



Eduardo Antonio Pires Basseto

METODOLOGIA PARA DETERMINAÇÃO DE VAZÕES DE RESTRIÇÃO COM SUPORTE
DE ANÁLISE MULTICRITERIAL: ESTUDO DE CASO NA UHE BARRA BONITA NO RIO
TIETÊ-SP

**CAMPINAS
2012**



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E URBANISMO

Eduardo Antonio Pires Basseto

METODOLOGIA PARA DETERMINAÇÃO DE VAZÕES DE RESTRIÇÃO COM SUPORTE
DE ANÁLISE MULTICRITERIAL: ESTUDO DE CASO NA UHE BARRA BONITA NO RIO
TIETÊ-SP

Orientador: Prof. Dr. Alberto Luiz Francato

Dissertação de Mestrado apresentada à Comissão de Pós-Graduação da Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Universidade Estadual de Campinas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de concentração em Recursos Hídricos, Energéticos e Ambientais.

ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA
DISSERTAÇÃO DEFENDIDA PELO ALUNO EDUARDO
ANTONIO PIRES BASSETO E ORIENTADA PELO PROF. DR.
ALBERTO LUIZ FRANCATO

ASSINATURA DO ORIENTADOR

CAMPINAS
2012

FICHA CATALOGRÁFICA ELABORADA PELA
BIBLIOTECA DA ÁREA DE ENGENHARIA E ARQUITETURA - BAE - UNICAMP

B294m Basseto, Eduardo Antonio Pires, 1974-
Metodologia para determinação de vazões de restrição com suporte de análise multicriterial: estudo de caso na UHE Barra Bonita no Rio Tietê-SP / Eduardo Antonio Pires Basseto. --Campinas, SP: [s.n.], 2012.

Orientador: Alberto Luiz Francato.
Dissertação de Mestrado - Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Análise multicriterio. 2. Previsão hidrológica. 3. Barragens de regularização e reservatórios. 4. Usinas hidrelétricas. I. Francato, Alberto Luiz, 1969-. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Título em Inglês: Methodology for determination of flow restriction in hydroelectric power plants with support of multicriteria analysis: case study in the HPP Barra Bonita on the Rio Tietê-SP

Palavras-chave em Inglês: Multicriteria analysis, Hydrological forecasting, Dams and reservoirs regularization, Hydroelectric power plants

Área de concentração: Recursos Hídricos, Energéticos e Ambientais

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora: Paulo Sérgio Franco Barbosa, Frederico Fábio Mauad

Data da defesa: 20-08-2012

Programa de Pós Graduação: Engenharia Civil

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E
URBANISMO**

**METODOLOGIA PARA DETERMINAÇÃO DE VAZÕES DE
RESTRIÇÃO COM SUPORTE DE ANÁLISE MULTICRITERIAL:
ESTUDO DE CASO NA UHE BARRA BONITA NO RIO TIETÊ - SP**

Eduardo Antonio Pires Basseto

Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



**Prof. Dr. Alberto Luiz Francato
Presidente e Orientador (a) /UNICAMP**



**Prof. Dr. Paulo Sérgio Franco Barbosa
UNICAMP**



**Prof. Dr. Frederico Fábio Mauad
EESC/USP**

Campinas, 20 de agosto de 2012.

Agradecimentos

Ao Orientador Professor Doutor Alberto Luiz Francato, pelas excelentes aulas, pelo incentivo, paciência e confiança no meu trabalho.

Ao Professor Doutor Paulo Sérgio Franco Barbosa, pelo incentivo e conhecimentos compartilhados.

Ao amigo e Professor Doutor João Eduardo Gonçalves Lopes (EPUSP), pelo seu incomensurável conhecimento.

A AES-TIETÊ e FUNCAMP, pelo auxílio financeiro concedido.

RESUMO

BASSETO, Eduardo Antonio Pires. **TÍTULO: Metodologia para determinação de vazões de restrição em usinas hidrelétricas com suporte de análise multicriterial: Estudo de Caso na UHE Barra Bonita no Rio Tietê-SP.** Campinas: Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – UNICAMP, 2012. Dissertação de Mestrado – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, UNICAMP, 2012.

O trabalho apresenta uma metodologia de hierarquização do grau de proteção contra cheias a jusante de reservatórios de usinas hidroelétricas, em função de diferentes vazões de restrição (Q_R) e períodos de retorno (T_R). A escolha das melhores alternativas de especificação do par (Q_R, T_R) é feita por meio de otimização multiobjetivo. A medida do impacto da violação da vazão de restrição é traduzida na forma de funções de penalidade. A metodologia proposta foi testada em um estudo de caso na usina hidrelétrica de Barra Bonita, no rio Tietê. Tal estudo revelou a adequação da metodologia proposta, onde se fez uma investigação simultânea do par (Q_R, T_R) para avaliação dos volumes de espera associados.

Palavras-chave: Análise Multicriterial, Previsão Hidrológica, Barragens de Regularização e Reservatórios, Usinas Hidrelétricas, Volume de Espera.

ABSTRACT

BASSETO, Eduardo Antonio Pires. **TÍTULO: Methodology for determination of flow restriction in hydroelectric power plants with support of multicriteria analysis: Case Study in the HPP Barra Bonita on the Rio Tietê-SP.** Campinas: Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – UNICAMP, 2012. Dissertação de Mestrado – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo, UNICAMP, 2012.

The paper presents a methodology to rank the degree of protection against flooding downstream reservoirs of hydroelectric plants, for different flow restriction (Q_R) and return periods (T_R). The choice of the best alternative specification pair (Q_R , T_R) is made by means of multiobjective optimization. The extent of the impact of the breach flow restriction is translated in the form of penalty functions. The proposed methodology was tested in a case study in Bonita hydroelectric plant on the river Tietê. This study revealed the suitability of the proposed methodology, where we make a simultaneous investigation of the pair (Q_R , T_R) to evaluate the associated expected volumes.

Keywords: Multicriteria Analysis, Hydrological Forecasting, Dams and Reservoirs Regularization, Hydroelectric Power Plants, Expected Volume.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	01
1.1	Objetivos.....	03
1.2	Localização Geográfica e Topológica.....	03
1.3	Estrutura do trabalho.....	06
2	REVISÃO DE LITERATURA	08
2.1	Conceito de Segurança, Perigo e Risco.....	08
2.2	Análise de risco.....	09
2.3	Equacionamento de um risco.....	10
2.4	Riscos resultantes das ações antrópicas.....	11
2.5	Riscos hidrológicos	12
2.5.1	Enchentes, Inundações e Alagamentos.....	12
2.6	Gestão de Risco nos Vales.....	13
2.7	Segurança de barragens.....	15
2.8	Avaliação de risco em barragens.....	17
2.9	O modelo de Furnas.....	24
2.10	Restrições Operativas das Usinas Hidrelétricas.....	26
2.11	Controle de Cheias a Jusante de Usinas Hidroelétricas	28
2.11.1	Discussão sobre o Período de Retorno (Tr).....	29
3	METODOLOGIA	31
3.1	Avaliação das necessidades de volumes de espera.....	31
3.2	Análise Multicriterial	35
3.2.1	Técnicas para geração de soluções não dominadas.....	38

3.2.2	Método da pontuação direta (Direct Rating)	39
3.2.2.1	Transformação de escalas de intervalo.....	40
3.2.3	Método aplicado para determinação de taxas de substituição – Swing Weights.....	40
4	ESTUDO DE CASO – UHE BARRA BONITA	42
4.1	Recomendação das alternativas de fixação dos períodos de retorno e de medidas de gestão para controle de cheias.....	53
5	RESULTADOS OBTIDOS	63
6	CONCLUSÕES	66
7	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	67

Lista de Figuras

Figura 1.1 - Esquema de uma usina com reservatório e os trechos à montante e jusante.....	02
Figura 1.2.1 – Localização da cidade de Barra Bonita-SP.....	04
Figura 1.2.2 – Lago da represa de Barra Bonita-SP.....	05
Figura 1.2.3 – Barragem da UHE de Barra Bonita-SP.....	05
Figura 1.2.4 - mapa topológico e de posição relativa para cada aproveitamento hidrelétrico da Bacia do Tietê.....	06
Figura 2.1 - Componentes da análise de risco, segundo Slovic (2002).....	21
Figura 2.3 - Critérios de risco para novas barragens da Australian National Committee on Large Dams (2003), segundo Bowles (2007).....	22
Figura 3.1 – Método da Curva Volume-Duração para Determinação do Volume de Espera.....	32
Figura 3.2 - Estrutura em dois níveis.....	38
Figura 4.1 - Esquema de um reservatório hidroelétrico e volume de espera.....	54
Figura 4.2 - valores de vazões e as respectivas penalidades.....	54
Figura 4.3 – Relações de volume de espera em por vazões em função do Tr.....	55
Figura 4.4 – perfil de impacto para $Q_r=1.300\text{m}^3/\text{s}$	60
Figura 4.5 – perfil de impacto para $Q_r=2.000\text{m}^3/\text{s}$	60
Figura 4.6 – perfil de impacto para $Q_r=2.400\text{m}^3/\text{s}$	60
Figura 4.7 – perfil de impacto para $Q_r=2.700\text{m}^3/\text{s}$	61
Figura 4.8 – perfil de impacto para $Q_r=2.900\text{m}^3/\text{s}$	61
Figura 4.9 – perfil de impacto para $Q_r=3.300\text{m}^3/\text{s}$	61
Figura 4.10 – perfil de impacto para $Q_r=3.400\text{m}^3/\text{s}$	61
Figura 4.11 – perfil de impacto para $Q_r=3.900\text{m}^3/\text{s}$	62
Figura 4.12 – Função de Valor para $Q_r=1.300\text{m}^3/\text{s}$	60
Figura 4.13 – Função de Valor para $Q_r=2.000\text{m}^3/\text{s}$	60
Figura 4.14 – Função de Valor para $Q_r=2.400\text{m}^3/\text{s}$	60
Figura 4.15 – Função de Valor para $Q_r=2.700\text{m}^3/\text{s}$	61
Figura 4.16 – Função de Valor para $Q_r=2.900\text{m}^3/\text{s}$	61
Figura 4.17 – Função de Valor para $Q_r=3.300\text{m}^3/\text{s}$	61
Figura 4.18 – Função de Valor para $Q_r=3.400\text{m}^3/\text{s}$	61
Figura 4.19 – Função de Valor para $Q_r=3.900\text{m}^3/\text{s}$	62
Figura 5.1 – Classificação das diferentes vazões de restrição (Q_r) e diferentes Períodos de Retorno.....	64

Lista de Tabelas

Tabela 2.1 - Classificação do Risco segundo o USBR (1988).....	24
Tabela 2.2 - Períodos de Retorno recomendados por Ponce (1989).....	30
Tabela 3.1 – Fatores de Frequência “K” – Distribuição log-Pearson III (Haan, 1977).....	34
Tabela 4.1 - Vazões máximas de D dias consecutivos.....	44
Tabela 4.2 - Volumes afluentes, calculados sobre os valores da Tabela 4.1.....	46
Tabela 4.3 - Logaritmos Neperianos dos volumes afluentes de D dias consecutivos.....	48
Tabela 4.4 – Valores de Ln (volume afluente em D dias consecutivos).....	50
Tabela 4.5 – Valores dos volumes afluentes em D dias consecutivos.....	50
Tabela 4.6 – Volume de Espera para $Q_r=1300\text{m}^3/\text{s}$	51
Tabela 4.7 – Volume de Espera para $Q_r=2000\text{m}^3/\text{s}$	51
Tabela 4.8 – Volume de Espera para $Q_r=2400\text{m}^3/\text{s}$	51
Tabela 4.9 – Volume de Espera para $Q_r=2700\text{m}^3/\text{s}$	51
Tabela 4.10 – Volume de Espera para $Q_r=2900\text{m}^3/\text{s}$	52
Tabela 4.11 – Volume de Espera para $Q_r=3300\text{m}^3/\text{s}$	52
Tabela 4.12 – Volume de Espera para $Q_r=3400\text{m}^3/\text{s}$	52
Tabela 4.13 – Volume de Espera para $Q_r=3900\text{m}^3/\text{s}$	52
Tabela 4.14 – Resumo dos Volumes de Espera para diferentes Q_r e T_r	53
Tabela 4.15 – Notas dos avaliadores para cada subcritério.....	55
Tabela 4.16 - FUNÇÃO DE VALOR - MÉTODO DA PONTUAÇÃO DIRETA (DIRECT RATING) - Descritor PVE 1.0 - $Q_r=1300\text{m}^3/\text{s}$	56
Tabela 4.17 - FUNÇÃO DE VALOR - MÉTODO DA PONTUAÇÃO DIRETA (DIRECT RATING) - Descritor PVE 2.0 - $Q_r=2000\text{m}^3/\text{s}$	56
Tabela 4.18 - FUNÇÃO DE VALOR - MÉTODO DA PONTUAÇÃO DIRETA (DIRECT RATING) - Descritor PVE 3.0 - $Q_r=2400\text{m}^3/\text{s}$	56
Tabela 4.19 - FUNÇÃO DE VALOR - MÉTODO DA PONTUAÇÃO DIRETA (DIRECT RATING) - Descritor PVE 4.0 - $Q_r=2700\text{m}^3/\text{s}$	56
Tabela 4.20 - FUNÇÃO DE VALOR - MÉTODO DA PONTUAÇÃO DIRETA (DIRECT RATING) - Descritor PVE 5.0 - $Q_r=2900\text{m}^3/\text{s}$	57
Tabela 4.21 - FUNÇÃO DE VALOR - MÉTODO DA PONTUAÇÃO DIRETA (DIRECT RATING) - Descritor PVE 6.0 - $Q_r=3300\text{m}^3/\text{s}$	57
Tabela 4.22 - FUNÇÃO DE VALOR - MÉTODO DA PONTUAÇÃO DIRETA (DIRECT RATING) - Descritor PVE 7.0 - $Q_r=3400\text{m}^3/\text{s}$	57
Tabela 4.23 - FUNÇÃO DE VALOR - MÉTODO DA PONTUAÇÃO DIRETA (DIRECT RATING) - Descritor PVE 8.0 - $Q_r=3900\text{m}^3/\text{s}$	57
Tabela 4.24 – Resumo das Penalidades atribuídas pelos avaliadores.....	58
Tabela 4.25 – Valores de Swing Weights.....	59
Tabela 4.26 – Níveis de impacto para os sub-critérios.....	59
Tabela 4.27 – Pontuação para os diferentes Níveis de impacto (T_r) para os sub-critérios....	59
Tabela 5.1 – Classificação das diferentes vazões de restrição (Q_r) e diferentes Períodos de Retorno.....	63
Tabela 5.2 – Classificação das diferentes vazões de restrição (Q_r) e diferentes Períodos de Retorno – Tabela resumo das dez primeiras colocações.....	65

1. INTRODUÇÃO

As barragens são geralmente obras associadas a um elevado potencial de risco devido à possibilidade de ruptura, com consequências catastróficas para as próprias estruturas, para o meio ambiente, com conseqüente destruição de flora e fauna, e principalmente pela perda de vidas humanas e econômicas.

Em média, ocorrem dez rompimentos significativos de barragens em algum lugar do mundo a cada década. As falhas mais comuns que podem ocorrer em barragens são decorrentes de: enchentes extremas, incertezas geológicas no local escolhido para implantação, perdas de água através das fundações e aterros, defeitos de construção e projeto e sismicidade. No século XX houve 200 casos notáveis de falhas em reservatórios ao redor do mundo e mais de 250.000 pessoas perderam suas vidas em desastres deste tipo (MCCULLY, 2001).

Com o aumento da população e o crescimento das cidades ribeirinhas, as inundações começaram a ser mais comuns. No final da década de 70 a ocorrência inesperada de grandes enchentes provocou importantes danos, incluindo o rompimento de barragens (ONS, 2003). A partir desse momento, o setor elétrico estabeleceu que a operação dos reservatórios deveria também minimizar impactos devido às inundações. Dessa forma, começaram a ser utilizadas diferentes metodologias (como as de Beard (1963) e Kelman (1987)) que considerassem adicionalmente o controle de cheias na operação dos reservatórios (ONS, 2003). O princípio dessas metodologias é a alocação de um volume de espera (espaço vazio dentro do volume útil do reservatório) como medida preventiva, visando amortecer as cheias que venham a acontecer no futuro.

Contudo, há um conflito de interesses entre o controle de cheias e a geração de energia, como conseqüência das operações ótimas antagônicas que seriam realizadas no caso de existir só um desses usos. O controle de cheias visa manter o nível do reservatório o mais baixo possível durante o período chuvoso para que o volume das cheias possa ser armazenado e as vazões máximas reduzidas. A geração de energia por sua vez, pretende manter o nível o mais alto possível para uma maior produção de

energia, garantindo uma reserva de água para ser utilizada durante os períodos críticos de estiagem. Assim, existe uma grande demanda pelo desenvolvimento de novas metodologias que minimizem esses conflitos na operação de reservatórios.

A questão de fundo é, então, da maior importância e atualidade: a proteção de vidas e bens contra os efeitos da água em excesso sob a forma de inundações ou cheias, encarada sob a dupla perspectiva da incerteza do evento e da suscetibilidade ou tolerância humana relativamente a esses efeitos. A questão em particular diz respeito aos efeitos resultantes de acidentes em barragens nos vales a jusante (figura 1.1). Trata-se de um potencial evento cuja expectativa de ocorrência é felizmente, muito pequena, mas que não deixa de ser considerada segundo os padrões de uma sociedade civilizada.

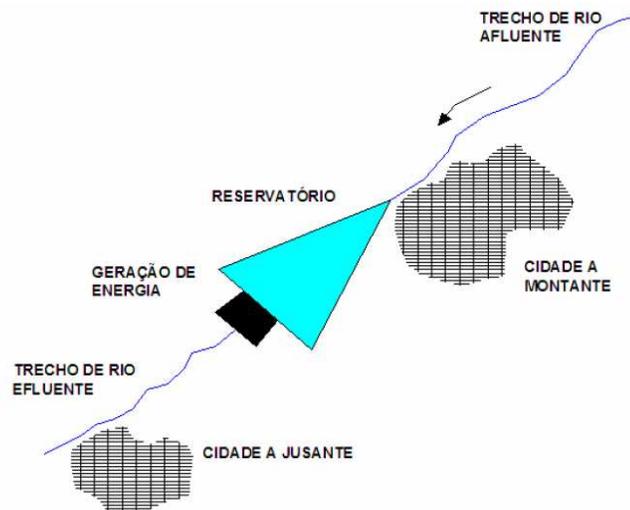


Figura 1.1 - Esquema de uma usina com reservatório e os trechos à montante e jusante.

1.1 Objetivos

Investigar uma metodologia alternativa para avaliar as vazões de restrição com vistas à garantia e segurança de barragens por meio de métricas de análise de risco.

A metodologia foi aplicada com técnicas de análise multicritério, visando à obtenção do melhor conjunto Vazão de Restrição (Q_r) e Período de Retorno (T_r), a um estudo de caso da Usina Hidroelétrica de Barra Bonita.

Atualmente, o sistema elétrico interligado brasileiro é operado de forma integrada pelo Operador Nacional do Sistema- ONS com o objetivo principal de minimizar o risco de déficits na geração de energia e o risco da geração térmica pela manutenção de volumes de espera nos reservatórios (ONS, 2003). Assim, a cada ano é simulado um conjunto de cenários baseados em volumes de espera diferentes (definidos em função de diferentes probabilidades de falha no amortecimento de cheias de um ano) e com base na avaliação dos impactos na geração de energia é tomada a decisão sobre os volumes de espera a serem implantados.

A escolha da UHE de Barra Bonita neste estudo de caso foi em razão da disponibilidade de dados históricos de vazão consistentes, disponíveis para a aplicação da metodologia proposta.

1.2 Localização Geográfica e Topológica

A Barragem de Barra Bonita está localizada no estado brasileiro de São Paulo, na cidade de Barra Bonita e represa as águas do rio Tietê, bacia do rio Paraná (figura 1.2.1 a 1.2.3). É onde funciona a Usina Hidrelétrica Barra Bonita (figura 1.2.4), que possui quatro turbinas Kaplan com um total de 36,024 megawatts (MW) de potência. A barragem possui 287 metros de comprimento e a represa tem 308 quilômetros quadrados, com capacidade de 2,6 quilômetros cúbicos de água. Na construção da barragem foram utilizados 500.000 metros cúbicos de concreto. O vertedouro possui

capacidade de escoamento de 3.521 metros cúbicos por segundo. A queda d'água é de 23,50 metros.

Na barragem existe uma eclusa que possui um comprimento de 142,20 metros, largura de 11 metros e o seu desnível é de 25 metros. Esta eclusa é utilizada por embarcações de turismo e carga para transpor para o outro nível da barragem e com isso permitir a continuação da navegação no rio Tietê.

A Usina Hidrelétrica Barra Bonita teve início de operação em 20/01/1963 Com quatro turbinas Kaplan com potência instalada de 140 MW. Sua barragem tem 480 metros de comprimento e seu reservatório tem 310 km² de extensão. Com um volume médio de água acumulado de 2.566 x m³, essa usina tem cinco comportas e a altura da queda d'água é de 23,50 m, sendo que a eclusa possui um comprimento útil de 142,20 m, largura útil de 11 m, calado máximo de 2,50 m e desnível máximo de 25 m.

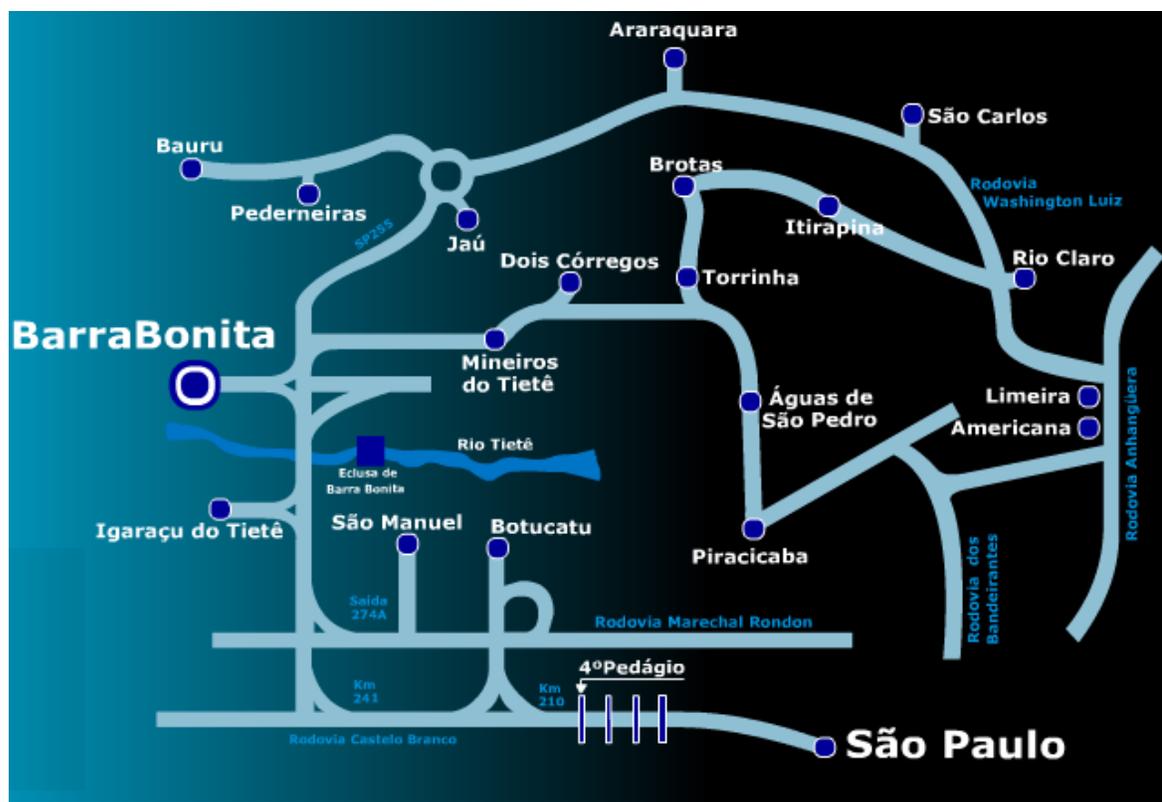


Figura 1.2.1 – Localização da cidade de Barra Bonita-SP.



Figura 1.2.2 – Lago da represa de Barra Bonita-SP.



Figura 1.2.3 – Barragem da UHE de Barra Bonita-SP.

BACIA DO TIETÊ

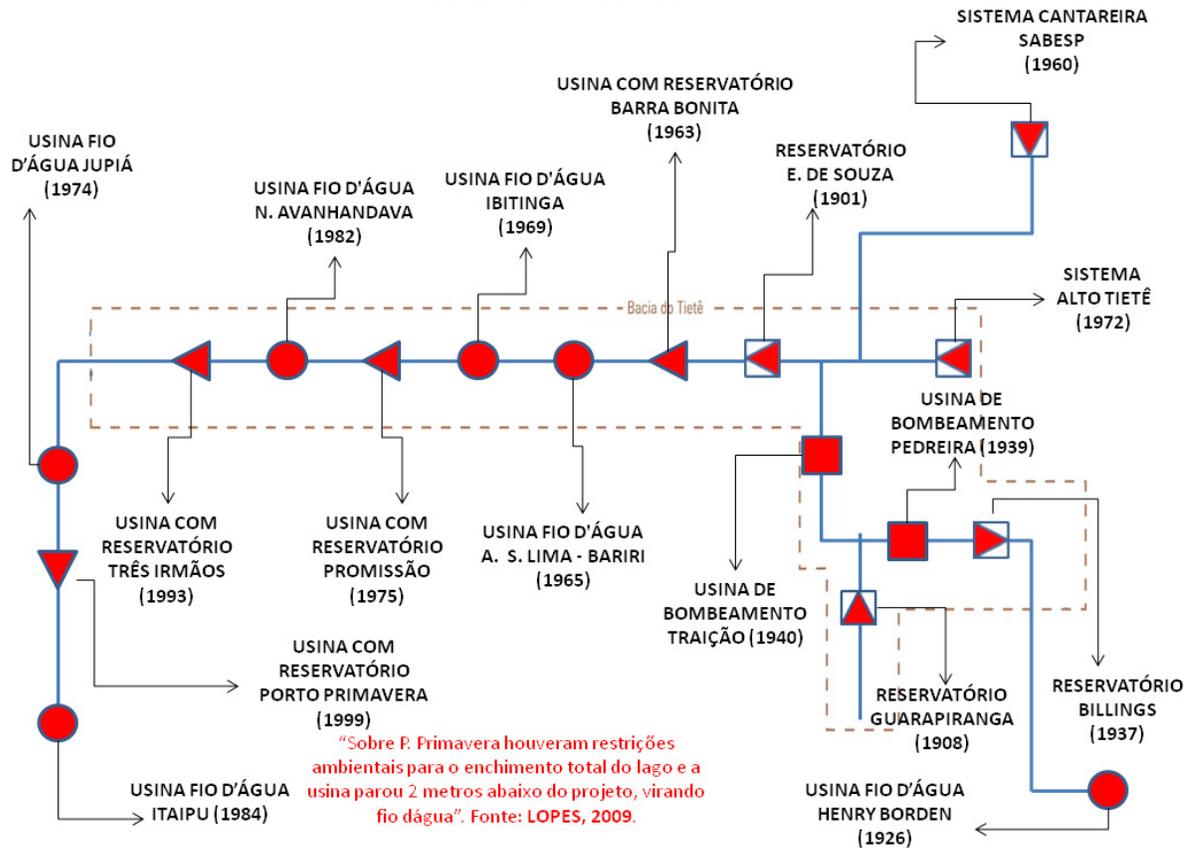


Figura 1.2.4 - Mapa topológico e de posição relativa para cada aproveitamento hidrelétrico da Bacia do Tietê.

1.3 Estrutura do trabalho

O presente trabalho está organizado em sete capítulos.

No Capítulo 1 foi apresentada uma introdução que contextualiza o leitor com relação à situação atual da geração de energia hidroelétrica em detrimento da segurança à montante das usinas com reservatório.

No capítulo 2 é apresentada a revisão da literatura.

O Capítulo 3 apresenta a metodologia aplicada no trabalho, com base em análise multicritério.

No Capítulo 4 é apresentado um estudo de caso com a aplicação da metodologia, para a UHE Barra Bonita.

No capítulo 5 são apresentados os resultados obtidos com a aplicação da metodologia proposta.

O capítulo 6 traz a conclusão do presente trabalho.

No capítulo 7 são apresentadas as referências bibliográficas

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1 Conceito de Segurança, Perigo e Risco

A palavra “Segurança” pode ser definida como sendo *“certeza, confiança, infalibilidade, livre de risco, sem temor”*. Complementarmente, o termo *segurança* pode ser também *“situação do que está seguro; afastamento de todo perigo. Segurança nacional: conjunto de dispositivos e medidas que visam manter a ordem estabelecida e preservar a integridade nacional.”*

O termo “Perigo” trata da *“situação em que está ameaçada a existência ou integridade de uma pessoa ou de uma coisa; risco, inconveniente.”* Complementarmente, o termo *perigo* pode ser o *“estado, situação de uma pessoa que corre grandes riscos. Em perigo de, em risco de.”*

O conceito de “Risco” pode ser definido como sendo *“possibilidade de perigo, incerto, mas previsível, que ameaça de dano a pessoa ou a coisa.”*

A palavra risco deriva do italiano *riscare*, que significa navegar entre rochedos perigosos. Avaliar riscos é uma prática realizada centenas de anos antes do nascimento de Cristo, porém cálculos mais precisos começaram no Renascimento quando, em 1654, um cavalheiro francês desafiou o matemático Blaise Pascal a decifrar um enigma proposto por Pacciolo 200 anos antes. Pascal, com a ajuda de Pierre de Fermat, além de decifrar o enigma lançou a teoria das probabilidades, o núcleo matemático do conceito de riscos. A solução do enigma de Pacciolo permitiu que, pela primeira vez, as pessoas tomassem decisões e previssem o futuro com ajuda de números. Naquela época, os indivíduos conseguiam tomar decisões, defender seus interesses e praticar o comércio, mas sem uma compreensão real do risco ou da natureza da tomada de decisões. Com o tempo, os matemáticos transformaram a teoria das probabilidades em um instrumento poderoso de organização e aplicação das informações.

2.2 Análise de Risco

É a aplicação de métodos e técnicas para identificação de riscos e análise de possíveis consequências negativas para a sociedade e para o meio ambiente, resultantes das atividades humanas ou das forças da natureza, como terremotos, erupções vulcânicas, temporais, inundações, etc. Baseia-se em técnicas de identificação de perigos, estimativa de frequências e consequências, análise de vulnerabilidade e na estimativa do risco. A análise de riscos pode ser:

Qualitativa

Avaliação das probabilidades de ocorrência e impacto dos riscos identificados, permitindo a priorização para as ações de tratamento, assim, os riscos de maior prioridade ou relevância (por exemplo, os que têm alta probabilidade de ocorrência e alto impacto) podem ser reavaliados.

Quantitativa

Análise numérica dos efeitos que os riscos podem ter sobre os resultados, ou seja, consiste em analisar a probabilidade e o impacto de cada um dos riscos identificados. Permite estabelecer uma priorização dos riscos em função do seu potencial de influenciar os resultados.

A análise de riscos permite então a priorização de esforços para a prevenção de acidentes, pois leva em conta o efeito das falhas e não somente o número delas. Com isso, os riscos podem ser melhores avaliados e gerenciados, o que propicia determinar quais componentes devem ser mais cuidadosamente enfocados e quais controles devem ser implementados em curto, médio e longo prazo, e conseqüentemente, corroborando para uma melhor alocação dos recursos, visando à prevenção de acidentes.

2.3 Equacionamento de um Risco

De forma geral, é a medida de danos à vida humana, resultante da combinação entre a frequência de ocorrência e a magnitude das perdas ou danos (consequências). É esperado e previsível, já que decorre de uma ação humana, capaz de motivar situações potencialmente danosas.

O risco envolve um nível de incerteza devido a três causas:

1. Possibilidade de ocorrência de eventos aleatórios conhecidos, porém os instantes de ocorrência são imprevisíveis, tais como: falhas, erros humanos, agressões externas ou ameaças.
2. Desconhecimento parcial ou total dos modos de falha das partes do sistema.
3. Desconhecimento parcial ou total do modo de funcionamento do sistema.

Componentes

- Evento
- Probabilidade de ocorrência do evento
- O impacto decorrente do evento

Cálculo

É resultante da combinação entre as frequências de ocorrência e a magnitude das consequências (perdas ou danos).

$$\text{Risco} = \text{Frequência de ocorrência} \times \text{Magnitude das consequências}$$

As probabilidades são, de modo geral, calculadas para períodos de um ano de atividade, ou seja, um risco individual de 10^{-6} / ano significa que, durante um ano de operação da instalação, existe a probabilidade de morrer um indivíduo em um milhão (1/1.000.000).

O risco pode ser:

- Aceitável: é a taxa média de perda que é considerado tolerável para uma determinada atividade;
- Crônico: potencial de lesão ou dano que ocorra como resultado da prolongada exposição repetida ou a uma condição indesejável;
- Natural (ou Ambiental): é a maior ou menor probabilidade que ocorra dano ou catástrofe social num determinado local ou região devido à ação de um processo natural, ou seja, pode ser definido como a possibilidade de que um território possa sofrer alterações em consequência de um processo natural, ficando afetadas de maneira sensível, com categoria de catástrofe as atividades, os usos e os assentamentos humanos nele situados;
- Antrópico: Designação geral dos fatores determinantes, produzidos pelo homem, que podem ameaçar a saúde e sua qualidade de vida;
- Tecnológico: são eventos acidentais, que envolvem ou não substâncias perigosas, que podem ocorrer em espaço público, equipamento coletivo, estabelecimento ou área industrial, suscetíveis de provocar danos significativos entre trabalhadores, população, equipamentos ou ambiente;
- Individual: é o risco para uma pessoa presente na vizinhança de um perigo que pode ocorrer e o período de tempo em que o dano pode acontecer. O risco de uma pessoa nas proximidades de um perigo. Isto inclui a natureza do prejuízo para o indivíduo, a probabilidade da lesão ocorrer, e o período de tempo durante o qual o prejuízo pode perdurar;
- Social: Risco para um determinado número ou agrupamento de pessoas expostas aos danos de um ou mais acidentes.

2.4 Riscos resultantes das ações antrópicas

Ocupação antrópica é a ocupação de zonas terrestres pelo homem e a decorrente da exploração, segundo as necessidades e as atividades humanas, dos recursos naturais. Isto se traduz em pressões ou impactos sobre o meio ambiente, que podem exceder a capacidade de suporte e de regeneração dos ecossistemas constitutivos da biosfera,

contribuindo para o seu desequilíbrio. Algumas das principais atividades com riscos resultantes das ações antrópicas são:

- a) Construção de rodovias;
- b) Construção de Ferrovias;
- c) Construção de Portos e terminais;
- d) Construção de Aeroportos;
- e) Obras hidráulicas para fins de saneamento, drenagem, irrigação, retificação de curso d'água, transposição de bacias, canais de navegação, barragens hidrelétricas, diques, entre outros.

2.5 Riscos hidrológicos

2.5.1 Enchentes, Inundações e Alagamentos

Enchente ou cheia é, geralmente, uma situação de transbordamento de água do seu leito natural, qual seja, córregos, arroios, lagos, rios, reservatórios, mares e oceanos provocadas geralmente por chuvas intensas e contínuas. A ocorrência de enchentes é mais frequente em áreas mais ocupadas, quando os sistemas de drenagem passam a ter menor eficiência.

Como todo fenômeno natural pode-se sempre calcular o período de retorno ou tempo de recorrência de uma enchente.

Quando este transbordamento ocorre em regiões sem ocupação humana, a própria natureza pode se encarregar de absorver os excessos de água gradativamente, gerando poucos danos ao ecossistema, mas podendo gerar grandes danos à agricultura.

Quando o transbordamento dá-se em áreas habitadas de pequena, média ou grande densidade populacional, os danos podem ser pequenos, médios, grandes ou muito

grandes, de acordo com o volume de águas que saíram do leito normal e de acordo com a densidade populacional.

2.6 Gestão de risco nos vales

Segundo Almeida (1997), em Portugal, o cumprimento do Regulamento de Segurança de Barragens (RSB, Decreto-Lei nº11/90, de 6 de janeiro), tendo em conta a alteração de fatores determinantes na segurança de barragens existentes, nomeadamente as condições hidrológicas e o envelhecimento da obra, e a gestão do risco como componente de gestão do território, inclui aspectos que merecem reflexão para melhorar a eficácia real da proteção dos habitantes dos vales.

De uma forma geral, a **questão do risco nos vales** tem como objetivo o controle ou mitigação dos potenciais danos induzidos por acidentes ou incidentes em barragens.

A base da gestão do risco deverá ser a análise do risco referente a este tipo de evento perigoso (“hazard”). Assim, após a identificação do perigo há que proceder à avaliação do risco entendido como a expectativa das perdas e danos potenciais induzidos diretamente por este evento. Entendido deste modo a análise do risco comporta uma análise quantitativa compreendendo:

- probabilidade de ocorrência do acidente ou ruptura da barragem;
- identificação e caracterização das consequências da inundação resultante do acidente;

Há ainda a considerar uma análise subjetiva relativa ao risco a qual depende da **percepção social** para com um eventual evento e da resposta potencial, presente e futura, das populações e que depende, também, das decisões dos responsáveis locais face à ameaça de um acidente e da consequente inundação, antes e após a respectiva ocorrência.

A **susceptibilidade humana** relativamente a um acidente deste tipo, independentemente da possibilidade de ocorrência do mesmo (Artigo 3º do RSB), depende de dois fatores principais:

- **exposição física** das populações à inundação, de acordo com a ocupação atual do vale e os mapas de inundação a elaborar em escala apropriada com base nas simulações das cheias provocadas por hipotéticas rupturas de barragens executadas com modelos hidrodinâmicos adequados, a qual poderá ser gerida com base num zoneamento que deverá ser tido em conta nos planos de ordenamento do território;
- **vulnerabilidade humana**, face às características sociológicas e culturais das populações, às características económicas da ocupação do vale e à preparação e informação das comunidades envolvidas na área de gestão e risco.

De um modo geral, a mitigação da vulnerabilidade das populações poderá ser conseguida através das seguintes medidas:

- preparação das populações;
- sistemas de previsão, aviso, alerta e potencial evacuação das populações;
- planeamento e controle da ocupação do solo.

Deste modo, a gestão do risco pode proporcionar um constante controle do risco impedindo o respectivo aumento por desleixo, ignorância ou pressão de grupos económicos locais. Em termos práticos a quantificação desta gestão de risco implicará, no caso particular de perdas de vidas humanas, o controle da probabilidade de ruptura da barragem com um número N de vítimas expectáveis, proposto por Almeida (1998):

$$RF = \left[\sum_i^M (P_{MI} \times f_{RI}) \right] \times DV \dots\dots\dots(1.1)$$

onde:

RF: Risco de Falha;

M: é o número de modos de ruptura;

DV: é uma forma de quantificar a susceptibilidade humana, referida, neste caso, ao número de N vítimas mortais.

De uma forma geral, o fator de vulnerabilidade *FV* será o resultante dos fatores parciais *FV_J* referentes a diferentes zonas do vale em função da distância à barragem, sendo, por sua vez, cada um função dos seguintes fatores:

$$FV_j = FC \times AE \times OS \times SI \times CS \times NP \dots\dots\dots(1.2)$$

onde:

FV: fator de vulnerabilidade;

FC: características hidrodinâmicas da cheia provocada pela ruptura;

- altura máxima de água, h_m ;
- velocidade máxima da água, VM ;
- perigosidade hidrodinâmica, h_{xv} ;
- tempos de chegada;
- tempo de subida da altura da água.

AE: tipo de sistema de aviso, alerta e eficácia operacional do mesmo, incluindo a antecipação do alarme e a periodicidade de treinos e exercícios;

OS: ocupação do solo por acidentes econômicos e residenciais;

SI: susceptibilidade das infraestruturas ao impacto das cheias;

CS: características sociais ou sociológicas das populações em risco;

NP: número total de pessoas expostas.

Chaweng Changchit apresenta um modelo matemático que reflete as três características importantes do problema de controle de cheias, que são: objetivos múltiplos, fluxos estocásticos e a escala do sistema. O problema consiste em encontrar decisões apropriadas a partir de reservatórios no sistema, a fim de satisfazer vários objetivos. Estes objetivos incluem abastecimento de água municipal e industrial, abastecimento de água a jusante, controle de enchentes, geração de energia hidrelétrica, e recreação, entre outros.

2.7 Segurança de Barragens

O Ministério da Integração Nacional, juntamente com a Agência Nacional de Águas (ANA), coloca em prática ações para prevenir e minimizar os riscos de acidentes com

barragens em todo País. Em parceria com Estados, Municípios e proprietários, o Governo Federal faz levantamento para acompanhar permanente e sistematicamente a situação dessas obras, já concluídas ou em andamento. Órgãos da administração federal, os governos estaduais e agentes da iniciativa privada participam do processo de cadastramento e avaliação da situação das construções.

Os dados técnicos reunidos no levantamento sobre a situação das barragens no País orientam a adoção de providências para a melhoria da segurança das obras. O Governo Federal faz o trabalho de prevenção em consonância com o Artigo 21º da Constituição Federal, que estabelece como competência da União o planejamento e a promoção da defesa permanente contra calamidades públicas e, ainda, com base nos Artigos 1º e 2º do Decreto nº 5.376, de 17 de fevereiro de 2005, que dispõe sobre a organização do Sistema Nacional de Defesa Civil.

A Secretaria de Infra-Estrutura Hídrica (SIH), do Ministério da Integração Nacional, e o Núcleo de Gestão da Informação, da ANA, acompanham o levantamento e fazem o cadastramento dos dados técnicos sobre as barragens. Barragens que apresentem pelo menos uma das seguintes características deve ser objeto de comunicação prioritária à SIH:

- I - riscos inaceitáveis em termos econômicos, sociais, ambientais ou de perda de vidas humanas, decorrentes de mau funcionamento da barragem ou de sua ruptura;
- II - altura do maciço maior ou igual a quinze metros, contada do nível do terreno natural à crista;
- III - capacidade total do reservatório maior ou igual a cinco milhões de metros cúbicos;
- IV - reservatório que contenha resíduos tóxicos.

Ainda em relação à legislação que regula e classifica as barragens brasileiras em função do risco, no ano de 2010, entra em vigor a Lei 12.334 que estabelece o Plano Nacional de Segurança de Barragens - PNSB, que cita em seu artigo 7º. : *“As barragens serão classificadas pelos agentes fiscalizadores, por categoria de risco, por dano potencial associado e pelo seu volume com base em critérios gerais estabelecidos pelo Conselho Nacional de Recursos Hídricos.*

§ 1º A classificação por categoria de risco em alto, médio ou baixo será feita em função das características técnicas, do estado de conservação do empreendimento e do atendimento do plano de segurança de barragem.

§ 2º A classificação por categoria de dano potencial associado à barragem em alto, médio ou baixo será feita em função do potencial de perdas de vidas humanas e dos impactos econômicos, sociais e ambientais decorrentes da ruptura da barragem.

MATOS ALMEIDA (1998) define a segurança da barragem como sendo a sua capacidade para satisfazer as exigências de comportamento necessárias para evitar incidentes e acidentes.

Distinguindo-se incidente do acidente a partir da gravidade da anomalia, no segundo caso com a possibilidade de conduzir a uma situação de ruptura e conseqüente onda de cheia.

2.8 Avaliação de Risco em Barragens

As barragens devem ser classificadas de acordo com seu potencial de risco, suas dimensões, tipo de estrutura e idade (exclusivamente para fins de prioridade de inspeção e avaliação da sua segurança).

O risco é referido à potencialidade de perda de vidas humanas e/ou danos a propriedades na área da barragem a jusante, na eventualidade de galgamento, ruptura ou falha de operação da barragem ou das instalações anexas.

Barragens classificadas na categoria de potencial de risco baixo geralmente estão situadas em áreas rurais onde uma ruptura pode danificar construções rurais, áreas cultivadas de extensões limitadas e estradas vicinais, sem causar vítimas.

Estruturas na categoria de potencial de risco significativo serão aquelas situadas em áreas predominantemente rurais cultivadas, onde uma ruptura pode danificar residências isoladas, estradas e ferrovias secundárias, e causar interrupção de serviços de utilidade pública relativamente importante; o número de vítimas seria baixo.

Barragens com alto potencial de risco são aquelas situadas em locais onde uma ruptura pode ocasionar sérios danos a grande número de residências, a extensas áreas cultivadas, instalações industriais e comerciais, serviços importantes de utilidade pública, rodovias e ferrovias troncos; pode causar elevado número de vítimas.

A altura de uma barragem é igual à diferença entre a cota da crista e a cota mais baixa da escavação executada na fundação. A classificação por dimensão será determinada seja pela altura da barragem, seja pela capacidade de armazenamento do reservatório, prevalecendo o critério que der a categoria maior.

Kuperman *et all* (1995) destaca que operar um efetivo programa de segurança de barragens pode ser tanto um desafio de administração como uma preocupação técnica para proprietários de hidroelétricas e projetos de recursos hídricos. Para ser tecnicamente eficiente, o programa tem que incluir avaliações que forneçam aos gerentes uma base consistente para avaliar tanto as condições físicas de estruturas civis quanto os riscos a elas associadas.

Segundo CDSA (1995), a segurança de uma barragem pode ser realçada por:

- Melhoria na segurança para a correção de qualquer deficiência
- Operação segura continuada, manutenção e observação
- Preparação adequada para emergências

Segundo Cyganiewicz & Smart (2000) a análise de risco tem muitos benefícios incluindo os seguintes:

1. Comunicação do risco;
2. Melhoria do entendimento do comportamento da barragem;
3. Identificar as informações necessárias;
4. Formular alternativas de ações corretivas;
5. Alocações de recursos finitos (pessoal, equipamentos, investimentos, tempo).

Com um largo número de barragens categorizadas como estruturas de alto risco, o Bureau of Reclamation está constantemente analisando carga, responsabilidade e em consequência, dados para este inventário de barragens.

Parsons *et all* (1999), propõe o “Portfolio Risk Analysis” (PRA), que permite ao proprietário de várias barragens estabelecer um programa de segurança de barragens no contexto de seu interesse e ajuda a fornecer “inputs” aos processos como capital orçado, devidas avaliações de atividades e responsabilidade, planejamento de despesas eventuais, e avaliação de financiamento de perda e programas de seguro. Para ser economicamente factível, o programa tem que assegurar que serão disponibilizados recursos para segurança.

Segundo Budweg (1999) não apenas no Brasil, mas quase em todo o mundo barragens estão sendo construídas nas áreas em desenvolvimento. Nessas regiões, onde o potencial do risco muda rapidamente, se adotado um critério de classificação das barragens segundo o risco envolvido, não apenas garante-se que os resultados dos monitoramentos dessas barragens sejam rapidamente analisados, mas também que a própria potencialidade do risco dessas barragens seja revisada periodicamente.

Quanto mais rápido é o desenvolvimento dessas regiões, tanto mais rapidamente ou em intervalos mais curtos deve-se revisar essa classificação.

Porque com a mudança da potencialidade do risco, as providências a serem tomadas devem ser aumentadas também mais rapidamente.

O desafio é identificar ou priorizar barragens com uma variedade de informações disponíveis para garantir que aquelas representando o maior risco estão recebendo prioridade de fundos na avaliação ou na redução de riscos. Esta priorização pode ocorrer para uma barragem ou para um grupo de barragens.

Conforme descrito por Kyrillos (2006), a partir de 1977, a área de planejamento da operação dos sistemas elétricos interligados brasileiros começa a contemplar de forma contínua e com aprimoramentos progressivos o controle de cheias nos reservatórios das usinas hidroelétricas. Alguns fatores contribuintes foram as grandes enchentes verificadas na bacia do rio Grande em fevereiro/1977, as quais provocaram diversos danos, incluindo a ruptura das usinas de Euclides da Cunha e Limoeiro, localizadas no rio Pardo, afluente do rio Grande. Em resposta à esses acidentes, 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 desenvolver uma metodologia aplicável à operação de controle de cheias do sistema de reservatórios da bacia do rio Grande.

Em 1978, a metodologia adotada foi estendida para os rios Paranaíba e Paraná. A partir de 1979, foi verificado que o suporte técnico-hidrológico do GCOI deveria ser mais amplo e de caráter permanente, sendo então dissolvido 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.

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

Com o processo de reestruturação do setor elétrico brasileiro, a partir da segunda metade da década de 90, em 1999 extinguiu-se o GCOI e suas atribuições foram absorvidas pelo ONS. Dessa forma, os estudos de prevenção de cheias e a coordenação da operação de controle de cheias passaram a ser atribuições do ONS, com a participação dos agentes de geração com aproveitamentos hidroelétricos nos sistemas de reservatórios considerados.

Segundo Slovic (2002) nos últimos 25 anos a sociedade tem tratado o risco segundo várias perspectivas. Ele apresenta dois aspectos básicos de análise de riscos, a sua avaliação e a sua gestão. A avaliação envolve todos os aspectos técnicos de quantificação e caracterização do risco. A sua gestão envolve o processo de decisão do critério de segurança e todos os seus aspectos de controle e mitigação. Todavia, Slovic

comenta que a questão do risco é, sobretudo, uma questão de ordem política: quem decide, como isso é feito, como tratar os conflitos, etc.

Ressalta também que o conceito moderno do risco está intimamente associado à percepção humana. A Figura 2.1 ilustra as ideias de análise de risco segundo Slovic.



Figura 2.1 - Componentes da análise de risco, segundo Slovic (2002).

Bowles (2007) apresenta novos conceitos de riscos associados à segurança de barragens, procurando rever os conceitos tradicionais empregados. Ele trata exatamente da gestão dos riscos em barragens segundo a nova avaliação de risco hoje utilizada em empreendimentos e em tecnologias de elevado índice de periculosidade. Descreve a necessidade de se proceder à análise de risco com base em distribuições empíricas de probabilidades de consequências provocadas por desastres, conhecidos como F-N Chart. Desse modo, podem ser obtidas estatísticas de danos. Além disso, introduz os conceitos de risco aceitável e de risco tolerável aplicado à segurança de barragens.

O risco tolerável segundo o ICOLD (2005) é um risco que a sociedade pode tolerar e onde:

- 1) alguns benefícios estão assegurados;

- 2) é um risco que não pode ser considerado insignificante ou como algo que pode ser ignorado;
- 3) é um risco que deve ser sempre reavaliado;
- 4) é um risco que na medida do possível deve ser reduzido, ou seja, o risco tolerável é aquele assumido e para o qual alguns benefícios devem ser alcançados.

Bowles (2007) apresenta uma série de exemplos de fixação de critérios de risco, considerando a legislação inglesa, a australiana e a americana. Discute também outros critérios legais desses países, com destaque para a técnica chamada ALARP – as-low-as-reasonably practicable, que objetiva reduzir a exposição da população ao risco das barragens em função de medidas estruturais e não estruturais, trabalhando exatamente com o conceito de riscos toleráveis.

A Figura 2.3, também de Bowles, mostra como varia a probabilidade de falha numa barragem em função do número de fatalidades, considerando a técnica ALARP, ou seja, até 100 mortes a sociedade, no caso a australiana, aceita reduzir riscos, acima disso trabalha-se com a probabilidade mínima.

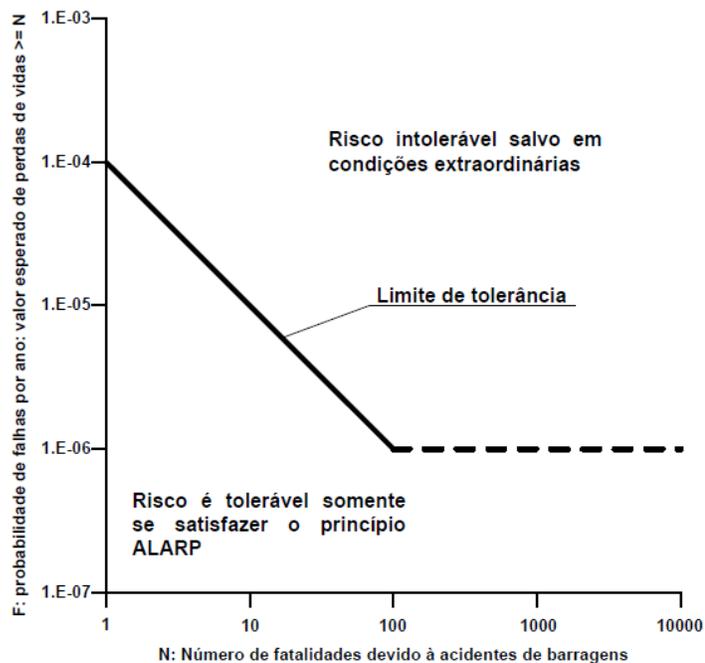


Figura 2.3 - Critérios de risco para novas barragens da Australian National Committee on Large Dams (2003), segundo Bowles (2007).

Tradicionalmente o risco é mensurado em função da probabilidade do evento crítico de segurança. Todavia, é fundamental associar a este evento crítico a magnitude dos seus impactos, consequências, e a extensão espacial desses impactos, dado pela vulnerabilidade.

O ICOLD (2005) define risco como a medida da probabilidade e da severidade de um evento adverso afetar a vida, a saúde, a propriedade e o meio ambiente.

De acordo com esse conceito, o risco está associado à probabilidade de ocorrência do evento crítico, tecnicamente estimado por inúmeras técnicas estatísticas, à vulnerabilidade, que em outras palavras relaciona-se à ocupação do espaço sujeito aos impactos negativos provocados pelo evento, ou, de outra forma, à exposição de pessoas, de edificações, ou de quaisquer outras ocupações no espaço impactado, esta vulnerabilidade pode ser tratada em conjunto com as consequências, agrupadas em danos de ordem social, fundamentalmente vidas humanas, de ordem econômica e de ordem ambiental. A vulnerabilidade pode ser tecnicamente avaliada, uma vez que o espaço impactado pode ser mapeado em função da probabilidade de ocorrência do evento crítico, muitas vezes é conhecida como sendo a hazard zone, a zona de perigo.

As consequências podem ser quantificadas numericamente, mas são de difícil avaliação quando se deseja fixar limites de segurança, uma vez que consideram fatores consideravelmente subjetivos, como a perda de vidas humanas, por exemplo. No caso aqui tratado do controle de cheias, as cheias de proteção podem ser estimadas pela Hidrologia Estatística, o mapeamento de cheias pode ser feito por modelos hidrodinâmicos, e calculado para diferentes períodos de retorno, os danos podem ser avaliados, conhecendo-se os diferentes tipos de ocupação do solo nas áreas sujeitas aos extravasamentos. Os atuais sistemas de informação geográfica são ferramentas essenciais para essas avaliações. Desse modo, as curvas F-N citadas anteriormente como referência para a análise de risco, podem ser estimadas. A definição de escala de risco é extremamente importante para mensuração do risco calculado. Avaliar o nível de risco em função da possibilidade de perdas de vidas humanas, de prejuízos

econômicos, danos ambientais não é uma tarefa simples e requer estudo avaliativo das possibilidades de ocorrência e da magnitude da mesma.

De acordo com o United States Bureau of Reclamation - USBR (1988) o termo “vidas em perigo” é definido como todos os indivíduos dentro da possível área de inundação, que caso não seja tomada nenhuma medida para evacuação ficariam expostos ao risco, onde a escala de risco para acidentes com barragens é dada pela Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Classificação do Risco segundo o USBR (1988).

Classificação	Perdas de Vidas	Perdas Econômicas
Baixo	0	Mínimo (agricultura subdesenvolvida, estruturas habitadas ocasionalmente ou mínima importância de recursos naturais)
Significante	1 a 6	Apreciável (áreas rurais com agricultura notável, indústrias ou locais de trabalho, áreas com importantes recursos naturais)
Alto	> 6	Excessivo (áreas urbanas incluindo grandes comunidades, indústria, agricultura e áreas com importantes recursos naturais)

Os valores na Tabela 2.1 ("1 a 6" e "mais que 6" para a alta e significativa, respectivamente) são valores puramente arbitrários. O risco é considerado como baixo quando não é esperada nenhuma perda de vida humana, decorrente do acidente. Determinar a perda estimada de vida envolve muitas incertezas e bom senso pelo analista.

2.9 O Modelo de Furnas

A Usina Hidrelétrica de Funil, localizada em Itatiaia, no estado do Rio de Janeiro, está operando em fase final de testes o novo Sistema de Segurança de Barragens (SSB), que substituirá o antigo sistema, baseado em plataforma mainframe. Desenvolvido por

especialistas do Departamento de Desenvolvimento de Sistema (DDS) e do Departamento de Engenharia Civil (DEC), este software permite o gerenciamento on-line dos dados e medidas dos diversos instrumentos instalados em todas as barragens da Empresa.

O Sistema de Segurança de Barragens foi pensado dentro de um conceito de colaboração, de maneira que todo o conhecimento sobre o assunto possa ser compartilhado pela comunidade técnica de FURNAS.

Esse sistema facilita as tomadas de decisão preventiva por parte dos especialistas do Departamento de Engenharia Civil, em casos de ocorrências de anormalidades nas estruturas, já que as informações de campo são passadas com agilidade para o banco de dados.

Ao longo dos anos, a Superintendência de Engenharia (SE), através do Departamento de Engenharia Civil (DEC), construiu um dos maiores acervos técnicos do país em obras civis de grande porte na área de controle e segurança de estruturas, tendo como referência os empreendimentos de geração do Sistema FURNAS. Nele estão registrados, por exemplo, todas as análises técnicas sobre a Usina de Serra da Mesa, uma das construções mais desafiadoras do setor elétrico nacional.

Entre os diversos dados coletados a partir de instrumentos instalados no corpo da barragem, estão: deslocamentos, deformações, vazões, temperaturas, percolações d'água e pressões internas, tanto nas estruturas, como nas fundações. Estes dados são complementados com as observações das inspeções visuais realizadas, periodicamente, pelos especialistas da Empresa.

Ele permite, ainda, preservar toda a nossa memória técnica e, também, aprimorar os procedimentos para novos projetos. O objetivo do DEC neste desenvolvimento de sistemas, é assegurar um caráter decisório de engenharia preventiva, para qualquer anomalia detectada nas estruturas do Sistema FURNAS.

Devido a inúmeros incidentes relatados ao redor do mundo, ao aumento nas dimensões das novas barragens e ao envelhecimento de uma grande quantidade de outras, o

ICOLD (International Commission on Large Dams), organismo responsável pela política de desenvolvimento tecnológico sobre segurança da engenharia de barragens decidiu, no final da década de 70, investir fortemente em um Programa de Segurança de Barragens em nível mundial.

Este posicionamento do meio técnico contribuiu decisivamente para uma profunda revisão da legislação específica para segurança e inspeção de barragens em diversos países. No Brasil, o Comitê Brasileiro de Barragens (CBDB), onde FURNAS é membro atuante e mantenedor, editou vários trabalhos sobre esta questão. Porém, em termos de legislação, o país busca através de entidades governamentais, órgãos reguladores, empresas e núcleos de representatividade técnica de diversas especialidades na engenharia de barragens, ações para criar, com força de lei, uma regulamentação para o setor.

2.10 Restrições Operativas das Usinas Hidrelétricas

Conceitualmente, a operação de qualquer usina hidrelétrica deve ser realizada obedecendo-se, rigorosamente, às regras operativas constantes dos manuais elaborados especificamente para esse fim, com vistas a garantir o funcionamento adequado e o desempenho satisfatório das diversas estruturas e equipamentos existentes.

Além disso, deve ser feito o acompanhamento ambiental das condições do reservatório, com vistas a renovação da Licença de Operação (LO) a cada 5 a 10 anos.

No que diz respeito às obras civis da usina, de uma maneira geral, deve-se destacar a necessidade de que sejam respeitadas as regras de operação do vertedouro, se o mesmo possuir comportas. Cabe registrar que, no caso específico de uma Pequena Central Hidrelétrica - PCH, uma vez que o reservatório é, normalmente, pequeno, e, portanto, a fio d'água, o vertedouro, na grande maioria das vezes, não possui comportas.

No que diz respeito aos equipamentos, devem ser observadas as regras de operação e de manutenção, com vistas às garantias, constantes dos manuais fornecidos pelos fabricantes.

Cabe registrar que, no Brasil, ainda não foi implantada, em grande escala, a tecnologia de usinas “desassistidas”, totalmente automatizadas e operadas remotamente. Essa tecnologia, largamente utilizada em outros países, vem sendo incorporada gradativamente, porém, ainda de forma lenta e tímida. Quando for o caso, o usuário deverá se valer de consultoria especializada.

De acordo com o *Inventário das Restrições Operativas Hidráulicas dos Aproveitamentos Hidrelétricos Das Usinas* (Operador Nacional do Sistema - ONS), este tem por objetivo subsidiar o processo de atualização das informações sobre restrições operativas hidráulicas dos reservatórios pertencentes ao Sistema Interligado Nacional – SIN. As informações de restrições hidráulicas de aproveitamentos hidrelétricos são utilizadas nos processos relativos ao planejamento, à programação e à operação dos aproveitamentos hidrelétricos integrantes do SIN.

As informações sobre restrições operativas hidráulicas, consolidadas neste documento, são originadas de levantamentos realizados no passado e de atualizações periódicas a partir de interação com os agentes de geração, a Agência Nacional de Energia Elétrica – ANEEL, a Agência Nacional de Águas – ANA e a entidade responsável pelo planejamento da expansão da geração. Essas informações referem-se às vazões máximas e mínimas em seções e trechos de rio, limitações de vazões máximas e mínimas defluentes em aproveitamentos, limites para os níveis máximos e mínimos nos reservatórios, taxas máximas de variação de defluências e outras restrições hidráulicas.

Neste inventário, também estão descritas as Informações Operativas Relevantes (IOR), ou seja, são informações sobre limites operativos diversos que devem ser considerados, quando possível, e toda e qualquer restrição cujas incertezas não

possibilitem o estabelecimento quantitativo de seus valores ou do seu período efetivo de aplicação.

2.11 Controle de Cheias a Jusante de Usinas Hidrelétricas

A metodologia atual de controle de cheias nos sistemas hidroelétricos que compõem o Sistema Interligado Nacional - SIN é realizada através de volumes vazios nos reservatórios, denominados volumes de espera, que são mantidos vazios durante as estações úmidas. A determinação dos volumes de espera foi sendo aprimorada progressivamente no âmbito do CEPEL (Centro de Pesquisas em Energia Elétrica) e hoje é divulgada anualmente pelo Operador Nacional do Sistema - ONS. Dois insumos básicos para a metodologia são definidos por cada agente de geração:

- a) a descarga máxima a ser liberada de cada usina (denominada Vazão de Restrição Q-RESTR);
- b) o risco de violação de tal descarga máxima, traduzido pelo período de retorno (ou Tempo de Recorrência - TR), associado ao grau de proteção de uma seção de controle imediatamente a jusante da usina, ou decorrente da necessidade de proteção de outras seções a jusante.

Tais insumos são determinantes dos volumes de espera em um sistema hidroelétrico, com impactos seja na proteção desejada bem como na produção hidro-energética.

O porte do volume de espera é função da necessidade de proteção a jusante e do critério de risco a ser adotado (traduzido na forma de período de retorno do evento que determina a violação da restrição de jusante). Tais parâmetros são definidos por cada agente de geração com base em experiência histórica e na percepção sobre eventuais prejuízos à propriedade, instalações e atividades econômicas nas seções a jusante das usinas, sendo protegidas pelos volumes de espera.

É também necessário considerar a legislação brasileira no tocante a eventuais danos a terceiros, em decorrência de operação das barragens em condições críticas de cheias,

exigindo que o proprietário da barragem responda pelos danos causados (materiais e morais) conforme se segue:

Artigos 186 e 927 do Código Civil e artigo 5º, inciso X da Constituição Federal:

"Art. 186: Aquele que, por ação ou omissão voluntária, negligência ou imprudência, violar direito e causar dano a outrem, ainda que exclusivamente moral, comete ato ilícito".

"Art. 927: Aquele que, por ato lícito (artigos 186 e 187), causar dano a outrem, fica obrigado a repará-lo".

Diante da responsabilidade da decisão sobre os riscos aceitáveis (Tempo de Recorrência), extensão dos danos prováveis (Vazão de Restrição) e dos impactos que a fixação de tais parâmetros tem na produção hidro-energética, fica evidente a necessidade de investigação científica para subsidiar a formulação de critérios que possam balizar a tomada de decisão sobre os riscos aceitáveis em cada caso.

2.11.1 Discussão sobre o Período de Retorno (Tr)

Os métodos hidrológicos clássicos discutem a questão da escolha do Período de Retorno (Tr) considerando o tipo de obra e de sua importância diante dos impactos resultantes de eventuais falhas na proteção. A escolha deve também considerar os aspectos legais envolvidos, quando se aplicam.

Existem dois grandes grupos de obras hidráulicas em que a escolha do risco se destaca, a saber: as obras de drenagem urbana e as barragens.

Há também vasta bibliografia sobre este tema em hidrologia, sendo uma referência clássica a de Ponce (1989). A tabela 2.7 é apresentada por este autor, onde são feitas sugestões sobre a escolha do período de retorno em função do tipo da estrutura hidráulica.

Observa-se na tabela 2.2 que as obras de proteção em drenagem urbana trabalham desde recorrência 5 anos (micro drenagem) até 1000 anos (para diques de proteção

para áreas mais sensíveis). Em geral, a drenagem trabalha com o intervalo de 5 a 15 anos para pequenas obras e com o intervalo de 100 a 1000 anos para obras fluviais. A segurança de barragens já trabalha com intervalos de 1000 a 10.000 anos, dependendo do porte do empreendimento.

Tabela 2.2 - Períodos de Retorno recomendados por Ponce (1989).

Tipo de Projeto ou Obra	Período de Retorno (anos)
Obra de drenagem urbana de baixo perigo (até 100 ha)	5 a 10
Obra de drenagem urbana de médio perigo (até 100 ha)	25 a 50
Obra de drenagem urbana de alto perigo (> 100 ha)	50 a 100
Drenagem de estradas	25 a 50
Drenagem de rodovias	50 a 100
Obras de diques de médio risco	50 a 100
Obras de diques de alto risco	200 a 1000
Pilares de pontes	100 a 500
Melhoramentos de planície de inundações	100

Nos grandes empreendimentos hidrelétricos a segurança da barragem trabalha com cheias deca milenares (10.000 anos) para fins de dimensionamento de vertedores e, em alguns casos, com cheias milenares (1.000 anos para Pequenas Centrais Hidrelétricas).

Portanto, tendo em vista que os períodos de retorno adotados para controle de cheias oscilam entre 5 e 100 anos, parece não ser razoável qualquer valor fora desse intervalo para proteção de regiões a jusante de aproveitamentos hidrelétricos.

No presente trabalho, serão geradas as seguintes alternativas de período de retorno, associados a cada descarga de restrição: $Tr = 5$ anos; $Tr = 10$ anos; $Tr = 25$ anos; $Tr = 50$ anos e $Tr = 100$ anos.

3 METODOLOGIA

3.1 Avaliação das necessidades de volume de espera

Tal avaliação é necessária, pois caracteriza a eficiência energética devido à manutenção do volume de espera em cada reservatório onde o controle de cheias é exercido. Foi adotado o método da curva volume-duração para esta estimativa. O método da curva volume-duração foi proposto por Beard (1989), sendo utilizado pelo ONS para alocação de volume de esperas em usinas do sistema interligado nacional, sendo posteriormente substituído pelo método das trajetórias críticas.

O método da curva volume-duração utiliza as distribuições de probabilidade dos valores anuais dos máximos volumes afluentes em t dias consecutivos, VA(t) visando construir a função / curva que relaciona o volume acumulado va(t) à duração.

A função va(t) é uma função probabilística, podendo ser colocada como dependente do período de retorno (Tr) ou da probabilidade aceitável (α) do evento sendo tratado (superação do valor aceitável):

$$P[VA(t) > va(t)] = \alpha \dots\dots\dots(3.1)$$

onde:

$$\alpha = \frac{1}{Tr}$$

A curva volume-duração assim determinada equivale a uma hidrográfa de projeto cujas vazões tem o mesmo período de retorno para cada duração t.

Define-se o volume de espera condicionado à duração t, à variável X(t), sendo Qr a vazão de restrição à jusante da usina:

$$X(t) = va(t) - t \times Qr \dots\dots\dots(3.2)$$

O volume de espera recomendado, associado ao período de retorno Tr é dado pela expressão:

$$Ve = \max_t \{X(t)\} \dots \dots \dots (3.3)$$

A figura 3.1 ilustra o método, com apresentação da duração crítica t_c , que é a duração que determina o volume de espera. Observar que o volume de espera é definido pelo ponto de tangência da reta que representa o volume acumulado defluente máximo (produto de $Q_r \cdot t$) e a curva de volume afluente acumulado [$va(t)$].

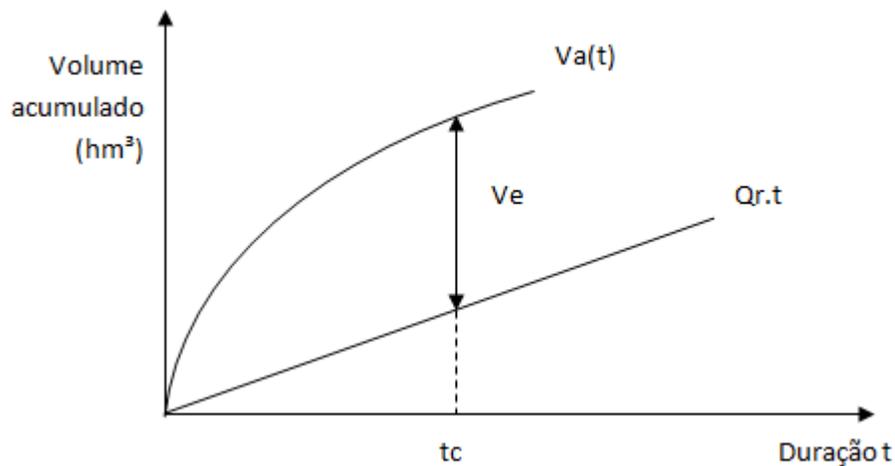


Figura 3.1 – Método da Curva Volume-Duração para Determinação do Volume de Espera.

A regra de operação associada consiste em defluir a vazão de restrição Q_r sempre que o volume livre no reservatório seja menor que o volume de espera recomendado (Ve); não havendo restrição operativa alguma enquanto o volume vazio no reservatório for menor que o volume de espera recomendado.

$$f(x) = \frac{\lambda^\beta (x-\varepsilon)^{\beta-1} \times e^{-\lambda(x-\varepsilon)}}{\Gamma(\beta)} \dots \dots \dots (3.4)$$

com:

x : variável aleatória sendo modelada pela distribuição Log Pearson III

S : desvio padrão de x

g : coeficiente de assimetria de x

$$x \geq \varepsilon$$

$$\lambda = \frac{S}{\sqrt{\beta}}$$

$$\beta = \left(\frac{2}{g}\right)^2$$

$$\varepsilon = \bar{x} - S\sqrt{\beta}$$

$\Gamma(\beta)$: função gama

Fixado um período de retorno Tr , o valor correspondente da variável X_{Tr} (vazão máxima associada ao período de retorno especificado) será determinado pela equação:

$$x_{tr} = \bar{x} + K_{Tr} \times S \dots \dots \dots (3.5)$$

onde:

\bar{x} : valor médio de x

K_{Tr} : fator de frequência da distribuição Log – Pearson III, associado ao Tr

O cálculo deve ser feito da seguinte forma:

a) Para $g=0$, então:

$$K_{Tr} = z = \frac{x_{Tr} - \bar{x}}{S} \text{ (variável normal padronizada)} \dots \dots \dots (3.6)$$

b) Para $g \neq 0$, então:

$$K_{Tr} = z + (z^2 - 1) \cdot \frac{g}{6} + \frac{1}{3} \cdot (z^3 - 6z) \cdot \left(\frac{g}{6}\right)^2 - (z^2 - 1) \cdot \left(\frac{g}{6}\right)^3 + z \cdot \left(\frac{g}{6}\right)^4 + \frac{1}{3} \cdot \left(\frac{g}{6}\right)^5 \dots \dots \dots (3.7)$$

Apresentam-se na tabela 3.1 os valores do fator de frequência para diferentes valores de Tr e do coeficiente de assimetria.

Tabela 3.1 – Fatores de Frequência “K” – Distribuição log-Pearson III (Haan, 1977).

Tr	2	5	10	25	50	100	200
	Probabilidades						
Coef. Assim.	50	20	10	4	2	1	0,5
3	-0,396	0,42	1,18	2,278	3,152	4,051	4,97
2,9	-0,39	0,44	1,195	2,277	3,134	4,013	4,904
2,8	-0,384	0,46	1,21	2,275	3,114	3,973	4,847
2,7	-0,376	0,479	1,224	2,272	3,093	3,932	4,783
2,6	-0,368	0,499	1,238	2,267	3,071	3,889	4,718
2,5	-0,36	0,518	1,25	2,262	3,048	3,845	4,652
2,4	-0,351	0,537	1,262	2,256	3,023	3,8	4,584
2,3	-0,341	0,555	1,274	2,248	2,997	3,753	4,515
2,2	-0,33	0,574	1,284	2,24	2,97	3,705	4,444
2,1	-0,319	0,592	1,294	2,23	2,942	3,656	4,372
2	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298
1,9	-0,294	0,627	1,31	2,207	2,881	3,553	4,223
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147
1,7	-0,268	0,66	1,324	2,179	2,815	3,444	4,069
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,78	3,388	3,99
1,5	-0,24	0,69	1,333	2,146	2,743	3,33	3,91
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828
1,3	-0,21	0,719	1,339	2,108	2,666	3,211	3,745
1,2	-0,195	0,732	1,34	2,087	2,626	3,149	3,661
1,1	-0,18	0,745	1,341	2,066	2,585	3,087	3,575
1	-0,164	0,758	1,34	2,043	2,542	3,022	3,489
0,9	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401
0,8	-0,132	0,78	1,336	1,993	2,453	2,891	3,312
0,7	-0,116	0,79	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223
0,6	-0,099	0,8	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132
0,5	-0,083	0,808	1,323	1,91	2,311	2,686	3,041
0,4	-0,066	0,816	1,317	1,88	2,261	2,615	2,949
0,3	-0,05	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856
0,2	-0,033	0,83	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763
0,1	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,4	2,67
0	0	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576
-0,1	0,017	0,846	1,27	1,716	2	2,252	2,482
-0,2	0,033	0,85	1,258	1,68	1,945	2,178	2,388
-0,3	0,05	0,853	1,245	1,643	1,89	2,104	2,294
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108
-0,6	0,099	0,857	1,2	1,528	1,72	1,88	2,016
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733	1,837
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,66	1,749
-1	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664
-1,1	0,18	0,848	1,107	1,324	1,435	1,518	1,581
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501
-1,3	0,21	0,838	1,064	1,24	1,324	1,383	1,424
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,27	1,318	1,351
-1,5	0,24	0,825	1,018	1,157	1,217	1,256	1,282
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197	1,216
-1,7	0,268	0,808	0,97	1,075	1,116	1,14	1,155
-1,8	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087	1,097
-1,9	0,294	0,788	0,92	0,996	1,023	1,037	1,044
-2	0,307	0,777	0,895	0,959	0,98	0,99	0,995
-2,1	0,319	0,765	0,869	0,923	0,939	0,946	0,949
-2,2	0,33	0,752	0,844	0,888	0,9	0,905	0,907
-2,3	0,341	0,739	0,819	0,855	0,864	0,867	0,869
-2,4	0,351	0,725	0,795	0,823	0,83	0,832	0,833
-2,5	0,36	0,711	0,771	0,793	0,798	0,799	0,8
-2,6	0,368	0,696	0,747	0,764	0,768	0,769	0,769
-2,7	0,376	0,681	0,724	0,738	0,74	0,74	0,741
-2,8	0,384	0,666	0,702	0,712	0,714	0,714	0,714
-2,9	0,39	0,651	0,681	0,683	0,689	0,69	0,69
-3	0,396	0,636	0,66	0,666	0,666	0,667	0,667

3.2 Análise Multicriterial

Terminologias Básicas

Modelagem: O objetivo da modelagem é a geração de conhecimento aos decisores. Para tanto, deve-se desenvolver modelos que sirvam como meios para basear as decisões dos decisores, segundo seu sistema de valores (Ensslin, 2001).

Decisor(es): enquanto em decisões pessoais o decisor (ou os decisores) é facilmente distinguível, nas organizações, o poder decisório (“quem decide”) é usualmente difuso, principalmente quando esta se refere a situações de alta complexidade.

Crítérios: cada critério é uma função matemática que mede o desempenho das ações potenciais com relação a um determinado aspecto. É uma ferramenta que permite mensurar, da forma menos ambígua possível, o desempenho das ações de acordo com um ponto de vista.

Descritor(es): é formado por um conjunto de níveis de impacto, ordenados preferencialmente, estando definidos o pior e o melhor nível. A esses dois níveis são associados dois valores que servirão de âncora para a escala.

Função de Valor: é usada para ordenar a intensidade de preferência entre pares de níveis de impacto ou ações potenciais (Beinat, 1995). Assim, ela deve ser construída para um decisor, ou grupo de decisores, com o objetivo de avaliar as ações segundo um determinado ponto de vista (Ensslin, 2001).

Taxas de substituição: as taxas de substituição de um modelo multicritério expressam a perda de desempenho que uma ação potencial deve sofrer em um critério para compensar o ganho de desempenho em outro. Vulgarmente, são também conhecidas como “pesos” (Ensslin, 2001).

Avaliação das Ações Potenciais: com o modelo de avaliação devidamente estruturado, é possível avaliar o desempenho das ações e, se necessário, gerar novas e melhores alternativas.

Num processo de tomada de decisão, vários aspectos (econômicos, sociais, políticos, ambientais, etc) necessitam ser considerados simultaneamente. É raro uma decisão ser tomada em função de um único objetivo, até mesmo em processos corriqueiros como a compra de um eletrodoméstico. No setor de recursos hídricos, os processos decisórios envolvem múltiplos objetivos e múltiplos decisores, estabelecendo conflitos de interesse entre grupos com visões distintas acerca das metas a serem adotadas no planejamento e gestão de recursos hídricos.

Na engenharia, muitas vezes, a concepção de um projeto ou sua operação deve atender a vários objetivos ou critérios. Se os objetivos são conflitantes, então o problema torna-se encontrar a melhor solução de compromisso com grau de satisfação dos objetivos em função da escolha do decisor. As técnicas de análise multiobjetivo ou multicriterial têm se revelado como recurso significativo de apoio à tomada de decisão, especialmente em problemas de interesse social. Em muitos problemas práticos, deseja-se atender a vários objetivos ou metas satisfazendo um conjunto de restrições impostas por condições físicas do sistema, limitações de recursos, condicionantes de ordem social, etc. Um economista de origem francesa e italiana chamado Pareto (1848-1923) foi quem primeiro desenvolveu o princípio da otimização multiobjetivo para uso em economia. Suas teorias tornaram-se conhecidas como “conceito de otimalidade de Pareto”.

Define-se Ótimo de Pareto como um grupo de soluções que são equivalentes entre si, ou seja, não existe uma solução que melhore um dos objetivos sem degradar outro. Segundo SIMONOVIC (1998), em problemas de otimização multiobjetivo a palavra otimização tem sido propositalmente mantida fora da definição, pois em geral não se pode otimizar um vetor de funções objetivo, uma vez que o ótimo de uma função não coincide com os pontos ótimos das demais funções. O conceito de solução “não

dominada” em análise multiobjetivo substitui o conceito de solução ótima em otimização mono-objetivo.

Um problema de otimização multiobjetivo pode ser resolvido de uma maneira similar a um problema mono-objetivo. Em um problema mono-objetivo, a ideia é encontrar um grupo de valores para as variáveis de decisão, que, sujeitas a um conjunto de restrições, resulte um valor ótimo para a função-objetivo. Em problemas multiobjetivo, procura-se encontrar valores para as variáveis de decisão que otimizem as funções-objetivo simultaneamente. Desta maneira a solução é escolhida dentro de um grupo de soluções, chamado de soluções não dominadas, ou ainda grupo de soluções ótimas de Pareto. Em geral, para problemas multiobjetivo a solução ótima obtida pela otimização das funções-objetivo individualmente não é uma solução factível para o problema multiobjetivo. MACHADO (1991) menciona que a Programação Multiobjetivo está relacionada com o estudo de problemas de otimização vetorial, isto é, que envolvam mais de uma função objetivo.

A região do espaço de soluções sobre a qual se situa a solução ótima do problema multiobjetivo é designada como região ótima de Pareto e é o campo de soluções no qual o decisor pode proceder sua escolha. COHON e MARKS (1975) concluem, no entanto, que essas soluções são equivalentes entre si, ou seja, pode-se dizer que elas pertencem a um conjunto de soluções conhecidas como “Conjunto das Soluções não dominadas”. A equivalência diz respeito à impossibilidade de eleger uma solução como superior à outra, exceto se for considerada a estrutura de preferência do decisor.

No processo de seleção da solução do problema multiobjetivo, é preciso identificar a possibilidade de interação com o decisor.

CASOTTI (1993) evidencia que cada método multiobjetivo estabelece uma forma e um nível de interação com um decisor, responsável pela seleção final da solução do problema. Os métodos multiobjetivos mais eficientes operam de acordo com uma estrutura de dois níveis, mostrada a seguir na Figura 3.2:

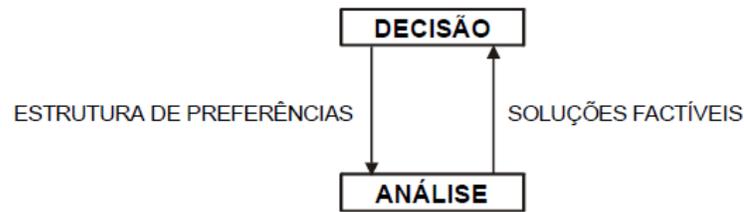


Figura 3.2 - Estrutura em dois níveis.

Segundo COHON e MARKS (1975), as técnicas multiobjetivo são geralmente classificadas em termos da forma de participação do decisor no processo de escolha da solução preferida e da natureza do problema. Os métodos podem ser classificados em três grupos:

1. Técnicas para geração de soluções não dominadas;
2. Técnicas com articulação prévia das preferências;
3. Técnicas com articulação progressiva das preferências;

Para o entendimento de como as estruturas de preferência levam à solução do problema, apresenta-se a seguir uma breve descrição destas técnicas.

3.2.1 Técnicas para Geração de Soluções Não dominadas

Nessas técnicas, os analistas identificam e geram um subgrupo de soluções não dominadas dentro da região de factibilidade inicial. Os resultados são apresentados ao decisor em forma de gráficos ou tabelas e o decisor seleciona dentre elas, a “melhor solução de compromisso”. Nesse caso, o analista faz seus estudos sobre a solução do problema sem nenhum conhecimento a priori das preferências do decisor, fornecendo-lhe em seguida todos os resultados obtidos. Essas técnicas trabalham estritamente com a realidade física do problema e não consideram as preferências do decisor, pelo menos na fase de geração de soluções. A identificação do conjunto de soluções não dominadas ajuda o decisor a adquirir conhecimento sobre a realidade física/operacional do problema.

Há vários métodos para a geração do conjunto das soluções não dominadas e alguns desses métodos são amplamente conhecidos, como por exemplo:

- a) Método dos pesos;
- b) Método das restrições;
- c) Método multi-objetivo de Phillip;
- d) Método multi-objetivo de Zeleny.

O grupo de soluções não dominadas pode ser obtido através do método dos pesos ou pelo método das restrições, transformando um problema multiobjetivo em um mono-objetivo, variando seus parâmetros. Esses métodos também podem ser utilizados para a obtenção de soluções não dominadas em casos de funções-objetivo ou restrições não lineares. GOULTER (1986) estuda um sistema de abastecimento de água onde se aplica um procedimento baseado no método das restrições, introduzindo algumas modificações de caráter específico para cada problema, utilizando-se de uma rotina de programação linear.

3.2.2 Método da Pontuação Direta (Direct Rating)

A pontuação direta (Fishburn, 1967; Von Winterfeldt e Edwards, 1986; Goodwin e Wright, 1991; Beinat, 1955) é, como ressaltam Watson e Buede (1987), um dos métodos numéricos mais importantes, e amplamente utilizado, para a construção de funções de valor.

Para usar este método, deve estar construído, previamente, um descritor (qualitativo ou quantitativo) formado por um conjunto de níveis de impacto, ordenados preferencialmente, estando definidos o pior e o melhor nível. A esses dois níveis são associados dois valores que servirão de âncora para a escala (geralmente usa-se 0 e 100 por facilidade de cálculo). Em seguida, os decisores são questionados a expressar numericamente a atratividade dos demais níveis em relação às âncoras.

Algumas das vantagens do método da Pontuação Direta são: a rapidez na obtenção da função de valor e a simplicidade do procedimento.

3.2.2.1 Transformação de Escalas de Intervalo

Após ser determinada as escalas das funções de valor, é necessário fixar o valor da escala referente ao nível Neutro, em cada descritor, no valor 0 e a do Nível Bom em 100 (Bana e Costa e Vansnick, 1997). Esta transformação é feita porque se deseja ancorar a faixa de variação das funções de valor, fazendo com que o Nível Bom tenha atratividade equivalente em todos os descritores, e o mesmo ocorrendo com o Nível Neutro.

Outra razão para esta transformação é que as taxas de substituição (popularmente conhecidas como “pesos”) do modelo são consideradas, neste trabalho, como fatores de escala (Roy, 1996; Beinart, 1995). Portanto, a determinação destes parâmetros requer tal ancoragem.

Para efetuar esta conversão é usada uma **transformação linear positiva** do tipo $v(.)=a.m(.)+b$, onde $m(.)$ é a função de valor (escala de intervalos) original, $v(.)$ é a função transformada, e a e b são duas constantes (sendo que a é uma constante positiva, ou seja, $a>0$).

3.2.3 Método aplicado para Determinação das Taxas de Substituição – Swing Weights

Existem diversos métodos para se determinar taxas de substituição, sendo que os mais difundidos são o Trade-Off, Swing Weights e Comparação Par-a-Par. Estes métodos são baseados no conceito de compensação.

O método Swing Weights (Bodily, 1985; Von Winterfeldt e Edwards, 1986; Goodwin e Wright, 1991; Beinat, 1995) inicia-se a partir de uma ação fictícia com a performance no Nível de Impacto Neutro em todos os critérios do modelo. Oferece-se, então, aos decisores a oportunidade de escolher um critério onde a performance da ação fictícia melhora para o Nível de Impacto Bom. A este “salto” (swing) escolhido atribui-se 100 pontos.

Nos critérios remanescentes é feito o mesmo questionamento, obtendo o critério onde os decisores desejam que se realize o segundo salto. O mesmo procedimento é feito até que eles definam a ordem de todas as passagens do Nível Neutro para o Bom. As magnitudes de todos os saltos são medidas em relação ao primeiro salto. Estes valores devem ser reescalados de maneira a variarem entre 0 e 1, fornecendo assim as taxas de substituição.

4. ESTUDO DE CASO – UHE BARRA BONITA

A vazão de restrição de Barra Bonita foi fixada em 2.000m³/s, conforme consta no Inventário das Restrições Hidráulicas-revisão1-2011 do ONS, tendo em vista o aumento de segurança no controle de cheias e devido ao fato de que as descargas acima desse valor poderão provocar danos significativos à jusante.

As vazões descarregadas durante a cheia de 1983 provocaram inundações em pontos generalizados a jusante da UHE Barra Bonita, chegando a superar a marca de 3.900m³/s. Dessa maneira as ocorrências relevantes que serão apresentadas a seguir serão balizadas por esta cheia.

- Vazões acima de 1.300 m³/s, ocasionam formação de ondas, dificultando a navegação principalmente de embarcações de turismo, atividade geradora de rendas e empregos do turismo da região, e valores esses superados durante as três cheias apresentadas.
- Vazões acima de 2.000 m³/s interrompem a navegação fluvial, por impedimento do funcionamento da eclusa.
- Vazões acima de 2.400m³/s inundam parcialmente algumas áreas na cidade de Barra Bonita.
- Vazões acima de 2.700 m³/s praticamente interrompem a captação de água da cidade.
- Vazões entre 2.900 m³/s e 3.900 m³/s inundam inúmeras regiões da cidade, aumentando a severidade da inundação em razão do respectivo aumento de vazão.
- Vazões acima de 3.900 m³/s chegam a atingir o Shopping Barra Bonita.

A seguir apresenta-se a aplicação do método da curva volume-duração à usina hidroelétrica de Barra Bonita, o qual foi desenvolvido seguindo-se os seguintes passos:

Passo 1: Obtenção das vazões médias afluentes de diferentes durações à usina de B.Bonita, a partir da série histórica de vazões diárias para cada ano hidrológico do período observado (1931 a 2006);

Passo 2: Cálculo dos máximos valores anuais das vazões médias para as diferentes durações / dias consecutivos (D = 1 dia; D = 2 dias; D = 3 dias; D=4 dias; D = 5 dias; D=6 dias; D = 7 dias; D = 10 dias);

Passo 3: Ajuste da Distribuição Probabilística Log-Pearson tipo III para os máximos valores anuais dos logaritmos neperianos das vazões médias para as diferentes durações;

Passo 4: Fixado um período de retorno Tr , então calcular, com base na Distribuição Log- Pearson III, o correspondente valor do máximo valor do logaritmo neperiano das vazões médias, e em seguida, aplicar a operação “exponencial” para obter a respectiva vazão máxima correspondente a cada duração (D = 1 dia; D = 2 dias; D = 3 dias; D=4 dias; D = 5 dias; D=6 dias; D = 7 dias; D = 10 dias);

Passo 5: Repetir o passo 4 para diferentes valores de Tr , e cada qual, calcular o valor do volume de espera $X(t)$ por meio da equação (3.2);

Passo 6: Com base nos valores obtidos no Passo 5, calcular o volume de espera Ve (equação 3.3) para cada duração (D = 1 dia; D = 2 dias; D = 3 dias; D=4 dias; D = 5 dias; D=6 dias; D = 7 dias; D = 10 dias).

A tabela 4.1 apresenta as vazões máximas de D dias consecutivos.

Tabela 4.1 - Vazões máximas de D dias consecutivos.

Duração D - Vazões Máximas de D dias consecutivos (m³/s) - Parte I								
Ano Hidrológico	D= 1dias	D=2 dias	D=3 dias	D=4 dias	D=5 dias	D=6 dias	D=7 dias	D=10 dias
1931	2591,0	2553,5	2504,7	2473,3	2409,0	2357,2	2295,9	2142,9
1932	1075,0	1036,5	998,7	974,3	926,2	898,2	889,3	867,2
1933	796,0	792,5	767,3	738,5	707,6	681,7	665,5	651,4
1934	1998,0	1974,5	1954,7	1917,8	1880,4	1851,3	1800,8	1665,3
1935	1071,0	1046,5	1031,0	1012,3	989,6	971,5	947,6	890,5
1936	1513,0	1509,5	1503,0	1489,0	1476,0	1451,0	1425,5	1359,9
1937	926,0	907,5	885,7	862,0	834,6	814,3	786,3	743,6
1938	1190,0	1105,0	1051,7	1020,5	984,0	937,7	917,7	913,2
1939	1941,0	1916,0	1892,3	1874,0	1859,2	1843,2	1829,2	1792,1
1940	702,0	691,5	669,0	664,0	656,0	649,0	627,3	575,0
1941	1237,0	1129,0	1078,7	1025,5	981,8	944,0	900,5	806,3
1942	887,0	879,5	871,7	852,8	832,4	813,0	791,7	755,9
1943	1145,0	1039,0	973,7	935,3	911,8	898,7	885,2	871,0
1944	1065,0	1061,0	1039,3	1012,5	985,6	965,8	947,5	916,1
1945	1227,0	1214,0	1201,7	1192,0	1176,8	1164,0	1149,9	1100,6
1946	1844,0	1837,0	1826,7	1821,8	1811,8	1803,5	1786,5	1722,5
1947	1658,0	1631,0	1615,0	1567,5	1535,2	1502,7	1463,6	1369,9
1948	1186,0	1157,0	1112,0	1054,5	1022,2	999,7	962,1	891,9
1949	1814,0	1807,0	1799,3	1791,8	1789,4	1777,7	1762,1	1713,0
1950	1676,0	1658,5	1645,3	1623,3	1597,4	1567,0	1523,3	1423,9
1951	1100,0	1098,5	1095,3	1091,5	1078,0	1057,5	1048,4	1027,2
1952	831,0	790,5	760,3	733,0	709,2	682,5	657,2	595,4
1953	925,0	905,5	881,7	860,8	861,0	852,5	834,6	805,3
1954	934,0	894,0	873,0	856,8	842,8	832,3	811,1	748,3
1955	818,0	786,5	763,7	750,5	740,8	729,3	715,5	679,5
1956	1471,0	1465,5	1448,0	1451,0	1425,8	1396,5	1370,2	1295,2
1957	1832,0	1793,5	1770,3	1738,8	1716,4	1683,8	1636,9	1534,5
1958	1276,0	1268,0	1260,3	1231,8	1209,0	1190,3	1161,7	1089,0
1959	1662,0	1651,0	1635,3	1627,8	1618,8	1595,0	1571,6	1536,1
1960	2260,0	2232,5	2220,0	2176,8	2148,4	2126,3	2086,2	1991,9
1961	2016,0	2004,5	1980,7	1983,3	1972,0	1954,2	1930,3	1872,3
1962	2051,0	2018,5	1986,7	1961,3	1903,2	1833,2	1756,6	1596,3
1963	1447,0	1437,5	1424,7	1381,8	1318,8	1258,8	1206,8	1084,1
1964	2540,0	2411,0	2353,3	2318,3	2255,6	2204,3	2157,0	2043,1
1965	1830,0	1774,5	1716,7	1619,8	1538,2	1517,8	1458,8	1352,3
1966	2242,0	2010,5	1877,0	1796,0	1718,8	1661,2	1601,8	1421,7
1967	1832,0	1774,0	1743,7	1650,5	1591,8	1514,8	1464,9	1374,9
1968	577,0	465,0	427,7	403,8	387,4	373,7	363,0	334,2

Duração D - Vazões Máximas de D dias consecutivos (m ³ /s) - Parte II								
Ano Hidrológico	D= 1dias	D=2 dias	D=3 dias	D=4 dias	D=5 dias	D=6 dias	D=7 dias	D=10 dias
1969	3202,0	3176,0	3138,0	3113,3	3056,0	2973,7	2894,7	2645,6
1970	1038,0	745,0	669,3	639,0	611,4	602,8	600,1	575,4
1971	2001,0	1923,5	1756,0	1619,8	1534,2	1455,8	1382,1	1328,5
1972	1637,0	1631,0	1507,0	1434,8	1392,2	1347,5	1327,1	1212,2
1973	2025,0	1895,0	1902,0	1850,0	1795,6	1729,7	1667,9	1542,8
1974	1764,0	1604,5	1575,7	1526,5	1526,2	1473,0	1423,2	1275,9
1975	2310,0	2187,0	2029,7	1902,5	1790,8	1696,3	1602,1	1434,2
1976	2066,0	1893,0	1762,3	1683,0	1568,6	1468,3	1378,2	1335,8
1977	1551,0	1526,0	1443,3	1368,8	1269,8	1176,7	1109,9	979,8
1978	1391,0	1247,5	1230,7	1176,8	1123,2	1084,5	1081,8	1098,0
1979	1586,0	1435,0	1309,0	1242,0	1201,0	1156,5	1131,7	1081,0
1980	1905,0	1752,5	1664,0	1584,3	1533,4	1510,7	1529,4	1472,8
1981	1969,0	1960,0	1789,0	1633,0	1517,2	1416,7	1321,0	1152,1
1982	4278,0	4046,0	3834,3	3576,8	3414,2	3196,8	3006,1	2634,1
1983	4059,0	3934,5	3832,0	3798,3	3764,0	3699,8	3638,1	3430,3
1984	1990,0	1836,0	1749,3	1654,0	1518,2	1404,5	1308,6	1136,0
1985	1052,0	970,5	930,7	890,3	870,6	851,8	822,4	779,1
1986	2372,0	2253,5	2159,3	2121,3	2079,8	2055,3	2004,4	1915,1
1987	2507,0	2429,0	2348,0	2209,3	2047,8	1916,2	1797,0	1593,6
1988	2313,0	2222,0	2217,7	2196,0	2110,4	2075,8	2002,3	1822,0
1989	2530,0	2324,5	2245,7	2103,3	1965,6	1886,3	1783,6	1648,6
1990	3205,0	3097,5	3027,3	2894,8	2804,8	2687,5	2547,3	2203,5
1991	1864,0	1655,5	1495,7	1338,0	1266,8	1452,8	1588,2	1273,6
1992	1728,0	1664,0	1579,0	1580,3	1594,2	1554,2	1509,6	1435,7
1993	1450,0	1423,0	1288,7	1211,3	1170,2	1139,0	1107,6	1002,3
1994	3456,0	3433,5	3397,3	3262,5	3178,8	3036,0	2927,3	2686,8
1995	2232,0	2180,5	2062,7	1913,5	1869,6	1835,2	1804,6	1704,1
1996	3200,0	3113,5	3025,7	2918,5	2787,4	2708,5	2657,8	2444,6
1997	2030,0	1951,0	1873,7	1773,5	1695,2	1588,0	1499,0	1320,1
1998	2785,0	2748,5	2654,0	2563,5	2437,8	2283,3	2170,2	2158,1
1999	1856,0	1777,5	1642,7	1574,3	1519,2	1424,0	1346,8	1236,4
2000	1665,0	1429,0	1301,7	1237,8	1177,6	1169,2	1159,7	1143,2
2001	1948,0	1848,0	1796,7	1757,0	1708,4	1650,8	1570,1	1420,9
2002	2021,0	1711,0	1620,7	1586,3	1463,6	1367,7	1300,7	1288,5
2003	1733,0	1712,0	1653,7	1564,0	1497,2	1436,0	1368,7	1272,6
2004	1663,0	1599,5	1559,3	1518,8	1538,4	1538,0	1516,9	1482,2
2005	2092,0	2059,5	1978,0	1867,3	1735,6	1591,2	1454,5	1195,8
2006	2336,0	2275,0	2210,7	2125,8	2018,0	1918,5	1808,1	1577,0

A tabela 4.2 apresenta os volumes afluentes, calculados sobre os valores da Tabela 4.1.

Tabela 4.2 - Volumes afluentes, calculados sobre os valores da Tabela 4.1.

Volumes Afluentes Maximos em D dias concecutivos (hm ³) - Parte I								
Ano Hidrológico	D= 1dias	D=2 dias	D=3 dias	D=4 dias	D=5 dias	D=6 dias	D=7 dias	D=10 dias
1931	223,86	441,24	649,21	854,76	1040,69	1221,96	1388,53	1296,03
1932	92,88	179,11	258,85	336,70	400,12	465,61	537,82	524,48
1933	68,77	136,94	198,89	255,23	305,68	353,38	402,52	393,97
1934	172,63	341,19	506,65	662,77	812,33	959,73	1089,14	1007,17
1935	92,53	180,84	267,24	349,83	427,51	503,63	573,11	538,57
1936	130,72	260,84	389,58	514,60	637,63	752,20	862,12	822,47
1937	80,01	156,82	229,56	297,91	360,55	422,15	475,52	449,73
1938	102,82	190,94	272,59	352,68	425,09	486,09	555,03	552,30
1939	167,70	331,08	490,49	647,65	803,17	955,50	1106,31	1083,86
1940	60,65	119,49	173,40	229,48	283,39	336,44	379,40	347,76
1941	106,88	195,09	279,59	354,41	424,14	489,37	544,60	487,65
1942	76,64	151,98	225,94	294,71	359,60	421,46	478,81	457,17
1943	98,93	179,54	252,37	323,22	393,90	465,87	535,36	526,78
1944	92,02	183,34	269,40	349,92	425,78	500,69	573,07	554,06
1945	106,01	209,78	311,47	411,96	508,38	603,42	695,48	665,64
1946	159,32	317,43	473,47	629,60	782,70	934,93	1080,50	1041,77
1947	143,25	281,84	418,61	541,73	663,21	778,98	885,19	828,52
1948	102,47	199,93	288,23	364,44	441,59	518,23	581,86	539,42
1949	156,73	312,25	466,39	619,23	773,02	921,54	1065,72	1036,02
1950	144,81	286,59	426,47	561,00	690,08	812,33	921,28	861,17
1951	95,04	189,82	283,91	377,22	465,70	548,21	634,09	621,25
1952	71,80	136,60	197,08	253,32	306,37	353,81	397,46	360,10
1953	79,92	156,47	228,53	297,48	371,95	441,94	504,77	487,05
1954	80,70	154,48	226,28	296,09	364,09	431,48	490,56	452,57
1955	70,68	135,91	197,94	259,37	320,03	378,09	432,71	410,96
1956	127,09	253,24	375,32	501,47	615,95	723,95	828,68	783,34
1957	158,28	309,92	458,87	600,91	741,48	872,90	989,99	928,07
1958	110,25	219,11	326,68	425,69	522,29	617,07	702,60	658,63
1959	143,60	285,29	423,88	562,55	699,32	826,85	950,51	929,03
1960	195,26	385,78	575,42	752,28	928,11	1102,29	1261,74	1204,70
1961	174,18	346,38	513,39	685,41	851,90	1013,04	1167,42	1132,37
1962	177,21	348,80	514,94	677,81	822,18	950,31	1062,37	965,44
1963	125,02	248,40	369,27	477,53	569,72	652,58	729,84	655,66
1964	219,46	416,62	609,98	801,19	974,42	1142,73	1304,58	1235,67
1965	158,11	306,63	444,96	559,79	664,50	786,84	882,25	817,87
1966	193,71	347,41	486,52	620,70	742,52	861,15	968,74	859,84
1967	158,28	306,55	451,96	570,41	687,66	785,29	885,97	831,54
1968	49,85	80,35	110,85	139,54	167,36	193,71	219,54	202,12

Volumes Afluentes Maximos em D dias concecutivos (hm ³) - Parte II								
Ano Hidrológico	D= 1dias	D=2 dias	D=3 dias	D=4 dias	D=5 dias	D=6 dias	D=7 dias	D=10 dias
1969	276,65	548,81	813,37	1075,94	1320,19	1541,55	1750,70	1600,06
1970	89,68	128,74	173,49	220,84	264,12	312,51	362,92	348,00
1971	172,89	332,38	455,16	559,79	662,77	754,70	835,92	803,48
1972	141,44	281,84	390,61	495,85	601,43	698,54	802,66	733,14
1973	174,96	327,46	493,00	639,36	775,70	896,66	1008,76	933,09
1974	152,41	277,26	408,41	527,56	659,32	763,60	860,76	771,66
1975	199,58	377,91	526,09	657,50	773,63	879,38	968,95	867,40
1976	178,50	327,11	456,80	581,64	677,64	761,18	833,54	807,89
1977	134,01	263,69	374,11	473,04	548,55	609,98	671,26	592,58
1978	120,18	215,57	318,99	406,68	485,22	562,20	654,29	664,07
1979	137,03	247,97	339,29	429,24	518,83	599,53	684,46	653,79
1980	164,59	302,83	431,31	547,52	662,43	783,13	924,98	890,75
1981	170,12	338,69	463,71	564,36	655,43	734,40	798,96	696,79
1982	369,62	699,15	993,86	1236,12	1474,93	1657,24	1818,12	1593,10
1983	350,70	679,88	993,25	1312,68	1626,05	1917,99	2200,35	2074,65
1984	171,94	317,26	453,43	571,62	655,86	728,09	791,45	687,05
1985	90,89	167,70	241,23	307,67	376,10	441,59	497,38	471,20
1986	204,94	389,40	559,70	733,10	898,47	1065,48	1212,26	1158,25
1987	216,60	419,73	608,60	763,52	884,65	993,34	1086,80	963,81
1988	199,84	383,96	574,82	758,94	911,69	1076,11	1211,00	1101,95
1989	218,59	401,67	582,08	726,88	849,14	977,88	1078,73	997,07
1990	276,91	535,25	784,68	1000,43	1211,67	1393,20	1540,62	1332,68
1991	161,05	286,07	387,68	462,41	547,26	753,15	960,56	770,27
1992	149,30	287,54	409,28	546,13	688,69	805,68	913,01	868,31
1993	125,28	245,89	334,02	418,61	505,53	590,46	669,90	606,19
1994	298,60	593,31	880,59	1127,52	1373,24	1573,86	1770,44	1624,98
1995	192,84	376,79	534,64	661,31	807,67	951,35	1091,43	1030,64
1996	276,48	538,01	784,25	1008,63	1204,16	1404,09	1607,45	1478,49
1997	175,39	337,13	485,65	612,92	732,33	823,22	906,62	798,40
1998	240,62	474,94	687,92	885,95	1053,13	1183,68	1312,55	1305,22
1999	160,36	307,15	425,78	544,06	656,29	738,20	814,56	747,77
2000	143,86	246,93	337,39	427,77	508,72	606,10	701,40	691,41
2001	168,31	319,33	465,70	607,22	738,03	855,79	949,58	859,36
2002	174,61	295,66	420,08	548,21	632,28	709,00	786,65	779,28
2003	149,73	295,83	428,63	540,52	646,79	744,42	827,80	769,67
2004	143,68	276,39	404,18	524,88	664,59	797,30	917,44	896,43
2005	180,75	355,88	512,70	645,32	749,78	824,86	879,66	723,22
2006	201,83	393,12	573,00	734,66	871,78	994,55	1093,54	953,77
Valor Max.	369,62	699,15	993,86	1312,68	1626,05	1917,99	2200,35	2074,65
Média	156,88	301,03	436,21	561,80	679,58	790,65	893,98	831,53
Desv.Padrão	63,33	123,79	181,15	233,56	283,22	326,77	367,94	337,41
Coef. Assim.	1,00	0,98	0,98	0,98	1,03	1,02	1,04	1,04

A tabela 4.3 apresenta os logaritmos neperianos dos volumes afluentes de D dias consecutivos, visando utilização na distribuição Log-Pearson tipo III, calculados sobre os valores da Tabela 4.2.

Tabela 4.3 - Logaritmos Neperianos dos volumes afluentes de D dias consecutivos.

Logaritmo Neperiano dos Volumes afluentes - (para uso da Log-Pearson III) - Parte I								
Ano Hidrológico	D= 1dias	D=2 dias	D=3 dias	D=4 dias	D=5 dias	D=6 dias	D=7 dias	D=10 dias
1931	5,41	6,09	6,48	6,75	6,95	7,11	7,24	7,17
1932	4,53	5,19	5,56	5,82	5,99	6,14	6,29	6,26
1933	4,23	4,92	5,29	5,54	5,72	5,87	6,00	5,98
1934	5,15	5,83	6,23	6,50	6,70	6,87	6,99	6,91
1935	4,53	5,20	5,59	5,86	6,06	6,22	6,35	6,29
1936	4,87	5,56	5,97	6,24	6,46	6,62	6,76	6,71
1937	4,38	5,06	5,44	5,70	5,89	6,05	6,16	6,11
1938	4,63	5,25	5,61	5,87	6,05	6,19	6,32	6,31
1939	5,12	5,80	6,20	6,47	6,69	6,86	7,01	6,99
1940	4,11	4,78	5,16	5,44	5,65	5,82	5,94	5,85
1941	4,67	5,27	5,63	5,87	6,05	6,19	6,30	6,19
1942	4,34	5,02	5,42	5,69	5,88	6,04	6,17	6,13
1943	4,59	5,19	5,53	5,78	5,98	6,14	6,28	6,27
1944	4,52	5,21	5,60	5,86	6,05	6,22	6,35	6,32
1945	4,66	5,35	5,74	6,02	6,23	6,40	6,54	6,50
1946	5,07	5,76	6,16	6,45	6,66	6,84	6,99	6,95
1947	4,96	5,64	6,04	6,29	6,50	6,66	6,79	6,72
1948	4,63	5,30	5,66	5,90	6,09	6,25	6,37	6,29
1949	5,05	5,74	6,15	6,43	6,65	6,83	6,97	6,94
1950	4,98	5,66	6,06	6,33	6,54	6,70	6,83	6,76
1951	4,55	5,25	5,65	5,93	6,14	6,31	6,45	6,43
1952	4,27	4,92	5,28	5,53	5,72	5,87	5,99	5,89
1953	4,38	5,05	5,43	5,70	5,92	6,09	6,22	6,19
1954	4,39	5,04	5,42	5,69	5,90	6,07	6,20	6,11
1955	4,26	4,91	5,29	5,56	5,77	5,94	6,07	6,02
1956	4,84	5,53	5,93	6,22	6,42	6,58	6,72	6,66
1957	5,06	5,74	6,13	6,40	6,61	6,77	6,90	6,83
1958	4,70	5,39	5,79	6,05	6,26	6,42	6,55	6,49
1959	4,97	5,65	6,05	6,33	6,55	6,72	6,86	6,83
1960	5,27	5,96	6,36	6,62	6,83	7,01	7,14	7,09
1961	5,16	5,85	6,24	6,53	6,75	6,92	7,06	7,03
1962	5,18	5,85	6,24	6,52	6,71	6,86	6,97	6,87
1963	4,83	5,52	5,91	6,17	6,35	6,48	6,59	6,49
1964	5,39	6,03	6,41	6,69	6,88	7,04	7,17	7,12
1965	5,06	5,73	6,10	6,33	6,50	6,67	6,78	6,71
1966	5,27	5,85	6,19	6,43	6,61	6,76	6,88	6,76
1967	5,06	5,73	6,11	6,35	6,53	6,67	6,79	6,72
1968	3,91	4,39	4,71	4,94	5,12	5,27	5,39	5,31

Logaritmo Neperiano dos Volumes afluentes - (para uso da Log-Pearson III) - Parte II

Ano Hidrológico	D= 1dias	D=2 dias	D=3 dias	D=4 dias	D=5 dias	D=6 dias	D=7 dias	D=10 dias
1969	5,62	6,31	6,70	6,98	7,19	7,34	7,47	7,38
1970	4,50	4,86	5,16	5,40	5,58	5,74	5,89	5,85
1971	5,15	5,81	6,12	6,33	6,50	6,63	6,73	6,69
1972	4,95	5,64	5,97	6,21	6,40	6,55	6,69	6,60
1973	5,16	5,79	6,20	6,46	6,65	6,80	6,92	6,84
1974	5,03	5,62	6,01	6,27	6,49	6,64	6,76	6,65
1975	5,30	5,93	6,27	6,49	6,65	6,78	6,88	6,77
1976	5,18	5,79	6,12	6,37	6,52	6,63	6,73	6,69
1977	4,90	5,57	5,92	6,16	6,31	6,41	6,51	6,38
1978	4,79	5,37	5,77	6,01	6,18	6,33	6,48	6,50
1979	4,92	5,51	5,83	6,06	6,25	6,40	6,53	6,48
1980	5,10	5,71	6,07	6,31	6,50	6,66	6,83	6,79
1981	5,14	5,83	6,14	6,34	6,49	6,60	6,68	6,55
1982	5,91	6,55	6,90	7,12	7,30	7,41	7,51	7,37
1983	5,86	6,52	6,90	7,18	7,39	7,56	7,70	7,64
1984	5,15	5,76	6,12	6,35	6,49	6,59	6,67	6,53
1985	4,51	5,12	5,49	5,73	5,93	6,09	6,21	6,16
1986	5,32	5,96	6,33	6,60	6,80	6,97	7,10	7,05
1987	5,38	6,04	6,41	6,64	6,79	6,90	6,99	6,87
1988	5,30	5,95	6,35	6,63	6,82	6,98	7,10	7,00
1989	5,39	6,00	6,37	6,59	6,74	6,89	6,98	6,90
1990	5,62	6,28	6,67	6,91	7,10	7,24	7,34	7,19
1991	5,08	5,66	5,96	6,14	6,30	6,62	6,87	6,65
1992	5,01	5,66	6,01	6,30	6,53	6,69	6,82	6,77
1993	4,83	5,50	5,81	6,04	6,23	6,38	6,51	6,41
1994	5,70	6,39	6,78	7,03	7,22	7,36	7,48	7,39
1995	5,26	5,93	6,28	6,49	6,69	6,86	7,00	6,94
1996	5,62	6,29	6,66	6,92	7,09	7,25	7,38	7,30
1997	5,17	5,82	6,19	6,42	6,60	6,71	6,81	6,68
1998	5,48	6,16	6,53	6,79	6,96	7,08	7,18	7,17
1999	5,08	5,73	6,05	6,30	6,49	6,60	6,70	6,62
2000	4,97	5,51	5,82	6,06	6,23	6,41	6,55	6,54
2001	5,13	5,77	6,14	6,41	6,60	6,75	6,86	6,76
2002	5,16	5,69	6,04	6,31	6,45	6,56	6,67	6,66
2003	5,01	5,69	6,06	6,29	6,47	6,61	6,72	6,65
2004	4,97	5,62	6,00	6,26	6,50	6,68	6,82	6,80
2005	5,20	5,87	6,24	6,47	6,62	6,72	6,78	6,58
2006	5,31	5,97	6,35	6,60	6,77	6,90	7,00	6,86
Valor Max.	5,91	6,55	6,90	7,18	7,39	7,56	7,70	7,64
Média	4,98	5,62	5,99	6,25	6,44	6,59	6,71	6,64
Desv. Padrão	0,41	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,41
Coef. Assim.	-0,25	-0,34	-0,35	-0,35	-0,34	-0,35	-0,35	-0,36

A tabela 4.4 apresenta os valores dos logaritmos neperianos das vazões máximas anuais, para diferentes períodos de retorno (Tr), os quais foram calculados com base na 4.3.

Tabela 4.4 – Valores de Ln (volume afluente em D dias consecutivos).

<i>Valores de Ln (volume afluente em D dias)</i>								
TR (anos)	D= 1dias	D=2 dias	D=3 dias	D=4 dias	D=5 dias	D=6 dias	D=7 dias	D=10 dias
2	4,996372	5,644816	6,014266	6,267277	6,457734	6,610315	6,733956	6,663582
5	5,324222	5,982296	6,3554387	6,608403	6,798123	6,948016	6,713062	6,642983
10	5,484267	6,147044	6,5219888	6,77493	6,96429	7,11287	7,233324	7,155914
25	5,646763	6,314313	6,6910881	6,944007	7,133001	7,280248	7,399641	7,319887
50	5,747608	6,418121	6,7960316	7,048936	7,237704	7,384124	7,502858	7,421649
100	5,83498	6,50806	6,8869544	7,139846	7,328418	7,474121	7,592284	7,509816

Tabela 4.5 – Valores dos volumes afluentes em D dias consecutivos.

<i>Valores Volumes afluentes em D dias -hm3)</i>								
TR (anos)	D= 1dias	D=2 dias	D=3 dias	D=4 dias	D=5 dias	D=6 dias	D=7 dias	D=10 dias
2	147,88	282,82	409,23	527,04	637,61	742,72	840,47	783,35
5	205,25	396,35	575,61	741,30	896,16	1041,08	823,09	767,38
10	240,87	467,33	679,93	875,62	1058,16	1227,67	1384,82	1281,66
25	283,37	552,42	805,20	1036,92	1252,63	1451,35	1635,40	1510,03
50	313,44	612,85	894,29	1151,63	1390,90	1610,22	1813,22	1671,79
100	342,06	670,52	979,41	1261,23	1522,97	1761,85	1982,84	1825,88

Os valores de volumes afluentes (hm³) mostrados na tabela 11.5 foram calculados por meio da aplicação da transformação das vazões médias diária $QA_{D,Tr}$ em volumes afluentes, feitas as conversões de unidades (de m³ para hm³), conforme segue:

$$VA(t) = \frac{QA_{D,Tr} \times (D \times 24) \times 3600}{1.000.000} \dots \dots \dots (4.1)$$

onde:

D: duração (dias)

Fixadas as vazões de restrição, são apresentados na tabela 4.6 a 4.13 os valores de volume de espera para cada duração e Tr, bem como, o volume de espera a ser adotado (ultima coluna das tabelas 4.6 a 4.13).

Tabela 4.6 – Volume de Espera para Qr=1300m³/s.

Volume Espera (hm³) para Qr =		1300 m³/s							
TR (anos)	D= 1dias	D=2 dias	D=3 dias	D=4 dias	D=5 dias	D=6 dias	D=7 dias	D=10 dias	Ve adotado (hm³)
2	35,6	58,2	72,3	77,8	76,0	68,8	54,2	0,0	77,8
5	92,9	171,7	238,7	292,0	334,6	367,2	36,8	0,0	367,2
10	128,6	242,7	343,0	426,3	496,6	553,7	598,6	158,5	598,6
25	171,1	327,8	468,2	587,6	691,0	777,4	849,2	386,8	849,2
50	201,1	388,2	557,3	702,4	829,3	936,3	1027,0	548,6	1027,0
100	229,7	445,9	642,5	812,0	961,4	1087,9	1196,6	702,7	1196,6

Tabela 4.7 – Volume de Espera para Qr=2000m³/s.

Volume Espera (hm³) para Qr =		2000 m³/s							
TR (anos)	D= 1dias	D=2 dias	D=3 dias	D=4 dias	D=5 dias	D=6 dias	D=7 dias	D=10 dias	Ve adotado (hm³)
2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5	32,4	50,7	57,2	50,1	32,2	4,3	0,0	0,0	57,2
10	68,1	121,7	161,5	184,4	194,2	190,9	175,2	0,0	194,2
25	110,6	206,8	286,8	345,7	388,6	414,5	425,8	0,0	425,8
50	140,6	267,3	375,9	460,4	526,9	573,4	603,6	0,0	603,6
100	169,3	324,9	461,0	570,0	659,0	725,1	773,2	97,9	773,2

Tabela 4.8 – Volume de Espera para Qr=2400m³/s.

Volume Espera (hm³) para Qr =		2400 m³/s							
TR (anos)	D= 1dias	D=2 dias	D=3 dias	D=4 dias	D=5 dias	D=6 dias	D=7 dias	D=10 dias	Ve adotado (hm³)
2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10	33,5	52,6	57,8	46,2	21,4	0,0	0,0	0,0	57,8
25	76,0	137,7	183,1	207,5	215,8	207,2	183,9	0,0	215,8
50	106,1	198,1	272,2	322,2	354,1	366,1	361,7	0,0	366,1
100	134,7	255,8	357,3	431,8	486,2	517,7	531,3	0,0	531,3

Tabela 4.9 – Volume de Espera para Qr=2700m³/s.

Volume Espera (hm³) para Qr =		2700 m³/s							
TR (anos)	D= 1dias	D=2 dias	D=3 dias	D=4 dias	D=5 dias	D=6 dias	D=7 dias	D=10 dias	Ve adotado (hm³)
2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10	7,6	0,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	7,6
25	50,1	85,9	105,4	103,8	86,2	51,7	2,4	0,0	105,4
50	80,2	146,3	194,5	218,5	224,5	210,5	180,3	0,0	224,5
100	108,8	204,0	279,6	328,1	356,6	362,2	349,9	0,0	362,2

Tabela 4.10 – Volume de Espera para $Q_r=2900\text{m}^3/\text{s}$.

Volume Espera (hm^3) para $Q_r =$		2900 m^3/s							
	D= 1dias	D=2 dias	D=3 dias	D=4 dias	D=5 dias	D=6 dias	D=7 dias	D=10 dias	Ve adotado
TR (anos)	(hm ³)								
2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
25	32,8	51,3	53,5	34,7	0,0	0,0	0,0	0,0	53,5
50	62,9	111,7	142,6	149,4	138,1	106,9	59,3	0,0	149,4
100	91,5	169,4	227,7	259,0	270,2	258,5	228,9	0,0	270,2

Tabela 4.11 – Volume de Espera para $Q_r=3300\text{m}^3/\text{s}$.

Volume Espera (hm^3) para $Q_r =$		3300 m^3/s							
	D= 1dias	D=2 dias	D=3 dias	D=4 dias	D=5 dias	D=6 dias	D=7 dias	D=10 dias	Ve adotado
TR (anos)	(hm ³)								
2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
25	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
50	28,3	42,6	38,9	11,2	0,0	0,0	0,0	0,0	42,6
100	56,9	100,3	124,1	120,8	97,4	51,1	0,0	0,0	124,1

Tabela 4.12 – Volume de Espera para $Q_r=3400\text{m}^3/\text{s}$.

Volume Espera (hm^3) para $Q_r =$		3400 m^3/s							
	D= 1dias	D=2 dias	D=3 dias	D=4 dias	D=5 dias	D=6 dias	D=7 dias	D=10 dias	Ve adotado
TR (anos)	(hm ³)								
2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
25	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
50	19,7	25,3	13,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	25,3
100	48,3	83,0	98,1	86,2	54,2	0,0	0,0	0,0	98,1

Tabela 4.13 – Volume de Espera para $Q_r=3900\text{m}^3/\text{s}$.

Volume Espera (hm^3) para $Q_r =$		3900 m^3/s							
	D= 1dias	D=2 dias	D=3 dias	D=4 dias	D=5 dias	D=6 dias	D=7 dias	D=10 dias	Ve adotado
TR (anos)	(hm ³)								
2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
25	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
50	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
100	5,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	5,1

Tabela 4.14 – Resumo dos Volumes de Espera para diferentes Qr e Tr.

	Ve(hm ³) para							
TR (anos)	Qr=1300	Qr=2000	Qr=2400	Qr=2700	Qr=2900	Qr=3300	Qr=3400	Qr=3900
2	77,8	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
5	367,2	57,2	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
10	598,6	194,2	57,8	7,6	0,0	0,0	0,0	0,0
25	849,2	425,8	215,8	105,4	53,5	0,0	0,0	0,0
50	1027,0	603,6	366,1	224,5	149,4	42,6	25,3	0,0
100	1196,6	773,2	531,3	362,2	270,2	124,1	98,1	5,1

4.1 Recomendação das Alternativas de Fixação dos Períodos de Retorno e de Medidas de Gestão para Controle de Cheias

Os reservatórios das usinas hidroelétricas que tem também a função de controle de cheias são analisados e operados com base na definição de vazões de restrição a jusante. No entanto a definição dos valores de vazões de restrição estão associados a disponibilização de volumes de espera (figura 4.1) nos reservatórios com vistas a acondicionar eventuais cheias. No entanto isto ocasiona um custo a função geração de hidroeletricidade. Assim, quanto menor a vazão de restrição, maior o volume requerido e, portanto maior o custo desta proteção.

Por outro lado existe um risco associado aos valores das vazões de restrição. Quanto maior o valor da vazão de restrição, caso a mesma seja superada, os prejuízos podem assumir cifras elevadas e assim incorrer em problemas em diversos setores da bacia hidrográfica abaixo do reservatório.

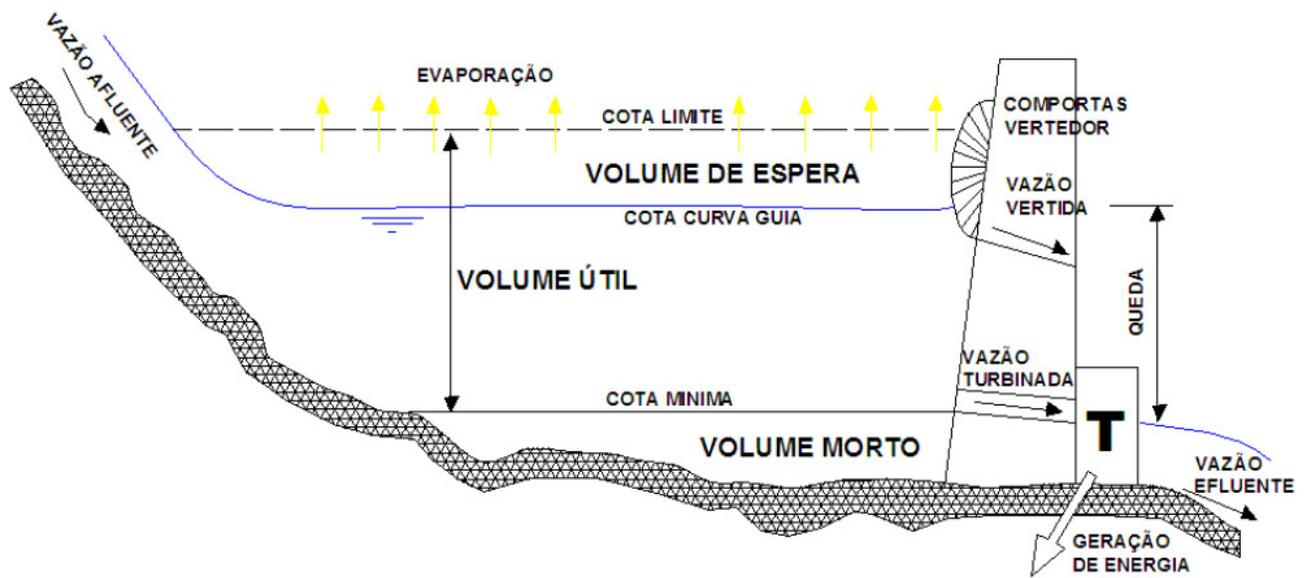


Figura 4.1 - Esquema de um reservatório hidroelétrico e volume de espera.

Neste estudo montou-se um sistema de avaliação da penalidade associada ao valor da vazão de restrição, relacionando de forma direta os valores de vazões e as respectivas penalidades, conforme apresentado na Figura 4.2.

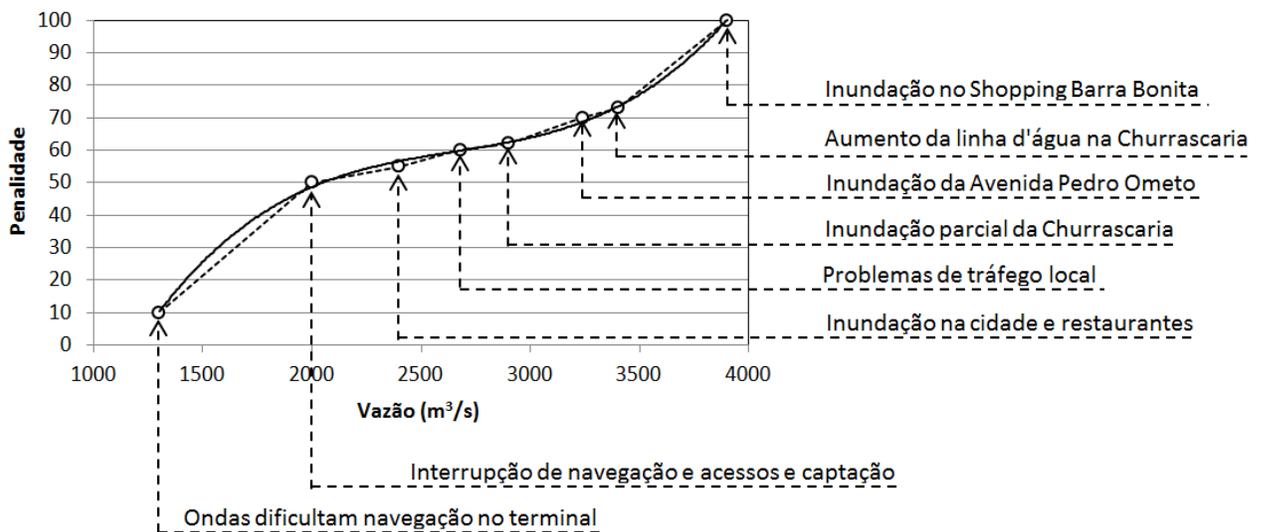


Figura 4.2 - valores de vazões e as respectivas penalidades.

Com base no estudo feito por meio da técnica de estudo das curvas de volume duração, estabeleceram-se os dados para a construção da Figura 4.3, onde para

diferentes valores de períodos de retorno obtêm-se relações para volume de espera para controle de cheias e as respectivas vazões.

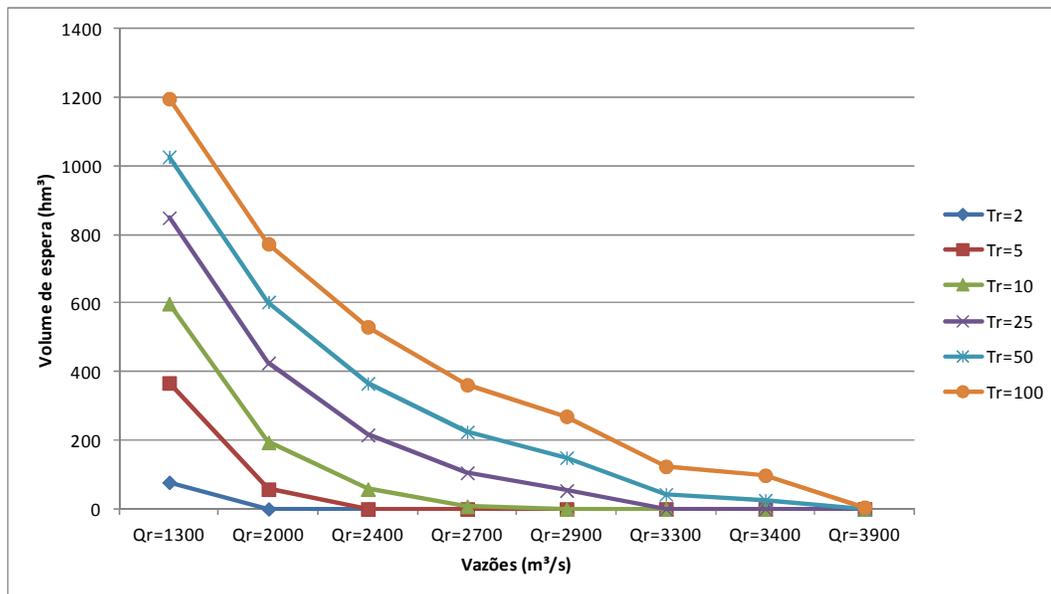


Figura 4.3 – Relações de volume de espera em por vazões em função do Tr.

As penalidades em relação aos valores das vazões de restrição podem estar associadas a uma escala entre 0 e 100, onde 100 deve estar associado a situações de calamidade com grandes prejuízos associados as vazões defluentes. Na tabela 4.15 são representadas as penalidades hipotéticas dadas pelos avaliadores.

Tabela 4.15 – Notas dos avaliadores para cada subcritério.

	Avaliação 1	Avaliação 2	Avaliação 3	Avaliação 4	Avaliação 5
Inundação no Shopping Barra Bonita	100	100	100	100	100
Aumento da linha d'água na Churrascaria	90	83	88	90	93
Inundação da Avenida Pedro Ometo	75	70	72	77	78
Inundação parcial da Churrascaria	55	50	53	56	59
Problemas de tráfego local	33	32	35	38	30
Inundação na cidade e restaurantes	25	21	22	27	27
Interrupção de navegação e acessos e captação	12	11	16	15	14
Ondas dificultam navegação no terminal	6	7	5	8	3

Atribuiu-se cinco NÍVEIS DE IMPACTO (um nível para cada Tr), em função dos volumes de espera (função de valor), para cada vazão de restrição (Ponto de Vista

elementar – PVE), e pelo método Direct Rating, descrito no item 3.2.2, faz a transformação linear dos Volumes de espera, conforme tabelas 4.16 a 4.23:

Tabela 4.16 - FUNÇÃO DE VALOR - MÉTODO DA PONTUAÇÃO DIRETA (DIRECT RATING) - Descritor PVE 1.0 - $Q_r=1300m^3/s$.

NÍVEIS DE IMPACTO	Tr	NÍVEIS DE PREFERÊNCIA	FUNÇÃO DE VALOR	MODIFICADA
N5	Tr=100	ÓTIMO	1197	140
N4	Tr=50	BOM	1027	100
N3	Tr=25	REGULAR	849	58
N2	Tr=10	NEUTRO	599	0
N1	Tr=5	RUIM	367	-54

Tabela 4.17 - FUNÇÃO DE VALOR - MÉTODO DA PONTUAÇÃO DIRETA (DIRECT RATING) - Descritor PVE 2.0 - $Q_r=2000m^3/s$.

NÍVEIS DE IMPACTO	Tr	NÍVEIS DE PREFERÊNCIA	FUNÇÃO DE VALOR	MODIFICADA
N5	Tr=100	ÓTIMO	773	141
N4	Tr=50	BOM	604	100
N3	Tr=25	REGULAR	426	57
N2	Tr=10	NEUTRO	194	0
N1	Tr=5	RUIM	57	-33

Tabela 4.18 - FUNÇÃO DE VALOR - MÉTODO DA PONTUAÇÃO DIRETA (DIRECT RATING) - Descritor PVE 3.0 - $Q_r=2400m^3/s$.

NÍVEIS DE IMPACTO	Tr	NÍVEIS DE PREFERÊNCIA	FUNÇÃO DE VALOR	MODIFICADA
N5	Tr=100	ÓTIMO	531	154
N4	Tr=50	BOM	366	100
N3	Tr=25	REGULAR	216	51
N2	Tr=10	NEUTRO	58	0
N1	Tr=5	RUIM	0	-19

Tabela 4.19 - FUNÇÃO DE VALOR - MÉTODO DA PONTUAÇÃO DIRETA (DIRECT RATING) - Descritor PVE 4.0 - $Q_r=2700m^3/s$.

NÍVEIS DE IMPACTO	Tr	NÍVEIS DE PREFERÊNCIA	FUNÇÃO DE VALOR	MODIFICADA
N5	Tr=100	ÓTIMO	362	163
N4	Tr=50	BOM	224	100
N3	Tr=25	REGULAR	105	45
N2	Tr=10	NEUTRO	8	0
N1	Tr=5	RUIM	0	-4

Tabela 4.20 - FUNÇÃO DE VALOR - MÉTODO DA PONTUAÇÃO DIRETA (DIRECT RATING) - Descritor PVE 5.0 - Qr=2900m³/s.

NÍVEIS DE IMPACTO	Tr	NÍVEIS DE PREFERÊNCIA	FUNÇÃO DE VALOR	MODIFICADA
N5	Tr=100	ÓTIMO	270	181
N4	Tr=50	BOM	149	100
N3	Tr=25	REGULAR	54	36
N2	Tr=10	NEUTRO	0	0
N1	Tr=5	RUIM	0	0

Tabela 4.21 - FUNÇÃO DE VALOR - MÉTODO DA PONTUAÇÃO DIRETA (DIRECT RATING) - Descritor PVE 6.0 - Qr=3300m³/s.

NÍVEIS DE IMPACTO	Tr	NÍVEIS DE PREFERÊNCIA	FUNÇÃO DE VALOR	MODIFICADA
N5	Tr=100	ÓTIMO	124	291
N4	Tr=50	BOM	43	100
N3	Tr=25	REGULAR	0	0
N2	Tr=10	NEUTRO	0	0
N1	Tr=5	RUIM	0	0

Tabela 4.22 - FUNÇÃO DE VALOR - MÉTODO DA PONTUAÇÃO DIRETA (DIRECT RATING) - Descritor PVE 7.0 - Qr=3400m³/s.

NÍVEIS DE IMPACTO	Tr	NÍVEIS DE PREFERÊNCIA	FUNÇÃO DE VALOR	MODIFICADA
N5	Tr=100	ÓTIMO	98	387
N4	Tr=50	BOM	25	100
N3	Tr=25	REGULAR	0	0
N2	Tr=10	NEUTRO	0	0
N1	Tr=5	RUIM	0	0

Tabela 4.23 - FUNÇÃO DE VALOR - MÉTODO DA PONTUAÇÃO DIRETA (DIRECT RATING) - Descritor PVE 8.0 - Qr=3900m³/s.

NÍVEIS DE IMPACTO	Tr	NÍVEIS DE PREFERÊNCIA	FUNÇÃO DE VALOR	MODIFICADA
N5	Tr=100	ÓTIMO	5	0
N4	Tr=50	BOM	0	0
N3	Tr=25	REGULAR	0	0
N2	Tr=10	NEUTRO	0	0
N1	Tr=5	RUIM	0	0

Com as funções de valor já transformadas, determinou-se as taxas de substituição (pesos) para cada critério. O método utilizado foi o *Swing Weights* (Bodily, 1985; Von Winterfeldt e Edwards, 1986; Goodwin e Wright, 1991; Beinart, 1995).

Neste método, o decisor escolhe um critério onde o desempenho da ação fictícia melhora para o nível de impacto bom. A este “salto” escolhido atribuem-se 100 pontos. Para os critérios remanescentes o mesmo procedimento é feito até que se definam todas as passagens do nível Neutro para o Bom. Após essa etapa, foi feita a normalização dos valores de tal forma que a soma deles seja igual a 1 (100%).

Vale neste momento ressaltar que pequenas variações na pontuação dos descritores e também das funções de valor e taxas de substituição, geram resultados totalmente diferentes, em razão da sensibilidade dos operadores. Dessa forma, a conferência de decisores pode ser feita diversas vezes, até que os valores apontados para os descritores retratem com a maior precisão possível os valores dos decisores.

Da mesma forma, a atribuição das taxas de substituição (pesos) pelo método *Swing Weights* requer igualmente a mesma atenção, para que se evite a obtenção de resultados discrepantes na avaliação das ações (alternativas de preferência).

Ainda em relação à pontuação dos descritores, funções de valores e taxas de substituição, vale lembrar que todos são dependentes da decisão a ser tomada.

Com base nos pesos de cada sub-critério, atribuídos pelos avaliadores, constrói-se a tabela 4.24:

Tabela 4.24 – Resumo das Penalidades atribuídas pelos avaliadores.

PENALIDADE	média	máximo	mínimo	Q (m³/s)
Inundação no Shopping Barra Bonita	100	100	100	3900
Aumento da linha d'água na Churrascaria	89	93	83	3400
Inundação da Avenida Pedro Ometo	74	78	70	3300
Inundação parcial da Churrascaria	55	59	50	2900
Problemas de tráfego local	34	38	30	2700
Inundação na cidade e restaurantes	24	27	21	2400
Interrupção de navegação e acessos e captação	14	16	11	2000
Ondas dificultam navegação no terminal	6	8	3	1300

Tabela 4.25 – Valores de Swing Weights.

VALORES MEDIOS - PENALIDADES			
DESCRIÇÃO	SUB-CRITÉRIO	SWING WEIGHTS	SWING WEIGHTS (%)
Ondas dificultam navegação no terminal	Descritor PVE 1.0 - Qr=1300m³/s	100	25%
Interrupção de navegação e acessos e captação	Descritor PVE 2.0 - Qr=2000m³/s	89	22%
Inundação na cidade e restaurantes	Descritor PVE 3.0 - Qr=2400m³/s	74	19%
Problemas de tráfego local	Descritor PVE 4.0 - Qr=2700m³/s	55	14%
Inundação parcial da Churrascaria	Descritor PVE 5.0 - Qr=2900m³/s	34	9%
Inundação da Avenida Pedro Omato	Descritor PVE 6.0 - Qr=3300m³/s	24	6%
Aumento da linha d'água na Churrascaria	Descritor PVE 7.0 - Qr=3400m³/s	14	3%
Inundação no Shopping Barra Bonita	Descritor PVE 8.0 - Qr=3900m³/s	6	1%
		395,2	100%

Faz-se a avaliação em função das penalidades atribuídas pelos avaliadores (média), para cada sub-critério, para os diferentes valores de Tr (Níveis de Impacto).

Tabela 4.26 – Níveis de impacto para os sub-critérios.

CRITÉRIOS	TX. SUBST.	Tr=5		Tr=10		Tr=25		Tr=50		Tr=100	
		NÍVEL	PONT.	NÍVEL	PONT.	NÍVEL	PONT.	NÍVEL	PONT.	NÍVEL	PONT.
Descritor PVE 1.0 - Qr=1300m³/s	24%	N1	-54	N2	0	N3	58	N4	100	N5	140
Descritor PVE 2.0 - Qr=2000m³/s	22%	N1	-33	N2	0	N3	57	N4	100	N5	141
Descritor PVE 3.0 - Qr=2400m³/s	19%	N1	-19	N2	0	N3	51	N4	100	N5	154
Descritor PVE 4.0 - Qr=2700m³/s	14%	N1	-4	N2	0	N3	45	N4	100	N5	163
Descritor PVE 5.0 - Qr=2900m³/s	9%	N1	0	N2	0	N3	36	N4	100	N5	181
Descritor PVE 6.0 - Qr=3300m³/s	6%	N1	0	N2	0	N3	0	N4	100	N5	291
Descritor PVE 7.0 - Qr=3400m³/s	4%	N1	0	N2	0	N3	0	N4	100	N5	387
Descritor PVE 8.0 - Qr=3900m³/s	2%	N1	0	N2	0	N3	0	N4	0	N5	0

Tabela 4.27 – Pontuação para os diferentes Níveis de impacto (Tr) para os sub-critérios.

Tr	Descritor PVE 1.0 - Qr=1300m³/s	Descritor PVE 2.0 - Qr=2000m³/s	Descritor PVE 3.0 - Qr=2400m³/s	Descritor PVE 4.0 - Qr=2700m³/s	Descritor PVE 5.0 - Qr=2900m³/s	Descritor PVE 6.0 - Qr=3300m³/s	Descritor PVE 7.0 - Qr=3400m³/s	Descritor PVE 8.0 - Qr=3900m³/s
Tr=5	-12,89	-7,42	-3,49	-0,49	0,00	0,00	0,00	0,00
Tr=10	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Tr=25	13,96	12,56	9,54	6,35	3,25	0,00	0,00	0,00
Tr=50	23,87	22,20	18,62	14,08	9,07	6,44	3,82	0,00
Tr=100	33,32	31,39	28,60	23,02	16,40	18,76	14,79	0,00

Após a avaliação final das alternativas potenciais, em todos os critérios e subcritérios do modelo, pode-se utilizar essas informações para comparar ações potenciais e determinar seus pontos fortes e fracos.

Para uma melhor visualização da performance de uma ação potencial, nos eixos de avaliação do modelo, traça-se o seu **perfil de impacto** (figuras 4.4 a 4.11), (Belton, 1990). Como informação adicional, é mostrada a **função de valor** (figuras 4.12 a 4.19) para cada perfil de impacto.

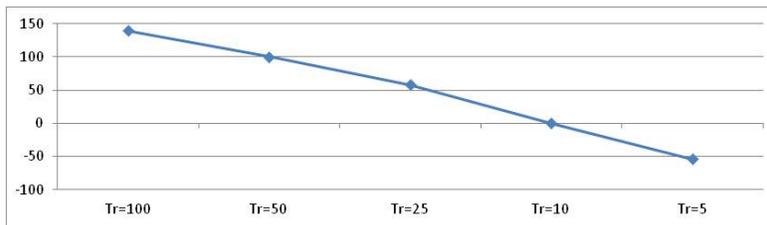


Figura 4.4 – perfil de impacto para $Q_r=1.300\text{m}^3/\text{s}$.

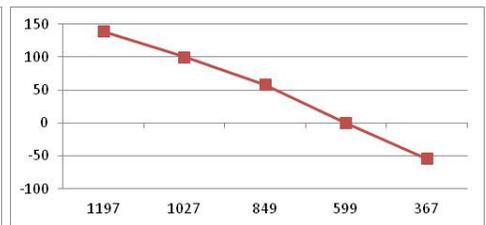


Figura 4.12 – Função de Valor para $Q_r=1.300\text{m}^3/\text{s}$.

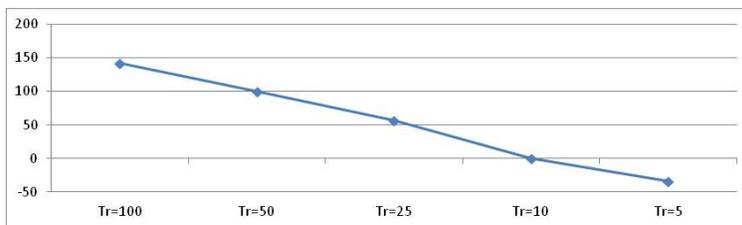


Figura 4.5 – perfil de impacto para $Q_r=2.000\text{m}^3/\text{s}$.

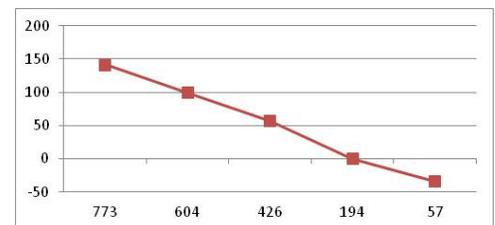


Figura 4.13 – Função de Valor para $Q_r=2.000\text{m}^3/\text{s}$.

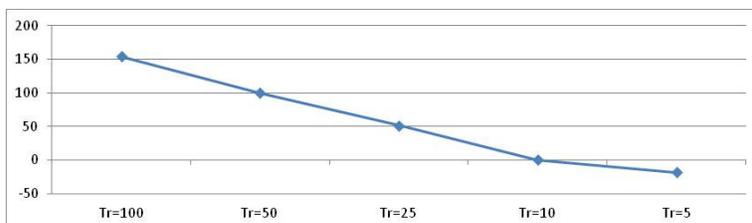


Figura 4.6 – perfil de impacto para $Q_r=2.400\text{m}^3/\text{s}$.

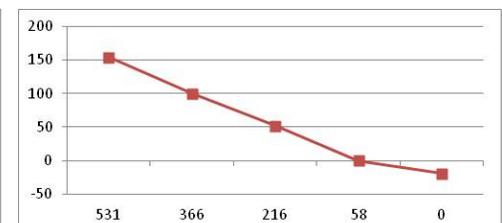


Figura 4.14 – Função de Valor para $Q_r=2.400\text{m}^3/\text{s}$.

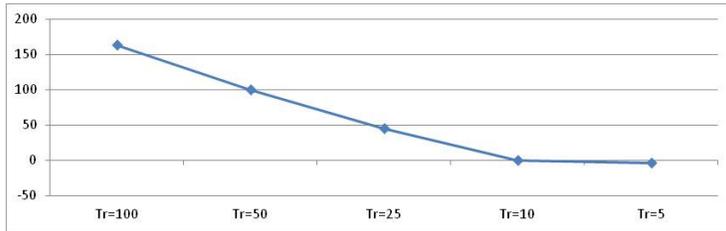


Figura 4.7 – perfil de impacto para $Q_r=2.700\text{m}^3/\text{s}$.

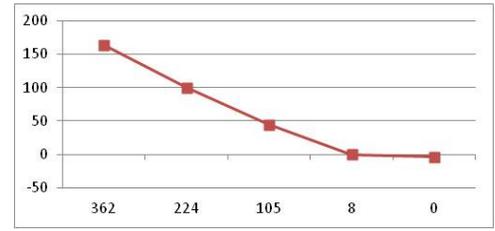


Figura 4.15 – Função de Valor para $Q_r=2.700\text{m}^3/\text{s}$.

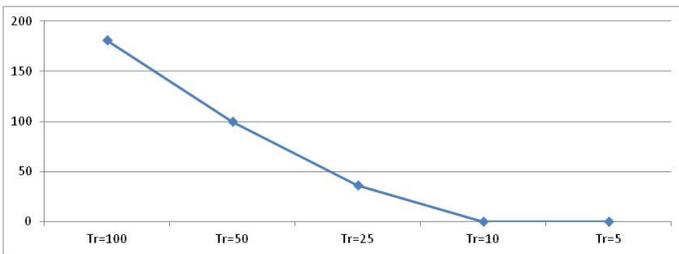


Figura 4.8 – perfil de impacto para $Q_r=2.900\text{m}^3/\text{s}$.

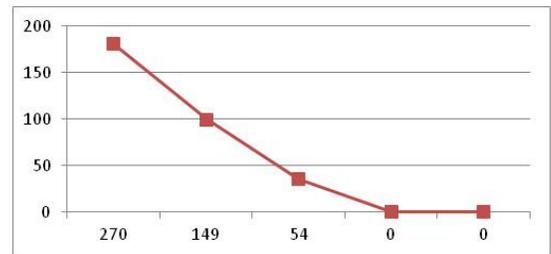


Figura 4.16 – Função de Valor para $Q_r=2.900\text{m}^3/\text{s}$.

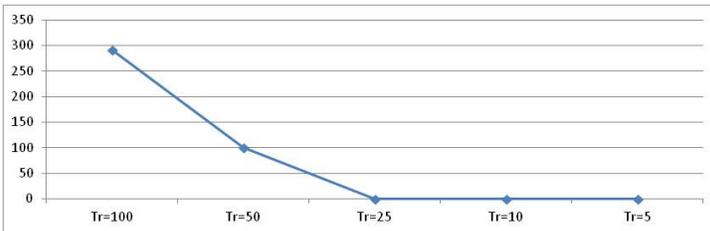


Figura 4.9 – perfil de impacto para $Q_r=3.300\text{m}^3/\text{s}$.

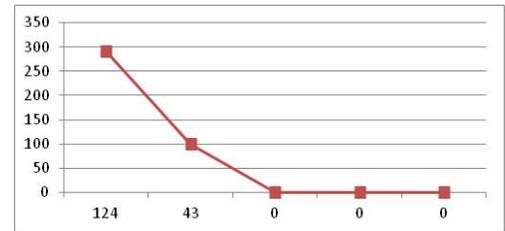


Figura 4.17 – Função de Valor para $Q_r=3.300\text{m}^3/\text{s}$.

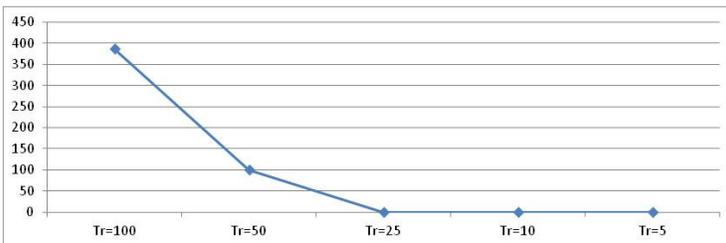


Figura 4.10 – perfil de impacto para $Q_r=3.400\text{m}^3/\text{s}$.

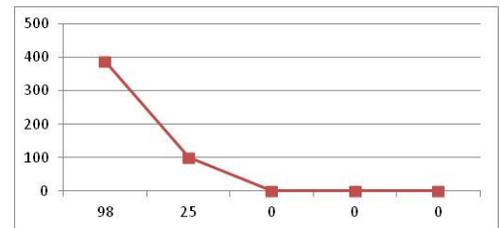


Figura 4.18 – Função de Valor para $Q_r=3.400\text{m}^3/\text{s}$.

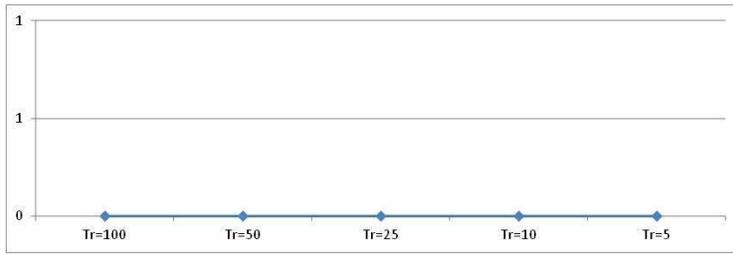


Figura 4.11 – perfil de impacto para $Q_r=3.900 \text{ m}^3/\text{s}$.

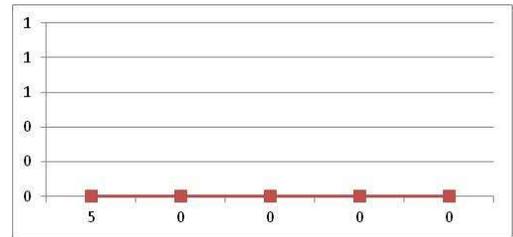


Figura 4.19 – Função de Valor para $Q_r=3.900 \text{ m}^3/\text{s}$.

5. RESULTADOS OBTIDOS

Com base na tabela 4.28 classificam-se todas as combinações de pares Qr x Tr, de acordo com a pontuação obtida com a aplicação do método proposto.

Dessa forma, podem-se hierarquizar as diferentes alternativas, por ordem de preferência, conforme apresentado na tabela 5.1, abaixo.

Tabela 5.1 – Classificação das diferentes vazões de restrição (Qr) e diferentes Períodos de Retorno.

Qr	TR	VALOR	Ve (hm³)	CLASSIFICAÇÃO
Descritor PVE 1.0 - Qr=1300m³/s	Tr=5	-12,89	367	40
Descritor PVE 2.0 - Qr=2000m³/s	Tr=5	-7,42	57	39
Descritor PVE 3.0 - Qr=2400m³/s	Tr=5	-3,49	0	38
Descritor PVE 4.0 - Qr=2700m³/s	Tr=5	-0,49	0	37
Descritor PVE 1.0 - Qr=1300m³/s	Tr=10	0,00	599	36
Descritor PVE 2.0 - Qr=2000m³/s	Tr=10	0,00	194	35
Descritor PVE 3.0 - Qr=2400m³/s	Tr=10	0,00	58	34
Descritor PVE 4.0 - Qr=2700m³/s	Tr=10	0,00	8	33
Descritor PVE 5.0 - Qr=2900m³/s	Tr=10	0,00	0	32
Descritor PVE 5.0 - Qr=2900m³/s	Tr=5	0,00	0	31
Descritor PVE 6.0 - Qr=3300m³/s	Tr=25	0,00	0	30
Descritor PVE 6.0 - Qr=3300m³/s	Tr=10	0,00	0	29
Descritor PVE 6.0 - Qr=3300m³/s	Tr=5	0,00	0	28
Descritor PVE 7.0 - Qr=3400m³/s	Tr=25	0,00	0	27
Descritor PVE 7.0 - Qr=3400m³/s	Tr=10	0,00	0	26
Descritor PVE 7.0 - Qr=3400m³/s	Tr=5	0,00	0	25
Descritor PVE 8.0 - Qr=3900m³/s	Tr=100	0,00	5	24
Descritor PVE 8.0 - Qr=3900m³/s	Tr=50	0,00	0	23
Descritor PVE 8.0 - Qr=3900m³/s	Tr=25	0,00	0	22
Descritor PVE 8.0 - Qr=3900m³/s	Tr=10	0,00	0	21
Descritor PVE 8.0 - Qr=3900m³/s	Tr=5	0,00	0	20
Descritor PVE 5.0 - Qr=2900m³/s	Tr=25	3,25	54	19
Descritor PVE 7.0 - Qr=3400m³/s	Tr=50	3,82	25	18
Descritor PVE 4.0 - Qr=2700m³/s	Tr=25	6,35	105	17
Descritor PVE 6.0 - Qr=3300m³/s	Tr=50	6,44	43	16
Descritor PVE 5.0 - Qr=2900m³/s	Tr=50	9,07	149	15
Descritor PVE 3.0 - Qr=2400m³/s	Tr=25	9,54	216	14
Descritor PVE 2.0 - Qr=2000m³/s	Tr=25	12,56	426	13
Descritor PVE 1.0 - Qr=1300m³/s	Tr=25	13,96	849	12
Descritor PVE 4.0 - Qr=2700m³/s	Tr=50	14,08	224	11
Descritor PVE 7.0 - Qr=3400m³/s	Tr=100	14,79	98	10
Descritor PVE 5.0 - Qr=2900m³/s	Tr=100	16,40	270	9
Descritor PVE 3.0 - Qr=2400m³/s	Tr=50	18,62	366	8
Descritor PVE 6.0 - Qr=3300m³/s	Tr=100	18,76	124	7
Descritor PVE 2.0 - Qr=2000m³/s	Tr=50	22,20	604	6
Descritor PVE 4.0 - Qr=2700m³/s	Tr=100	23,02	362	5
Descritor PVE 1.0 - Qr=1300m³/s	Tr=50	23,87	1.027	4
Descritor PVE 3.0 - Qr=2400m³/s	Tr=100	28,60	531	3
Descritor PVE 2.0 - Qr=2000m³/s	Tr=100	31,39	773	2
Descritor PVE 1.0 - Qr=1300m³/s	Tr=100	33,32	1.197	1

Pode-se então, com base na tabela 5.1, apresentar na figura abaixo a classificação (hierarquia) final das alternativas geradas.

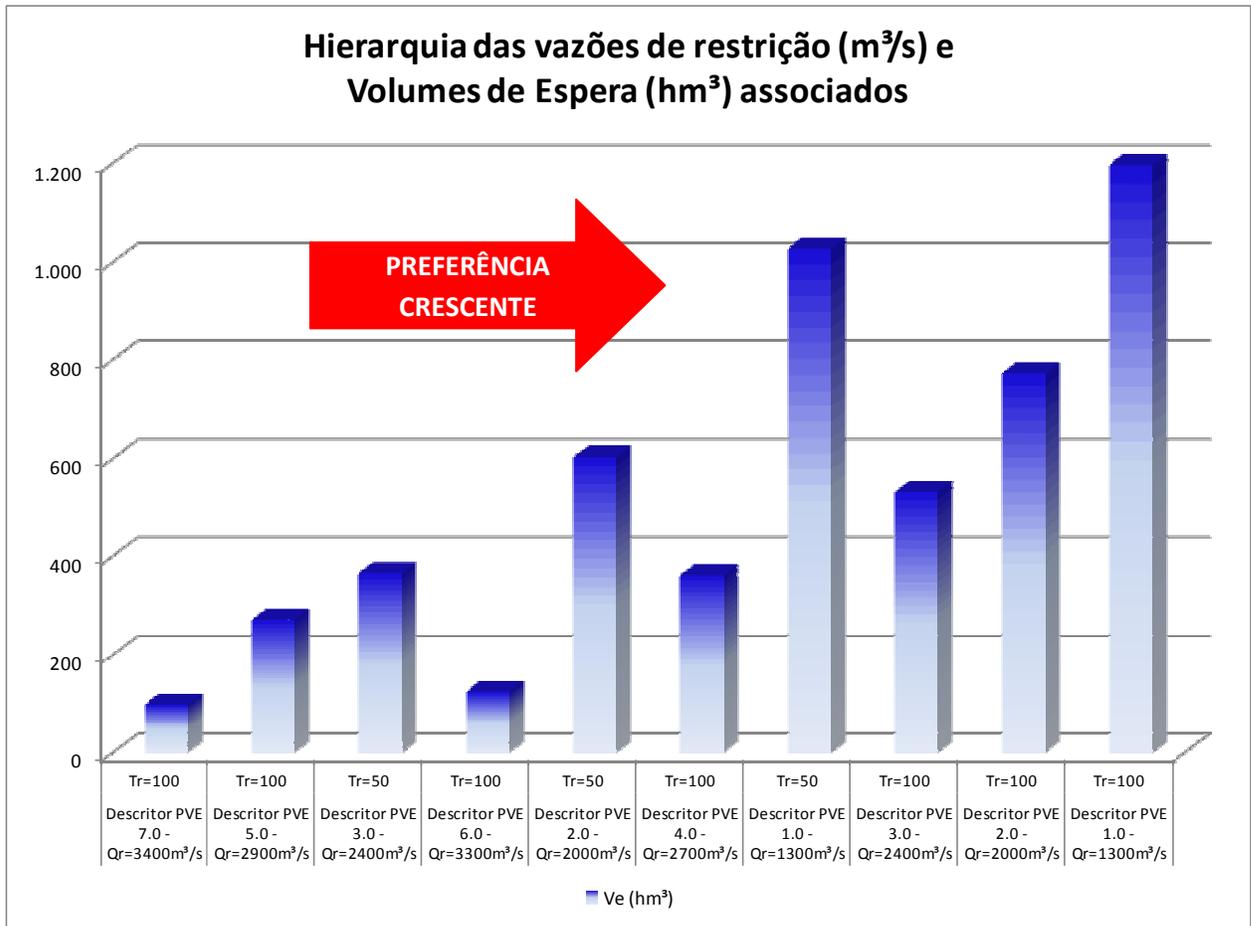


Figura 5.1 – Classificação das diferentes vazões de restrição (Qr) e diferentes Períodos de Retorno.

Analisando os resultados obtidos, pode-se verificar que houve uma priorização dos pares Qr x Tr que apresentaram valores menores de Qr e maiores de Tr, respectivamente.

Os pares de Qr e Tr com essas características impõem valores maiores de volumes de espera, os quais foram apresentados na figura 5.1.

Pode-se também afirmar a validade do modelo proposto, comparando os resultados obtidos com a vazão de restrição e outras restrições operativas relatadas no Inventário Operativo das UHEs do Operador Nacional do Sistema.

Tabela 5.2 – Classificação das diferentes vazões de restrição (Qr) e diferentes Períodos de Retorno – Tabela resumo das dez primeiras colocações.

Qr	TR	VALOR	Ve (hm³)	CLASSIFICAÇÃO
Descritor PVE 7.0 - Qr=3400m ³ /s	Tr=100	14,79	98	10
Descritor PVE 5.0 - Qr=2900m ³ /s	Tr=100	16,40	270	9
Descritor PVE 3.0 - Qr=2400m ³ /s	Tr=50	18,62	366	8
Descritor PVE 6.0 - Qr=3300m ³ /s	Tr=100	18,76	124	7
Descritor PVE 2.0 - Qr=2000m ³ /s	Tr=50	22,20	604	6
Descritor PVE 4.0 - Qr=2700m ³ /s	Tr=100	23,02	362	5
Descritor PVE 1.0 - Qr=1300m ³ /s	Tr=50	23,87	1.027	4
Descritor PVE 3.0 - Qr=2400m ³ /s	Tr=100	28,60	531	3
Descritor PVE 2.0 - Qr=2000m ³ /s	Tr=100	31,39	773	2
Descritor PVE 1.0 - Qr=1300m ³ /s	Tr=100	33,32	1.197	1

6. CONCLUSÕES

Este trabalho trouxe uma abordagem estruturada para a tomada de decisão sobre a definição da vazão de restrição e do período de retorno na proteção dos efeitos das cheias nos vales a jusante dos reservatórios das usinas hidroelétricas. A metodologia apresentada faz uso de técnicas de análise multicritério e assim avalia de forma integrada impactos energéticos e segurança.

A revisão de literatura deixou evidente que o setor não possui uma metodologia analítica para a definição da vazão de restrição. Não se avalia os prejuízos à jusante, caso seja ultrapassada a vazão de restrição. Não se compara situações com diferentes ocupações do vale a jusante de reservatórios de UHE e consequentes avaliações de risco.

O setor elétrico sabe que o controle de cheias sequestra parte dos volumes dos reservatórios e isso pode acarretar prejuízos na produção energética. Isto, principalmente, devido às incertezas dos cenários hidrológicos futuros.

O tratamento multiobjetivo evidenciou que quanto da construção das funções de valor, os decisores sempre apresentam algum grau de imprecisão ao expressar numericamente suas preferências. Tais imprecisões não têm a ver com o método de obtenção de uma função de valor, mas sim com a própria natureza humana, que naturalmente não utiliza escalas numéricas para fazer julgamentos.

Vale ressaltar que, embora as taxas de substituição sejam determinadas junto aos decisores, estes parâmetros não existem naturalmente em suas mentes. Tais taxas são instrumentos usados para agregar performances locais, em cada um dos critérios, em uma performance global, segundo uma lógica de compensação.

A avaliação dos resultados potenciais baseou-se em um modelo multicritério, cujos parâmetros foram obtidos a partir dos julgamentos dos decisores, associado ao par $(T_R,$

Q_R), que permitiu desenvolver uma metodologia de otimização multiobjetivo para a definição do par Período de Retorno e Vazão de Restrição a jusante de usinas hidroelétricas que exercem a função de controle de cheias em seus reservatórios.

A partir dos testes realizados e seus resultados, permite-se concluir que a metodologia proposta mostrou-se adequada ao problema da especificação e escolha do Período de Retorno e da Vazão de Restrição, atendendo aos objetivos definidos.

Para pesquisas futuras, a contemplação de outros parâmetros, como queda bruta e energia armazenada poderá ser explorada, objetivando uma calibragem cada vez mais fina do modelo proposto.

A seleção do método multicritério pode evoluir, fruto de um programa de entrevistas junto a gestores de risco do setor elétrico brasileiro, de modo que o método a ser escolhido possa traduzir de forma mais fidedigna a sensibilidade dos gestores das bacias, das entidades de proteção aos ribeirinhos, dos agentes do setor elétrico, etc.

De posse dos resultados deste trabalho seria interessante simular uma operação paralela, com os dados do reservatório da usina hidroelétrica de Barra Bonita, assim no período de cheia seria possível simular o que ocorreria caso a vazão de restrição fosse implementada, qual o comportamento da política de volumes do reservatório e também o perfil de geração hidroelétrica na UHE.

Outro ponto interessante de desenvolvimento, para pesquisas futuras, seria a criação de um software que pudesse implementar o principais métodos multicritérios avaliados e funcionais ao problema aqui tratado. Incrementar pesquisas de campo junto a comunidade ribeirinha para melhor avaliar as questões de risco. Por fim determinar métricas objetivas de avaliação de custos diretos e indiretos para o setor elétrico oriundos da necessidade de disponibilização de volumes de espera.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Almeida, A. B. **Vulnerabilidade e risco de rotura de barragens**. Jornada Técnica “Risco e gestão de crises em vales a jusante de barragens”, Novembro, LNEC. 1997.

Barbosa, Paulo Sérgio Franco. **Contribuição ao Estudo do Controle de Cheias em Sistemas de Reservatórios com Finalidades Múltiplas**. Tese de Doutorado, USP, São Paulo, 1990.

Beard, L. R. **Flood control operation of reservoirs**. Journal of Hydraulics Division. [S.I.]. v. 89. N. HY1. 1963.

Budweg, F. **Aspectos Institucionais. Privatização**. XXIII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Belo Horizonte – MG, Anais volume III, 1999. p. 19 -20

Bureau of Reclamation. **Design of Small Dams**. U. S. 3rd Edition, 1987.

Cariño, D.R., Myers, D. H. e Ziemba, W. T. **Concepts, Technical Issues, and Uses of the Russell-Yassuda Kasai Financial Planning Model**, Operations Research, 46, 1998. p. 450-462.

CDSA. **Diretrizes para Segurança de Barragens**. Tradução de Henry Dantas Strong, CESP Companhia Energética de São Paulo, Divisão de Segurança e tecnologia, São Paulo – SP, 1995.

Chaweng Changchit, M.P. Terrell. **A multiobjective reservoir operation model with stochastic inflows**. Computers & Industrial Engineering, Volume 24, Issue 2, April 1993, Pages 303–313.

Cyganiewicz, J. M.; Smart, J. D. U.S. **Bureau of Reclamation's use of risk analysis and risk assessment in dam safety decision making.** ICOLD, 20th Congress, Beijing, China, 2000.

Dantzig, G.B., **Linear Programming and Extensions**, Princeton, N.J.: Princeton University Press. 1963.

ENSSLIN, L.; MONTIBELLER NETO, G.; NORONHA, S. McD. **Apoio à Decisão – Metodologias para Estruturação de Problemas a Avaliação Multicritério de Alternativas.** Ed. Insular. Florianópolis, 2001. 296p.

Ferguson, A., & Dantzig, G. B. **The allocation of aircraft to routes: An example of linear programming under uncertain demands.** Management Science, 3, 1956. p. 45–73.

Francato, Alberto Luiz. **Operação Multiobjetivo de Sistemas Urbanos de Abastecimento de Água.** Tese de Doutorado, Unicamp, Campinas, 2002.

Fusaro, T. C. **Um Programa de Segurança de Barragens no Setor Elétrico Privatizado.** XXIII Seminário Nacional de Grandes Barragens, Belo Horizonte – MG, Anais volume I. 1999. p. 45 – 56.

Gehring, J.G. **Aspectos Atuais na Avaliação da Segurança de Barragens em Operação.** Dissertação de Mestrado, USP, São Paulo, 1987. 249p.

Guerra, M. de O. **Qualidade como Fator de Melhoria da Performance de Auscultação e Monitoramento de Barragens.** Instituto de Matemática, Estatística e Ciência da Computação – UNICAMP, Campinas, SP, 1996.

Higle, J. L., & Sen, S. **Stochastic decomposition: An algorithm for two stage stochastic linear programs with recourse.** Mathematics of Operations Research, 16, 1991. p. 650–669.

Jansen, R. B., **Dams and Public Safety**, A Water Resources Technical Paper, U. S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, Denver, CO, EUA, 1983.

Kelman, J. **Cheias e aproveitamentos hidrelétricos**. ABRH. 1987. 175 p.

Kuperman, S. C. et al. **Making Effective, Economical Dam Safety Decisions**. Hydro Review Wordline, volume 3, number 4. 1995.

Lopes, J. E. G. **Otimização de Sistemas Hidroenergéticos**. Dissertação de Mestrado. EPUSP - Departamento de Engenharia Hidráulica e Sanitária. São Paulo, 2001.

McCully, P. **Silenced rivers: the ecology and politics of large dams**. London: Zed Books. 2001.

Manual de Segurança e Inspeção de Barragens – Brasília: Ministério da Integração Nacional, 2002. 148p.

Matos Almeida, J. N. A., **Um Projecto para a Segurança das Barragens Portuguesas**, 4º Congresso da Água, Lisboa, 23-27 de março de 1998.

MINISTÉRIO DAS OBRAS PÚBLICAS, TRANSPORTES E COMUNICAÇÕES.
Regulamento de Segurança de Barragens - RSB -, Decreto-Lei no 11/90, Lisboa, Portugal, 1990.

Narayana, G. S., Singh, M. e Pandya, A. B., **Problems in Dam Safety encountered in India: Case histories**, Proceedings of the International Conference on Safety of Dams – Coimbra / 23-28 de abril de 1984, A. A. Balkema / Rotterdam / Boston, 1984.

Negrini, M. A.; Sardinha, V. L. A.; Ferreira, W. V. F. **Incidente com a Barragem do Engordador e uma proposta de sistematizar as ações de emergência**. XXIII

Seminário Nacional de Grandes Barragens, Belo Horizonte – MG, Anais volume II, 1999. p. 117 – 126

ONS, Operador Nacional do Sistema Elétrico. **Plano Anual de Prevenção de Cheias**. Ciclo 2003/2004. Rio de Janeiro, 2003. 134p.

ONS RE 3/201/2008. **Inventário das Restrições Operativas Hidráulicas dos Aproveitamentos Hidrelétricos**. Revisão-3 de 2008.

Parsons, A. M.; Bowles D. S.; Anderson, L. R. **Strengthening a Dam Safety Program Through Portfolio Risk Assessment**. Hydro Review Wordline. 1999.

Presidência da República. Casa Civil. Subchefia para Assuntos Jurídicos. **Lei 12.334**. Brasil, 2010.

Sen, S., & Higle, J. **An introductory tutorial on stochastic linear programming**. Interfaces, 29, 1999. p. 33–61.

Serafim, J. L. e Cavilhas, J. L. A. A., **Failures of dams due to overtopping**. Proceedings of the International Conference on Safety of Dams – Coimbra / 23-28 de abril de 1984, A. A.Balkema / Rotterdam / Boston, 1984.

SILVA, A. P.; PIO, E. D. **Seminário: Sistemas Conjugados de Aquecimento de Água (Residencial e Industrial)**. IC716A – Planejamento Energético na Engenharia Civil. Unicamp, 2009.

Villela, S. M. & Mattos, A. **Hidrologia Aplicada**,. Editora Mc Graw Hill, São Paulo, 1975. 245p.

Wilson, M. **A energia**. In: Coleção Life. Rio de Janeiro: José Olympio Editora. 1969.

ZUFFO, A. C.; GENOVEZ, A. M. **Método Multicriterial Utilizado como Indicador da Qualidade de Água.** Ciudad de Guavana. XXII Congresso Latino Americano de Hidráulica, 2006.