

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE HIDRÁULICA E SANEAMENTO

GABRIEL NEVES QUEIROZ

Aspectos Técnicos do Projeto e Construção de uma PCH

São Carlos
2022

GABRIEL NEVES QUEIROZ

Aspectos Técnicos do Projeto e Construção de uma PCH

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil, da Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientador: Prof. Rodrigo de Melo Porto

VERSÃO CORRIGIDA

São Carlos
2022

AUTORIZO A REPRODUÇÃO TOTAL OU PARCIAL DESTE TRABALHO,
POR QUALQUER MEIO CONVENCIONAL OU ELETRÔNICO, PARA FINS
DE ESTUDO E PESQUISA, DESDE QUE CITADA A FONTE.

Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Prof. Dr. Sérgio Rodrigues Fontes da
EESC/USP com os dados inseridos pelo(a) autor(a).

Q3a Queiroz, Gabriel Neves
 Aspectos técnicos do projeto e construção de uma
 PCH / Gabriel Neves Queiroz; orientador Rodrigo de Melo
 Porto. São Carlos, 2022.

Monografia (Graduação em Engenharia Civil) --
Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de
São Paulo, 2022.

1. Pequenas centrais hidrelétricas. 2. Hidráulica
aplicada. 3. Barragens. 4. Vertedores. I. Título.

Candidato: Gabriel Neves Queiroz

Título do TCC: Aspectos Técnicos do Projeto e Construção de uma PCH

Data de defesa: 08/12/2022

Orientador: Prof. Assoc. Rodrigo de Melo Porto

Comissão Julgadora	Resultado
Prof. Assoc. Rodrigo de Melo Porto	<i>Aprovado</i>
Instituição: Escola de Engenharia de São Carlos -USP	
Profa. Dra. Maria Mercedes Gamboa Medina	<i>Aprovado</i>
Instituição: Escola de Engenharia de São Carlos -USP	
MSc. Érick Rúbens Oliveira Cobalchini	<i>Aprovado</i>
Instituição: Escola de Engenharia de São Carlos -USP	

Presidente da Banca: Prof. Assoc. Rodrigo de Melo Porto



(assinatura)

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a todos os meus professores, pela nobre missão de ensinar e inspirar gerações de alunos a seguirem seus próprios caminhos.

AGRADECIMENTOS

Agradeço em primeiro lugar a Deus pela dádiva da vida, pela sua graça e suas bênçãos.

Aos meus pais, Ângela e Evaldo, por todo o amor, pela criação, cuidado, valores, conselhos e por estarem comigo sempre que eu mais precisei, sem os quais nada disto seria possível. Estendo os agradecimentos aos meus avós, à minha tia Ivana e a toda a minha família, pois cada um faz parte do meu alicerce.

À minha namorada, Tayná, que com amor, carinho e companheirismo nunca deixou de me escutar e ajudar ao longo desses anos, insistindo em estar ao meu lado com palavras de incentivo, mesmo nas horas mais difíceis. Por isso, reconheço o seu grande papel em todas as minhas conquistas.

Aos meus amigos, com quem pude compartilhar muitos momentos alegres e que tornaram minha jornada mais leve e proveitosa. Agradeço especialmente a Alyson, André, Andreia, Breno, Gabriel Ota, Guilherme Naoki, Lucas, Marcos e Murilo, que foram verdadeiros companheiros ao longo da graduação e cuja amizade guardarei sempre com muito carinho. Também gostaria de agradecer a alguns amigos que, mesmo não sendo do mesmo curso, sempre estiveram ao meu lado e prontos para me ajudar, dentre os quais destaco Fábio, Guilherme Ramon, meu primo Henrique, Jorge e Patryck.

Ao engenheiro João Francisco Silveira, cuja experiência me proporcionou um valioso aprendizado sobre a engenharia de barragens durante meu estágio na SBB Engenharia.

Aos meus professores, por todo o conhecimento transmitido ao longo da minha vida e pela dedicação na arte de ensinar. Em especial, ao meu orientador, Rodrigo de Melo Porto, pelo acompanhamento ao longo deste trabalho e pelo exemplo de didática e amor à profissão mostrado nas disciplinas de Hidráulica.

Agradeço profundamente a todos aqueles que foram luz no meu caminho e me ajudaram a chegar até aqui. A cada um de vocês, minha sincera gratidão.

EPÍGRAFE

“Águas que movem moinhos
São as mesmas águas que encharcam o chão
E sempre voltam humildes
Pro fundo da terra
Pro fundo da terra”

Guilherme Arantes (1983)

RESUMO

QUEIROZ, G. N. **Aspectos técnicos do projeto e construção de uma PCH.** 2022. 151 p. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2022.

Uma pequena central hidrelétrica (PCH) pode ser definida como um aproveitamento hidrelétrico com potência instalada entre 5 e 30 MW e área do reservatório igual ou inferior a 13 km². Neste trabalho, realizou-se uma síntese dos principais aspectos envolvidos no projeto e na construção de PCHs, agregando informações apresentadas em manuais da Centrais Elétricas Brasileiras S. A. (Eletrobras) e outras referências, com vistas a constituir um material de apoio para complementar estudos sobre aproveitamentos hidrelétricos. A fim de mostrar a aplicação de alguns tópicos discutidos a uma pequena central hidrelétrica existente, utilizaram-se dados da PCH Macacos, uma usina em operação localizada no rio Jaguariaíva. Com esses dados, foram realizados o dimensionamento hidráulico do vertedor e da bacia de dissipação, bem como os cálculos do *fetch* do reservatório e da potência gerada. A metodologia usada para o dimensionamento foi baseada principalmente nos critérios propostos pelo *United States Bureau of Reclamation* (USBR), considerando um vertedor de soleira livre e um vertedor com comportas. Por fim, fez-se uma análise da viabilidade física da implantação desse empreendimento, em termos da queda natural, dos aspectos geológicos e geotécnicos, dos impactos socioambientais, da influência sobre os recursos hídricos e do risco às vidas humanas a jusante em caso do rompimento da barragem. Com base na análise realizada, verificou-se que os benefícios gerados pela usina e a sua viabilidade justificam o fato dessa PCH ter sido instalada no local definido em projeto e estar atualmente em operação.

Palavras-chave: Pequenas centrais hidrelétricas. Hidráulica aplicada. Barragens. Vertedores.

ABSTRACT

QUEIROZ, G. N. **Technical aspects of the design and construction of a SHP.** 2022. 151 p. Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2022.

A small hydropower (SHP) can be defined as a hydroelectric facility with an installed capacity between 5 and 30 MW and a reservoir area less than or equal to 13 km². In this work, we have carried out a synthesis of the main aspects involved in the design and construction of SHPs, gathering information presented in manuals from Centrais Elétricas Brasileiras S. A. (Eletrobras) and other references, aiming to prepare a support material to complement studies on hydroelectric facilities. In order to show the application of some topics discussed to an existing small hydropower plant, we have used data from SHP Macacos, located on the Jaguariaíva river. With these data, hydraulic dimensioning of the spillway and the stilling basin, as well as calculations of reservoir fetch and generated power, were carried out. The methodology used for dimensioning was mainly based on the criteria proposed by the United States Bureau of Reclamation (USBR), considering an uncontrolled spillway and a controlled one. Finally, we have made an analysis of the physical feasibility of implementing this project, in terms of natural fall, geological and geotechnical aspects, social and environmental impacts, influence on water resources and risk to downstream human lives in case of a dam failure. Based on this analysis, we concluded that benefits generated by the plant and its feasibility justify the fact that this SHP was installed in the location defined in project and is currently in operation.

Keywords: Small hydropower plants. Applied hydraulics. Dams. Spillways.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	17
2 PEQUENAS CENTRAIS HIDRELÉTRICAS	21
2.1 POTENCIAL HIDRELÉTRICO BRASILEIRO	24
2.2 DEFINIÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DE UMA PCH.....	26
2.3 ARRANJO GERAL	29
2.4 LOCALIZAÇÃO DA USINA.....	32
2.5 LEVANTAMENTOS E ESTUDOS BÁSICOS.....	34
2.5.1 Levantamentos de campo	34
2.5.1.1 Levantamentos topográficos.....	34
2.5.1.2 Investigações geológicas e geotécnicas.....	35
2.5.1.3 Levantamentos hidrológicos	36
2.5.1.4 Levantamentos ambientais	37
2.5.2 Estudos básicos	37
2.5.2.1 Estudos topográficos	38
2.5.2.2 Estudos geológicos e geotécnicos.....	38
2.5.2.3 Estudos hidrológicos.....	38
2.5.2.4 Estudos ambientais	42
2.5.2.5 Estudos energéticos	42
2.6 PROJETO	44
2.6.1 Projeto das obras civis	44
2.6.1.1 Barragem.....	44
2.6.1.2 Vertedor.....	46
2.6.1.3 Tomada d'água.....	47
2.6.1.4 Canal, tubulação e túnel de adução	48
2.6.1.5 Câmara de carga e chaminé de equilíbrio	49
2.6.1.6 Conduto forçado	51
2.6.1.7 Casa de força e canal de fuga.....	52
2.6.2 Projeto dos equipamentos eletromecânicos.....	53
2.6.2.1 Turbinas.....	53
2.6.2.2 Equipamentos hidromecânicos e de levantamento	54
2.6.2.3 Geradores e transformadores.....	55
2.6.2.4 Sistemas de proteção, auxiliares elétricos e de aterramento	55
2.6.2.5 Sistemas de supervisão e controle	56
2.6.2.6 Subestação e linha de transmissão	56
2.6.3 Ações e carregamentos	57

2.6.4 Segurança e dimensionamento estrutural	58
2.6.4.1 Barragens de concreto	58
2.6.4.2 Barragens de terra e enrocamento	60
2.7 MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO	62
2.7.1 Concreto.....	62
2.7.2 Aço	63
2.7.3 Materiais terrosos e granulares	63
2.8 QUEDA LÍQUIDA E POTÊNCIA INSTALADA FINAIS	64
2.9 PLANEJAMENTO	65
2.10 ANÁLISE FINANCEIRA	66
2.11 IMPACTOS AMBIENTAIS	67
2.12 SEGURANÇA E INSTRUMENTAÇÃO DE BARRAGENS	69
3 PCH MACACOS	77
4 DIMENSIONAMENTO DO VERTEDOR E DA BACIA DE DISSIPAÇÃO	83
4.1 ESTUDOS HIDROLÓGICOS.....	83
4.1.1 Vazão de projeto do vertedor	84
4.1.2 Vazão sanitária	95
4.2 VERTEDOR DE SOLEIRA LIVRE	102
4.2.1 Vertedor	102
4.2.2 Bacia de dissipação	110
4.3 VERTEDOR COM COMPORTAS	118
4.3.1 Vertedor	118
4.3.2 Bacia de dissipação	125
5 BORDA LIVRE.....	129
6 POTÊNCIA GERADA	133
7 VIABILIDADE FÍSICA DO EMPREENDIMENTO	137
7.1 QUEDA NATURAL	137
7.2 ASPECTOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS	137
7.3 RECURSOS HÍDRICOS	138
7.4 IMPACTOS SOCIOAMBIENTAIS	140
7.5 ROMPIMENTO DA BARRAGEM.....	142
8 CONCLUSÃO	145
REFERÊNCIAS.....	147

1 INTRODUÇÃO

Segundo dados de setembro de 2022 do Ministério de Minas e Energia (2022), a Oferta Interna de Energia Elétrica (OIEE) no Brasil é estimada em 703,2 TWh para o ano de 2022, representando um aumento de 3,5% em relação a 2021. Desse total, 86,3% correspondem a fontes renováveis, dentre as quais se encontram hidrelétrica (62,8%), eólica (11,4%), biomassa (7,9%) e solar (4,2%). Em comparação com o ano de 2021, observa-se um aumento de 8,2% da porcentagem de fontes renováveis na matriz elétrica brasileira, indicando o crescimento de sua utilização em detrimento das fontes não renováveis, como petróleo, gás natural, carvão e nuclear. Com relação aos aproveitamentos hidrelétricos, que constituem a principal fonte renovável no país, é necessária a construção de barragens para armazenar água e proporcionar a manutenção de um desnível adequado para a geração de energia elétrica.

De modo geral, as barragens são definidas como barreiras construídas em cursos d'água com o propósito de interferir no fluxo natural no local da obra, podendo ser classificadas de acordo com a função, os materiais que as compõem e o sistema estrutural. Em termos da função da estrutura, há barragens obstáculos, como diques e ensecadeiras, barragens armazenadoras, para abastecimento de água, geração de energia elétrica, controle de cheias e recreação, e barragens para manutenção do nível d'água, favorecendo a navegação, por exemplo. Já com relação aos materiais e aos sistemas estruturais, as barragens podem ser de terra, de enrocamento ou de concreto, sendo que, para este último material, há as barragens de gravidade (que também podem ser de alvenaria), de contrafortes e em arco (PORTO, 1986).

Quando uma barragem é construída, ocorrem impactos socioambientais significativos sobre a região da obra, como inundação de ecossistemas, alteração do regime natural do curso d'água e desapropriação de imóveis. Por outro lado, também são gerados impactos positivos, como geração de empregos e disponibilidade de uma fonte de energia elétrica nas proximidades. Nesse sentido, o *United States Bureau of Reclamation* (USBR), do *United States Department of the Interior*, afirma que o planejamento da execução de barragens deve levar em conta ações para mitigar os impactos negativos, promovendo medidas desde o projeto até a operação da usina para a proteção da atmosfera, dos recursos hídricos, dos ecossistemas naturais e da cultura local (UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, 1987).

Para a construção de barragens, além de outros usos de águas superficiais e subterrâneas, é necessário dispor de uma outorga de direito de uso de recursos hídricos. No estado de São Paulo, segundo o Decreto nº 41.258/1996, de 31 de outubro de 1996 (SÃO PAULO, 1996), a outorga é um ato administrativo concedido pelo Departamento de Águas e Energia Elétrica (DAEE), do qual dependem atividades que utilizem recursos hídricos ou alterem sua qualidade, quantidade e regime, como construção de obras hidráulicas, extração de águas subterrâneas e lançamento de efluentes. Já para rios, lagos e águas armazenadas de domínio da União, o órgão responsável pela outorga é a Agência Nacional de Águas e Saneamento Básico (ANA). A exigência de outorga para o uso desses recursos passou a ocorrer com a Política Nacional de Recursos Hídricos (PNRH), instituída pela Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997 (BRASIL, 1997), conhecida como Lei das Águas.

Nesse contexto, um tipo de aproveitamento hidrelétrico que apresenta vantagens construtivas e legais para a implantação, em relação a usinas de maior porte, é chamado de pequena central hidrelétrica (PCH). Um empreendimento para geração de energia elétrica por meio do fluxo de água é classificado como uma PCH caso o valor de sua potência instalada seja entre 5 e 30 MW; além disso, a área de seu reservatório não deve superar 13 km², desconsiderando a área do leito natural do rio, exceto para reservatórios cuja regularização é no mínimo semanal ou que não tenham sido inicialmente dimensionados com o objetivo de gerar energia elétrica (AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA – ANEEL, 2020).

Apesar da existência de materiais que oferecem informações sobre PCHs, estes são, em geral, extensos e pouco difundidos na graduação. Assim, busca-se neste trabalho apresentar uma síntese de aspectos sobre o projeto e a construção de pequenas centrais hidrelétricas, abordando as etapas do processo de implantação desses empreendimentos, como estudos de viabilidade, levantamentos de campo, estudos básicos, localização da obra e projeto das estruturas civis e dos equipamentos. Além disso, com vistas a mostrar a aplicação de alguns desses aspectos, foi selecionada uma PCH existente cujos dados são utilizados para refazer o dimensionamento hidráulico do vertedor e da bacia de dissipação, os cálculos do *fetch* do reservatório e da potência gerada e a análise da viabilidade física do empreendimento. Procura-se, ainda, com essa síntese e os resultados dos cálculos, constituir um material de apoio para a disciplina SHS0615 – Tópicos de Obras

Hidráulicas, oferecida aos alunos de graduação pelo Departamento de Hidráulica e Saneamento da Escola de Engenharia de São Carlos.

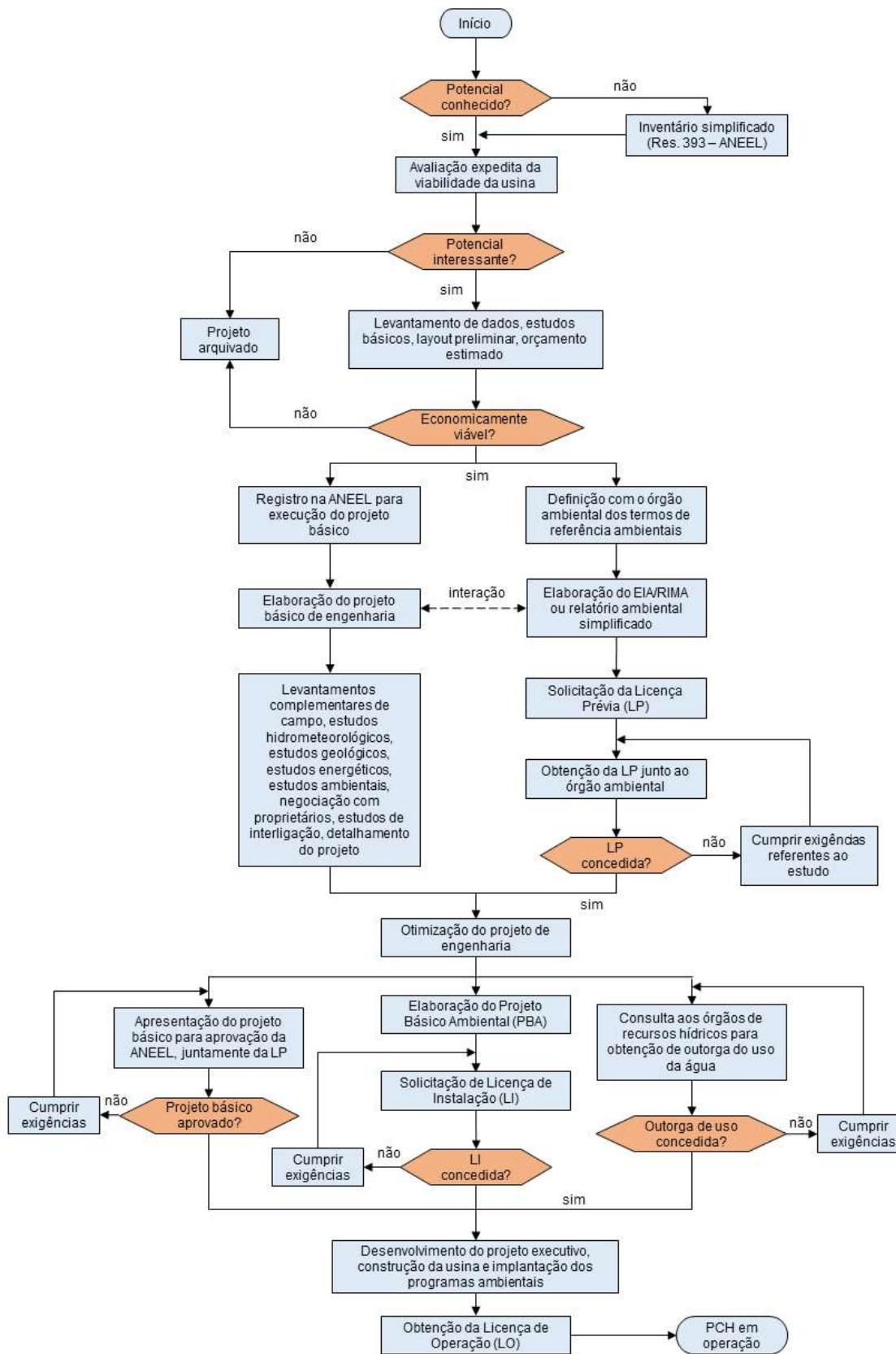
Com relação à organização do documento, a Seção 2 contempla a discussão dos aspectos técnicos relativos ao projeto e à construção de PCHs. Na Seção 3, apresentam-se os dados da PCH selecionada para servir de base para as seções subsequentes. Na Seção 4, são feitos os estudos hidrológicos com base em uma série histórica de vazões e o dimensionamento hidráulico do vertedor e da bacia de dissipação. A determinação da borda livre do barramento, por meio do cálculo do *fetch* do reservatório, é realizada na Seção 5. Na Seção 6, faz-se uma estimativa da potência gerada, bem como a escolha do tipo mais adequado de turbina para o projeto. A análise da viabilidade física da implantação do aproveitamento hidrelétrico é realizada, de modo simplificado, na Seção 7, em termos da queda natural, dos aspectos geológicos, dos recursos hídricos, dos impactos socioambientais e das consequências de uma eventual ruptura da barragem. Por fim, na Seção 8 têm-se as conclusões, relacionando os tópicos principais abordados ao longo do trabalho.

2 PEQUENAS CENTRAIS HIDRELÉTRICAS

Nesta seção, faz-se uma síntese dos aspectos técnicos referentes ao projeto e à construção de pequenas centrais hidrelétricas, agregando informações presentes em manuais atualmente disponíveis sobre o projeto de PCHs. Como referências principais, utilizaram-se os manuais da empresa Centrais Elétricas Brasileiras S. A. (Eletrobras) intitulados “Diretrizes para estudos e projetos de Pequenas Centrais Hidrelétricas” (CENTRAIS ELÉTRICAS BRASILEIRAS S. A. – ELETROBRAS, 2000) e “Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas” (ELETROBRAS, 2003). O primeiro manual apresenta diretrizes relacionadas a todas as etapas do projeto de PCHs, incluindo estudos de viabilidade, levantamentos de campo, estudos básicos, análise financeira e projeto das obras civis e dos equipamentos eletromecânicos. Já o segundo manual citado aborda com maiores detalhes os aspectos hidrológicos, hidráulicos e estruturais do projeto de aproveitamentos hidrelétricos, além da definição das ações atuantes, das condições de carregamento, dos materiais e dos critérios de dimensionamento. As informações são complementadas com outras bibliografias técnicas, além de legislações e resoluções da Agência Nacional de Energia Elétrica (ANEEL), por exemplo.

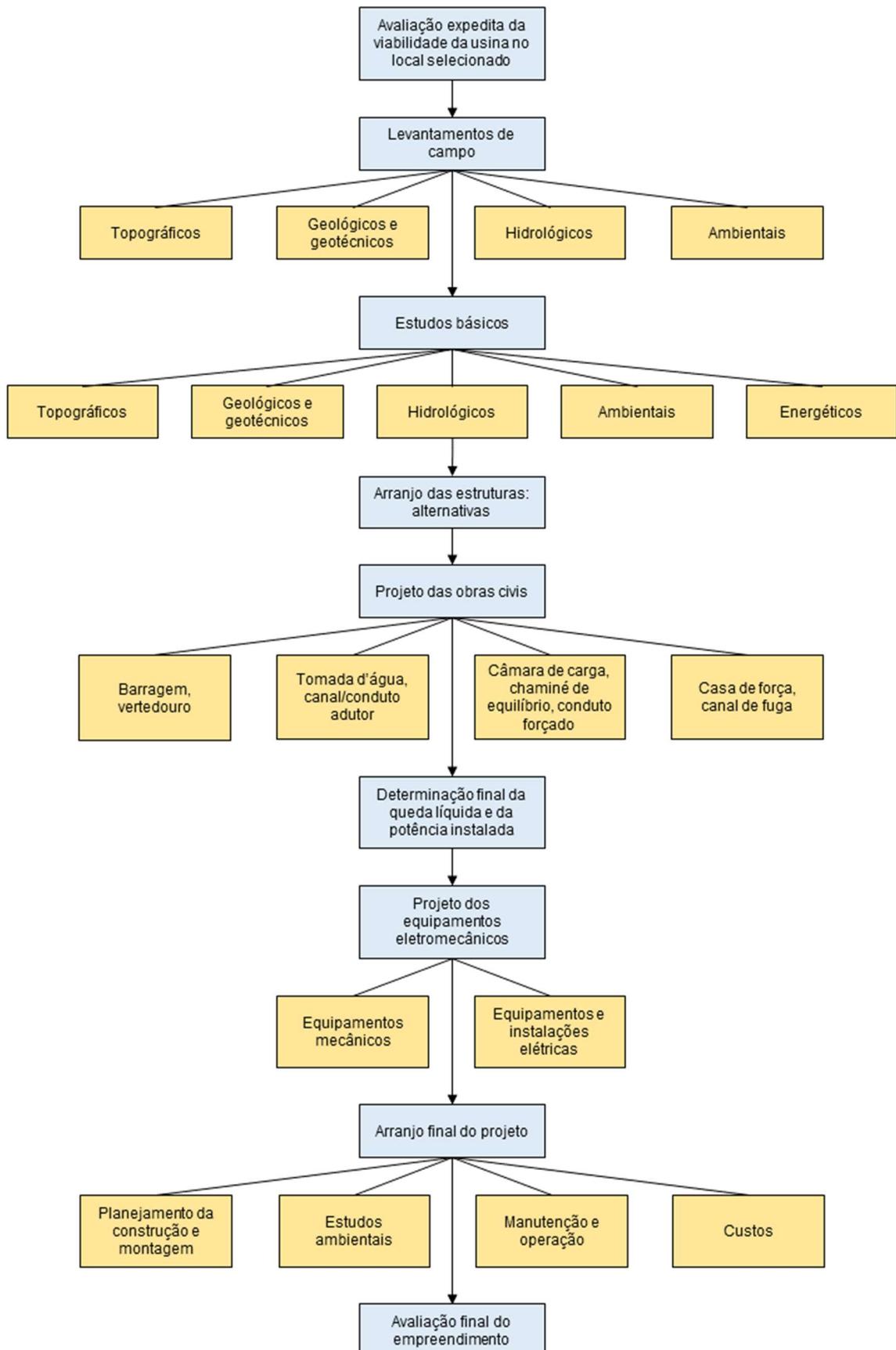
Para orientar o planejamento das atividades necessárias à realização de um projeto do porte de uma PCH, a Eletrobras (2000) apresenta fluxogramas contendo as etapas da implantação e os estudos necessários, os quais são mostrados nas Figuras 2.1 e 2.2. A primeira figura resume os passos necessários para a implantação de uma PCH, concomitantemente com os procedimentos de registro e de licenciamento ambiental junto aos órgãos ambientais competentes. Já segunda figura possui como foco os tipos de levantamentos de campo, de estudos e de projetos que devem ser realizados para a execução do empreendimento.

Figura 2.1 – Fluxograma da implantação de uma PCH



Fonte: Adaptado de Eletrobras (2000).

Figura 2.2 – Fluxograma das atividades de estudos e projeto de uma PCH



Fonte: Adaptado de Eletrobras (2000).

2.1 POTENCIAL HIDRELÉTRICO BRASILEIRO

Para a avaliação do potencial hidrelétrico brasileiro, podem-se empregar os dados do Sistema de Informações do Potencial Hidrelétrico Brasileiro (SIPOT) (ELETROBRAS, 2018) para agregar informações sobre estudos e projetos de usinas hidrelétricas. Nas Tabelas 2.1 e 2.2, referentes aos dados de dezembro de 2018, é apresentado o potencial hidrelétrico do Brasil em termos de potência passível de ser aproveitada, com valores em MW. A Tabela 2.1 mostra o potencial referente ao total estimado existente por região (ainda não aproveitado), aos estágios de inventário, viabilidade e projeto básico e às etapas de construção e operação, sendo possível observar que a região Norte é a que possui maior potencial hidrelétrico, com cerca de 40% do total do país. Já a Tabela 2.2 apresenta o potencial em cada unidade federativa (UF), da qual se conclui que os cinco estados com maior potencial hidrelétrico são Pará, Paraná, Minas Gerais, Mato Grosso e Amazonas.

Tabela 2.1 – Distribuição do potencial hidrelétrico brasileiro por região e por etapa de aproveitamento, com potência em MW

Região	Total estimado	Inventário	Viabilidade	Projeto básico	Construção	Operação	Total geral
Norte	26.851,39	35.315,44	3.144,00	910,47	30,00	32.297,37	98.548,67
Nordeste	639,18	2.446,51	6.991,90	424,36	0,00	11.579,88	22.081,83
Centro-Oeste	8.496,56	16.157,45	480,00	1.153,32	774,76	12.820,55	39.882,64
Sudeste	4.018,40	9.444,86	3.119,10	1.199,00	56,35	25.885,43	43.723,14
Sul	3.612,50	9.410,07	1.902,83	1.737,44	503,97	24.837,64	42.004,45
Total geral	43.618,03	72.774,33	15.637,83	5.424,59	1.365,08	107.420,87	246.240,73

Fonte: Eletrobras (2018).

Com base na Tabela 2.1, verifica-se que o Brasil apresenta uma parcela significativa de seu potencial hidrelétrico que ainda não foi aproveitada ou que está em estágios preliminares de exploração, isto é, em fase de inventário ou de estudos de viabilidade. A Figura 2.3 mostra os percentuais do total geral do potencial hidrelétrico brasileiro de acordo com a região, enquanto a Figura 2.4 apresenta os percentuais para os totais gerais do país considerando as diferentes etapas do empreendimento. A partir desta última figura, conclui-se que, até dezembro de 2018, apenas 44% do potencial hidrelétrico total estava sendo realmente aproveitado e 53%

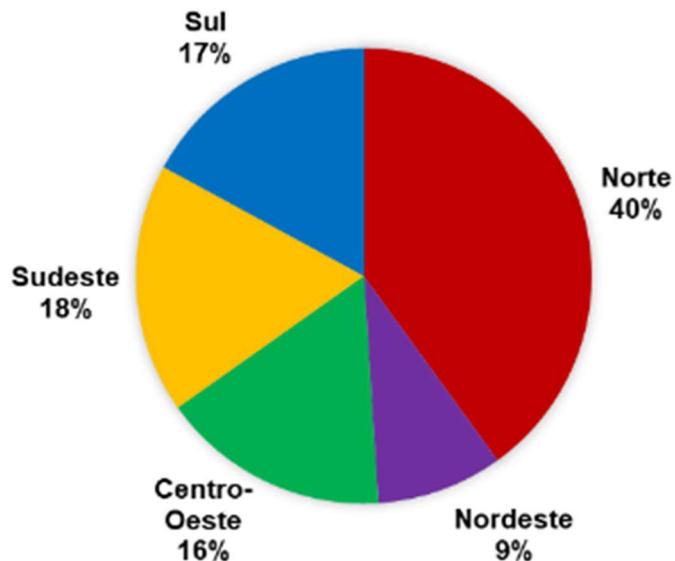
do total ainda não havia sido explorado ou estava em fase de inventário ou estudos de viabilidade.

Tabela 2.2 – Potencial hidrelétrico brasileiro por UF, com potência em MW

Unidade federativa	Total geral
Acre	1.120,50
Alagoas	2.777,08
Amapá	2.228,35
Amazonas	20.175,09
Bahia	12.205,05
Ceará	25,02
Distrito Federal	30,00
Espírito Santo	1.452,52
Goiás	12.425,99
Maranhão	2.281,99
Mato Grosso	21.194,85
Mato Grosso do Sul	6.231,80
Minas Gerais	23.935,34
Pará	51.024,07
Paraíba	11,12
Paraná	24.303,17
Pernambuco	1.583,77
Piauí	449,65
Rio de Janeiro	3.146,73
Rio Grande do Norte	2,15
Rio Grande do Sul	10.300,61
Rondônia	11.522,20
Roraima	5.892,30
Santa Catarina	7.400,67
São Paulo	15.188,55
Sergipe	2.746,00
Tocantins	6.586,16
Total geral	246.240,73

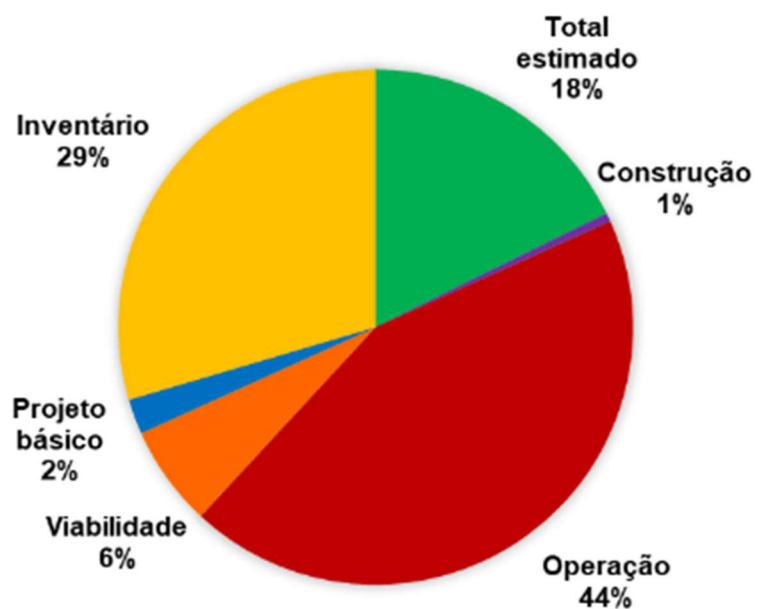
Fonte: Eletrobras (2018).

Figura 2.3 – Percentuais do total geral do potencial hidrelétrico brasileiro por região



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 2.4 – Percentuais do potencial hidrelétrico brasileiro por etapa do empreendimento



Fonte: Elaborado pelo autor.

2.2 DEFINIÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DE UMA PCH

A definição de uma pequena central hidrelétrica é feita pela ANEEL, sendo que os critérios de classificação de um aproveitamento hidrelétrico como uma PCH variaram ao longo dos anos. Anteriormente, conforme a Resolução nº 394 da ANEEL,

de 04 de dezembro de 1998 (ANEEL, 1998), uma PCH era definida como um empreendimento hidrelétrico com potência instalada superior a 1.000 kW e de no máximo 30.000 kW e área total do reservatório não superior a 3,0 km², definida pela cota do nível d'água (NA) referente à vazão com período de retorno de 100 anos. Essa resolução permitia também a inclusão nessa categoria de empreendimentos que não respeitassem o limite superior de área inundada, mas que possuíssem autorização por meio de deliberação da diretoria da ANEEL, considerando aspectos sociais, econômicos e ambientais.

Cabe ressaltar que a resolução citada foi revogada pela Resolução nº 652 da ANEEL, de 09 de dezembro de 2003 (ANEEL, 2003), a qual manteve as condições supracitadas, acrescentando a modalidade de exploração, a saber, produção independente, autoprodução ou produção independente autônoma. Contudo, resoluções normativas mais recentes apresentam mudanças na definição de PCHs.

Segundo a Resolução Normativa da ANEEL nº 875, de 10 de março de 2020 (ANEEL, 2020), retificada pela Resolução Normativa da ANEEL nº 890, de 21 de julho de 2020 (ANEEL, 2020), os empreendimentos com características de pequenas centrais hidrelétricas são aqueles que apresentam potência instalada superior a 5.000 kW e igual ou inferior a 30.000 kW e área do reservatório igual ou inferior a 13 km², sem considerar a área relativa ao leito natural do rio. Essa restrição de área, entretanto, não é válida para reservatórios com regularização no mínimo semanal ou que não tenham sido dimensionados com o objetivo de gerar energia elétrica.

Segundo a Eletrobras (2000), uma PCH pode ser classificada de acordo com a capacidade de regularização do reservatório e com o tipo de sistema de adução. As classificações são listadas a seguir:

- a) quanto à capacidade de regularização:
 - a fio d'água;
 - acumulação com regularização diária do reservatório;
 - acumulação com regularização mensal do reservatório.
- b) quanto ao sistema de adução:
 - canal adutor (escoamento livre) seguido de conduto forçado (alta pressão);
 - conduto adutor (baixa pressão) seguido de conduto forçado (alta pressão).

Considerando o primeiro critério (a), as PCHs a fio d'água proporcionam algumas simplificações para os estudos e o projeto, pois não armazenam água. Dentre as simplificações, têm-se a desobrigação de estudos de regularização de

vazões e de sazonalidade da carga elétrica do consumidor, a possibilidade de projetar as estruturas da tomada d'água sem levar em conta as variações do nível d'água, resultando em dimensões mínimas, a redução da altura do barramento e a diminuição dos gastos com indenizações, uma vez que a área inundada é relativamente pequena. Contudo, se nos períodos de estiagem as vazões do rio forem menores do que a necessária para o atendimento da demanda energética máxima, esse tipo de PCH pode não ser adequado, devendo-se considerar a possibilidade de regularizar as vazões por meio de um reservatório (ELETROBRAS, 2000).

Em relação ao segundo critério (b), a escolha do tipo de sistema de adução depende da topografia e da geologia do local da obra, além da distância entre a barragem e a casa de força (ELETROBRAS, 2000). Em certas ocasiões, pode-se optar também pela escavação de um túnel adutor seguido de um conduto forçado, caso as condições topográficas e geológicas tornem essa solução viável.

Além das PCHs, existem os aproveitamentos hidrelétricos classificados como central geradora hidrelétrica com capacidade instalada reduzida (CGH) e como usina hidrelétrica (UHE), conforme a Resolução Normativa da ANEEL nº 875, de 10 de março de 2020 (ANEEL, 2020). Essa resolução classifica como CGHs os aproveitamentos com potência instalada igual ou inferior a 5.000 kW e como UHEs aqueles que atendem aos critérios a seguir:

- a) potência maior que 5.000 kW e não superior a 50.000 kW, caso o empreendimento não seja classificado como uma PCH e esteja sujeito a outorga de autorização;
- b) potência maior que 50.000 kW, caso o empreendimento esteja sujeito a outorga de concessão;
- c) o empreendimento foi objeto de outorga de autorização ou de concessão, independentemente do valor da potência.

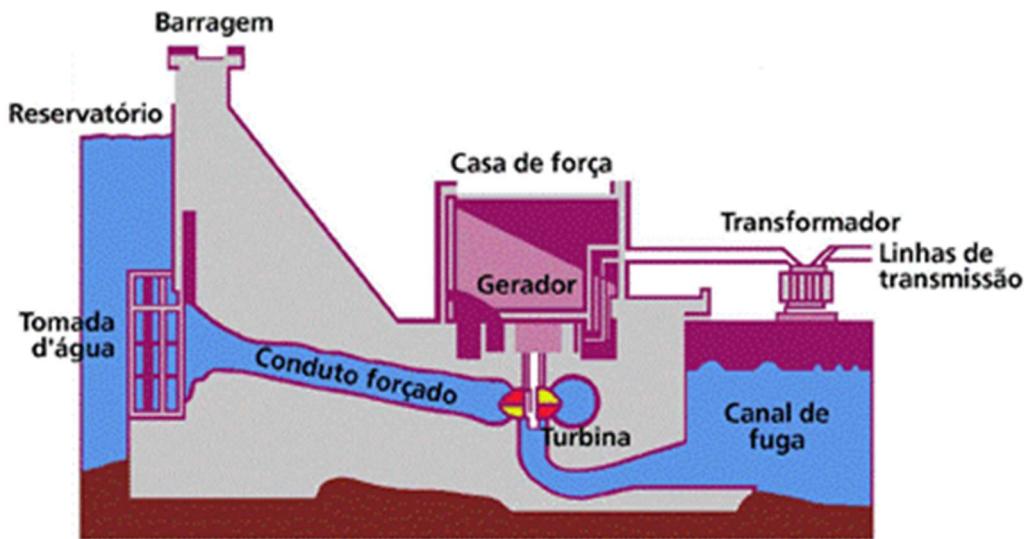
A implantação de uma CGH ou de uma PCH apresenta facilidades em relação à implantação de uma UHE, como menores custos, menor tempo de construção e processo de licenciamento ambiental mais simples, uma vez que a área inundada pelo reservatório de CGHs e PCHs é significativamente menor do que para uma UHE. Isso faz com que, em algumas ocasiões, seja preferível limitar a capacidade de geração da usina para que esta seja classificada como uma CGH ou um PCH, em prol das vantagens proporcionadas para a implantação. Vale destacar ainda que, comparando

estes dois tipos de aproveitamento, o processo de implantação de CGHs é mais simples, por motivos semelhantes àqueles citados acima.

2.3 ARRANJO GERAL

Na Figura 2.5, mostra-se um esquema do circuito hidráulico de geração de uma pequena central hidrelétrica, o qual é constituído, de modo simplificado, por reservatório, tomada d'água, sistema adutor, câmara de carga, chaminé de equilíbrio, conduto forçado, casa de força e canal de fuga. Ao longo desse circuito, a energia potencial gravitacional da água do reservatório é transformada em energia cinética, a qual permite que a água movimente as pás das turbinas da casa de força, provocando a rotação do rotor e acionando o gerador, que transforma a energia mecânica em energia elétrica.

Figura 2.5 – Esquema de circuito de geração de uma PCH



Fonte: Associação Brasileira de PCHs e CGHs (2014).

O reservatório é formado por meio do controle do nível d'água decorrente da construção da barragem, que por sua vez constitui um obstáculo ao curso natural do rio. No reservatório, destacam-se alguns valores particulares do NA, que são o NA mínimo operacional (ou mínimo normal), o NA máximo operacional (ou máximo normal) e o NA máximo maximorum. O primeiro corresponde ao nível d'água mais baixo que permite a captação de água pela tomada d'água, abaixo do qual há o volume morto, que não está disponível para ser utilizado. O segundo refere-se ao NA

mais alto permitido em operações normais do reservatório, delimitando o volume máximo deste, sendo a diferença entre os volumes máximo e morto denominada volume útil. Já o terceiro corresponde à cota do nível d'água atingida durante a cheia de projeto, considerada para o dimensionamento da barragem e do vertedor, sendo admitida por um curto período (COLLISCHONN; DORNELLES, 2015).

A fim de possibilitar o extravasamento de água durante períodos de cheias, evitando o galgamento da barragem, é implantado o vertedor, que deve ser dimensionado para uma vazão correspondente a uma cheia excepcional, de modo a minimizar o risco de que sua capacidade vertente seja superada. Portanto, a existência de um vertedor é fundamental para garantir a segurança da barragem e, consequentemente, das vidas a jusante. Logo a jusante do vertedor, tem-se a bacia de dissipação, a qual tem por objetivo a dissipação parcial da energia cinética da água, evitando a ocorrência de erosão no pé do vertedor. Essa dissipação geralmente ocorre com a formação de um ressalto hidráulico, caracterizado pela passagem do regime de escoamento torrencial para o fluvial (PORTO, 1986).

Mesmo quando não há extravasamento pelo vertedor, é necessário garantir a passagem de uma vazão mínima pela calha do rio, a fim de evitar que o rio seque e preservar os ecossistemas aquáticos. Tal vazão é chamada de vazão sanitária ou vazão ecológica e deve ser determinada com base em regulamentações dos órgãos ambientais competentes. Para barragens que apresentam uma escada para peixes (ou canal da piracema) para permitir a transposição da barragem por esses animais, especialmente nas épocas reprodutivas, a vazão dessa estrutura pode ser suficiente para garantir a vazão sanitária, não requerendo dispositivos auxiliares para esse fim.

A fim de captar água para geração de energia elétrica, é executada na barragem a estrutura da tomada d'água, iniciando o circuito hidráulico de geração. Essa estrutura é dotada de grades a montante para retenção de materiais que poderiam passar pelas turbinas e danificá-las. Além disso, no reservatório devem ser posicionadas boias um pouco a montante da tomada d'água, com grades que formam uma barreira para contenção de materiais flutuantes, como macrófitas, troncos de árvores e resíduos lançados no rio; este conjunto de proteção recebe o nome de *log-boom*. Também há geralmente uma ponte ou pórtico rolante, para movimentação de comportas em caso de manutenção, por exemplo. Essas comportas são do tipo *stop-log*, formando uma barreira vertical contra o escoamento.

Após a tomada d'água, existe o sistema adutor, que pode ser constituído por um conduto, ou canal ou um túnel, conduzindo a água por escoamento livre ou sob baixa pressão. Em seguida, a água escoa pelos condutos forçados (*penstocks*), sendo conduzida às unidades geradoras (UGs) sob alta pressão. Cabe destacar que, quando a casa de força é posicionada no pé da barragem, pode não haver sistema adutor, sendo os condutos forçados localizados logo a jusante da tomada d'água. Esse é o caso da usina esquematizada na Figura 2.5, na qual o conduto forçado passa sob a barragem; contudo, é usual que esse conduto esteja situado na superfície, sendo visível a partir da área externa da casa de força.

Entre o sistema adutor e os condutos forçados, podem existir a câmara de carga e a chaminé de equilíbrio, de acordo com a queda de projeto e o comprimento do conduto. Essas são estruturas cujas funções incluem a atenuação do golpe de ariete (transitório hidráulico) e o fornecimento de água ao conduto forçado quando da abertura do mecanismo de controle da vazão turbinada, até que o escoamento se estabeleça em regime permanente.

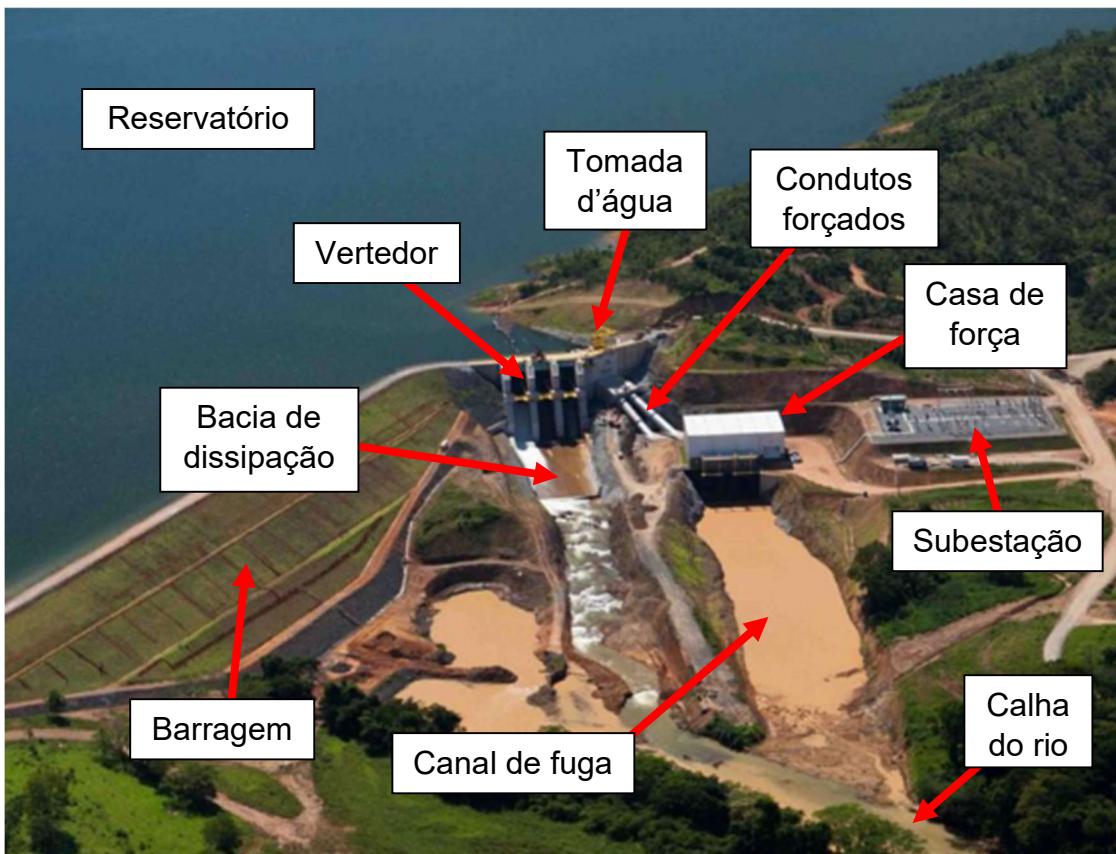
Na casa de força, a água escoada pelos condutos forçados passa pelas pás das turbinas das unidades geradoras e então é dirigida para o canal de fuga, a jusante da casa de força, o qual desemboca na calha do rio, cuja vazão provém do vertedor e da vazão sanitária. Na área interna da casa de força, há uma ponte rolante para movimentar os equipamentos das UGs, por ocasiões de manutenção; além disso, há uma sala de controle da usina, com monitoramento de grandezas como a vazão turbinada e a potência gerada, sendo que a operação das comportas do vertedor (se existirem) e das unidades geradoras pode ser realizada tanto na própria usina quanto remotamente.

Por fim, após a geração de energia elétrica pelos geradores, a tensão é elevada por meio dos transformadores, localizados na subestação, a qual em geral é localizada externamente em relação à casa de força. Com o aumento da tensão, reduzem-se as perdas de energia na transmissão; logo, a energia pode ser transmitida com maior eficiência e distribuída para os consumidores, após a tensão ser rebaixada.

Na Figura 2.6, é apresentada uma vista geral da PCH Unaí Baixo, no estado de Minas Gerais, com a indicação das diferentes estruturas que compõem a usina. Neste caso, a casa de força é localizada logo a jusante da barragem, constituindo um arranjo compacto das estruturas do empreendimento. Devido a esse fato, não há

sistema adutor, chaminé de equilíbrio e câmara de carga, visto que os condutos forçados têm início após a tomada d'água.

Figura 2.6 – Vista geral da PCH Unaí Baixo com a indicação das estruturas da usina



Fonte: Adaptado de Prosenge (2017).

2.4 LOCALIZAÇÃO DA USINA

Para a escolha de um local adequado na bacia hidrográfica de interesse, buscando aproveitar ao máximo o potencial energético disponível, o manual da Eletrobras (2000) especifica a realização de estudos de inventário simplificado, devendo ser priorizados locais que apresentem acentuada queda natural, ombreiras e fundação com boas características geotécnicas e disponibilidade de materiais para a construção da barragem em jazidas naturais próximas.

A elaboração dos estudos de inventário exige a coleta de dados como mapas, perfis, imagens aéreas e dados geológico-geotécnicos, hidrométricos e ambientais, os quais devem ser obtidos por meio de instituições oficiais. Também é preciso consultar os órgãos governamentais municipais e estaduais, os produtores e

concessionárias de energia que atuem na região e os Planos Diretores de Recursos Hídricos (PDRHs), que regem o gerenciamento dos recursos hídricos na bacia analisada. Com a escolha da área e a realização dos estudos de inventário, é feito o reconhecimento do local, de modo a confirmar e complementar os dados coletados previamente (ELETROBRAS, 2000).

Após a seleção do local, deve-se avaliar a sua atratividade em termos econômicos e energéticos. Com relação aos aspectos energéticos, a energia firme é calculada conforme a Equação 2.1, cabendo ressaltar que a queda líquida é determinada pela queda bruta subtraída das perdas, as quais podem ser adotadas como 3% para uma casa de força ao pé do barramento e 5% para adução em túnel ou canal (ELETROBRAS, 2000).

$$EF_e = \frac{\mu \cdot g \cdot Q \cdot H_{liq}}{1000} \Delta t = 0,0083 \cdot Q \cdot H_{liq} \quad (2.1)$$

Em que:

- a) EF_e é a energia firme, em MW médios, ou seja, em 8760 MWh/ano;
- b) μ é o rendimento do conjunto turbina-gerador, com valor sugerido de 0,85;
- c) g é a aceleração da gravidade, aproximada como $9,8 \text{ m/s}^2$;
- d) Q é a vazão mínima, a vazão média no período crítico ou $Q_{95\%}$, em m^3/s ;
- e) H_{liq} é a queda líquida, em m;
- f) Δt é um intervalo de tempo de 1 s.

Já a potência instalada é dada pela Equação 2.2.

$$Pot = \frac{EF_e}{F_c} \quad (2.2)$$

Em que:

- a) Pot é a potência instalada, em MW;
- b) F_c é o fator de capacidade, com valor sugerido de 0,55.

Também é necessário determinar a vazão de projeto do vertedor com base na vazão específica da bacia, conforme descrito na Seção 2.5.2.3. Por meio dos parâmetros obtidos e dos dados provenientes dos estudos preliminares, faz-se um arranjo simplificado do empreendimento, a partir do qual é possível estimar os custos da obra. Para essas estimativas econômicas, compara-se o custo de implantação da PCH com o custo de implantação de possíveis alternativas a ela, sem considerar inicialmente o benefício financeiro proporcionado. Logo, o custo relativo à PCH é definido pelos investimentos iniciais e pelas despesas com operação e manutenção

(O&M), as quais podem ser estimadas como 5% do custo total da obra (ELETROBRAS, 2000).

A comparação com as demais alternativas deve ser realizada a partir da análise do valor presente líquido (VPL) conforme a Equação 2.3, que deve ser positivo, considerando que a diferença entre o valor presente (VP) da alternativa estudada e da PCH corresponde ao benefício econômico em termos da diferença de custo evitada. Na determinação dos valores presentes, pode-se considerar uma taxa de desconto de 12%, bem como um tempo de vida útil de 50 anos (ELETROBRAS, 2000).

$$VPL = VP_{alternativa} - VP_{PCH} \quad (2.3)$$

2.5 LEVANTAMENTOS E ESTUDOS BÁSICOS

2.5.1 Levantamentos de campo

Para a realização dos estudos básicos, é necessário fazer levantamentos de campo, dentre os quais o manual da Eletrobras (2000) destaca:

- a) levantamentos topográficos;
- b) investigações geológicas e geotécnicas;
- c) estudos hidrológicos;
- d) estudos ambientais.

Estes itens são detalhados nas Seções 2.5.1.1 a 2.5.1.4.

2.5.1.1 Levantamentos topográficos

A Eletrobras (2000) prevê a execução dos seguintes levantamentos topográficos de precisão, conforme os procedimentos definidos pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), na Norma Brasileira (NBR) ABNT NBR 13133 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, 1994):

- a) determinação da queda natural;
- b) levantamentos planialtimétricos dos locais de construção da obra;
- c) levantamentos planialtimétricos dos locais de empréstimo de materiais;
- d) nivelamento da linha d'água do reservatório;

- e) levantamento e cadastramento jurídico das propriedades atingidas pelo empreendimento.

A queda natural pode ser obtida através de nivelamentos com base em marcos topográficos do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) ou do rastreamento pela tecnologia *Global Navigation Satellite System* (GNSS), isto é, Sistema Global de Navegação por Satélite, que proporciona agilidade nas medições com possibilidade de atingir precisões adequadas.

2.5.1.2 Investigações geológicas e geotécnicas

Com o objetivo de avaliar as condições geológicas das fundações e ombreiras da obra e das encostas nas proximidades, bem como de caracterizar possíveis áreas de empréstimo e bota-fora de materiais, é fundamental a realização de investigações geológicas e geotécnicas, as quais, conforme Marrano, Iyomasa e Miyashiro (2018), são divididas em investigações de superfície e investigações de subsuperfície. Para o caso das investigações de superfície, incluem-se a interpretação de imagens, os mapeamentos e a obtenção de dados por sistemas de navegação por satélite. Já para as investigações de subsuperfície, destacam-se as investigações geofísicas e as investigações mecânicas.

Conforme Souza e Gandolfo (2018), as investigações geofísicas baseiam-se na existência de contrastes entre as propriedades físicas dos materiais situados na subsuperfície e do meio em redor, não havendo contato entre a equipe técnica e os materiais estudados, o que possibilita maior agilidade das leituras de campo, mas implica limitações como a dificuldade de analisar complexidades geológicas. Algumas aplicações dos métodos geofísicos são a determinação das camadas de diferentes materiais geológicos, da profundidade do topo rochoso, da cota do nível d'água e das propriedades mecânicas do maciço rochoso, bem como a identificação de objetos enterrados ou matacões. Quanto a exemplos desses métodos, têm-se a sondagem elétrica vertical (SEV), o caminhamento elétrico, o radar de penetração no solo, ou *ground penetrating radar* (GPR), as sísmicas de refração e de reflexão e a gravimetria.

Quanto aos métodos de investigação mecânica, têm-se os poços e trincheiras de inspeção, as galerias de investigação e as sondagens a trado, a varejão, a percussão e rotativas, como descrito por Marrano, Iyomasa e Miyashiro (2018). O manual da Eletrobras (2000) preconiza a realização de ensaios de resistência pelo

Standard Penetration Test (SPT) e de infiltração para as camadas de solo, além de ensaios de perda de água sob pressão para as camadas de rocha da subsuperfície.

A construção da barragem deve ser feita utilizando materiais disponíveis na região da implantação da PCH, a saber, solos para as obras de terra, areias para filtros e para agregado miúdo no concreto, cascalho para agregado graúdo no concreto e rocha para enrocamentos, transições e agregado graúdo. A qualidade destes materiais deve ser avaliada com base na ABNT NBR 6484 (ABNT, 2020) e na ABNT NBR 6490 (ABNT, 2016), com análise tátil-visual e ensaios de caracterização. Devem ser evitados solos de alta plasticidade ou úmidos, bem como rochas que apresentem minerais reativos com os álcalis do cimento (ELETROBRAS, 2000). Na Seção 2.7 os materiais empregados no projeto de uma PCH são discutidos de forma mais detalhada.

2.5.1.3 Levantamentos hidrológicos

Uma estação fluviométrica, constituída por mecanismos de medição da cota do nível d'água, referências de nível e seção de medição de vazão, deve ser instalada no canal de fuga da PCH, em local que permita acesso permanente e onde o escoamento não seja turbulento. A estação deve apresentar um operador devidamente treinado para a realização de leituras diárias do nível d'água e a comunicação aos responsáveis técnicos em caso de problemas com os instrumentos (ELETROBRAS, 2000).

Para a medição da cota fluviométrica, pode ser utilizada uma régua de leitura (régua limnimétrica), posicionada verticalmente e com escala centimétrica, ou um limnígrafo, que corresponde a um registrador contínuo. Devem ser realizados nivelamentos periódicos da régua com base em duas referências de nível a serem instaladas próximo a ela; além destas referências, devem ser instalados marcos a montante e a jusante da estação fluviométrica para obter o valor da declividade da linha d'água. Já para a medição das vazões são empregados molinete, haste graduada, cronômetro e medidor de rotações, sendo medidas as velocidades do escoamento ao longo da seção transversal estabelecida; estas medições podem ser feitas a vau ou com passarelas, em rios pequenos, e com embarcações, em rios de porte maior (ELETROBRAS, 2000).

Conforme o manual da Eletrobras (2000), juntamente com as campanhas hidrométricas, é recomendado realizar campanhas sedimentológicas, a fim de coletar amostras de água e do material do leito do rio para estudar o carreamento de sedimentos até a região da barragem a ser construída, ao longo de no mínimo um ano hidrológico. Previamente, devem ser coletados e analisados os dados existentes de concentração de sedimentos em suspensão no curso d'água, sendo recomendada a consulta a relatórios tais quais o relatório da Eletrobras intitulado “Diagnóstico das condições sedimentológicas dos principais rios brasileiros” (ELETROBRAS, 1998).

2.5.1.4 Levantamentos ambientais

Em primeiro lugar, com base nas informações técnicas preliminares sobre a construção da PCH, deve ser avaliada a área inundada pelo reservatório, por meio da fixação prévia do nível d'água máximo normal de operação. Após a definição preliminar da locação das obras do empreendimento, é necessário realizar um reconhecimento de campo a respeito das áreas afetadas e seu zoneamento, bem como da conservação dos ecossistemas. Também devem ser feitos o levantamento do uso dos recursos hídricos disponíveis e a análise do uso do solo e do lançamento de despejos nos cursos d'água da bacia, para elaborar estudos relativos à qualidade da água e à ocorrência de assoreamento.

2.5.2 Estudos básicos

Após os levantamentos de campo, são feitos os estudos básicos, como descrito nas Seções 2.5.2.1 a 2.5.2.5. A partir destes estudos, é importante avaliar no mínimo duas alternativas para o arranjo final do empreendimento, cujas características variam de acordo com o local (com ou sem queda livre natural localizada) e o tipo de barragem, de vertedor, de circuito de adução, de casa de força, bem como das demais estruturas. Assim, deve ser feito o pré-dimensionamento das estruturas, com plantas e cortes simplificados, e em seguida a avaliação dos custos.

2.5.2.1 Estudos topográficos

A partir dos levantamentos topográficos descritos na Seção 2.5.1.1, devem ser realizados uma base cartográfica, o levantamento do perfil do curso d'água, a locação do reservatório, das estruturas do barramento e dos furos de sondagem, o levantamento das curvas cota x área e cota x volume do reservatório e a determinação da queda bruta existente (ELETROBRAS, 2000). A obtenção desses resultados é fundamental para a avaliação da viabilidade física do local da usina.

2.5.2.2 Estudos geológicos e geotécnicos

Devem ser realizados a caracterização dos materiais disponíveis na região de implantação do empreendimento e os projetos de escavação e tratamento das fundações, a partir dos dados levantados em campo. Além disso, para o caso de barragens de terra ou enrocamento, devem ser feitos estudos de estabilidade dos taludes, avaliando o fator de segurança para a situação mais crítica (ELETROBRAS, 2000).

2.5.2.3 Estudos hidrológicos

Em primeiro lugar, é importante realizar a caracterização fisiográfica da bacia em questão, a partir da determinação de fatores como perímetro, área de contribuição, forma, densidade de drenagem, declividade do rio e tempo de concentração. Com relação à forma da bacia, dois parâmetros que devem ser analisados são o coeficiente de compacidade e o índice de conformação, os quais permitem a análise da propensão da bacia à ocorrência de enchentes e que podem ser determinados conforme as Equações 2.4 e 2.5, respectivamente (ELETROBRAS, 2000).

$$K_c = 0,28 \frac{P}{\sqrt{A}} \quad (2.4)$$

Em que:

- a) K_c é o coeficiente de compacidade;
- b) P é o perímetro da bacia, em km;
- c) A é a área de contribuição da bacia, em km^2 .

$$K_f = \frac{A}{L^2} \quad (2.5)$$

Em que:

- a) K_f é o índice de conformação;
- b) L é o comprimento axial da bacia ou o comprimento do principal curso d'água, em km.

O cálculo da densidade de drenagem e da declividade é feito por meio das Equações 2.6 e 2.7, sendo estes parâmetros fundamentais para uma análise quantitativa da velocidade da contribuição da bacia para o escoamento. O manual da Eletrobras (2000) considera a declividade média calculada pela Equação 2.7, mas também é possível utilizar a diferença de altitudes entre um ponto situado a jusante do início do curso d'água principal e outro situado a montante do exutório, em vez da diferença entre as cotas da nascente e do exutório.

$$D_d = \frac{L_T}{A} \quad (2.6)$$

Em que:

- a) D_d é a densidade de drenagem, em km/km^2 ;
- b) L_T é o comprimento total dos cursos d'água existentes na bacia, em km.

$$S = \frac{H}{L} \quad (2.7)$$

Em que:

- a) S é a declividade média, em m/km ;
- b) H é a diferença de cotas entre a nascente e o exutório, em m.

Outro parâmetro essencial é o tempo de concentração, que, segundo Collischonn e Dornelles (2015), é definido como o tempo que uma gota de água da chuva demora para percorrer o trajeto do ponto mais distante da bacia até o exutório. Seu valor pode ser estimado por equações empíricas, como as de Kirpich, de Carter e do *United States Army Corps of Engineers* (USACE), cuja escolha deve considerar a adequabilidade dos parâmetros da bacia hidrográfica em questão às características das bacias utilizadas para o desenvolvimento dos métodos.

Deve-se ajustar uma curva monotonicamente crescente a partir de leituras hidrométricas dos pares de valores de cota e vazão, gerando um gráfico que corresponde à curva-chave. A fim de ser possível estimar essa relação para vazões

elevadas, correspondentes a períodos de cheia, a curva-chave deve ser extrapolada para além da faixa de valores das leituras realizadas (ELETROBRAS, 2000).

Deve também ser estabelecida uma série histórica de vazões compreendendo um período mínimo de 25 anos, sendo permitido utilizar valores medidos por um posto no mesmo rio, desde que a relação entre as áreas de contribuição não supere o valor de 4. Neste caso, a correlação é feita como mostrado pela Equação 2.8 (ELETROBRAS, 2000).

$$Q_1 = \frac{A_1}{A_2} Q_2 \quad (2.8)$$

Em que:

- a) Q_1 é a vazão no local da obra, em m^3/s ;
- b) A_1 é a área de contribuição do local da obra, em km^2 ;
- c) A_2 é a área de contribuição do local onde está situado o posto, em km^2 ;
- d) Q_2 é a vazão no local onde está situado o posto, em m^3/s .

Com base na série histórica obtida, deve ser encontrada a curva de permanência, a fim de determinar vazões características como os valores de $Q_{5\%}$, $Q_{50\%}$, $Q_{90\%}$ e $Q_{95\%}$, nos quais o subscrito denota a permanência, isto é, a porcentagem do tempo em que a vazão em questão é igualada ou superada. Em seguida, é possível estudar as vazões extremas, cujo cálculo depende da existência de uma série de vazões médias diárias para o local da obra. Se o local apresenta esses dados diários, selecionam-se as vazões máximas anuais e determinam-se a média, o desvio-padrão e o coeficiente de assimetria da amostra de valores máximos. Logo, define-se uma distribuição de probabilidades para o cálculo das vazões de projeto (ELETROBRAS, 2000).

Por outro lado, caso o local da obra não disponha de uma série histórica de vazões, pode ser realizada a regionalização de valores extremos obtidos para bacias hidrográficas próximas ou a utilização do hidrograma unitário sintético do *Soil Conservation Service* (SCS), atual NRCS (*Natural Resources Conservation Service*). No primeiro caso, devem-se encontrar curvas de regressão das vazões em função das áreas de contribuição de suas respectivas bacias, sendo avaliada a qualidade do ajuste a partir do coeficiente de determinação r^2 . Já no segundo caso, determina-se um hidrograma unitário triangular (HUT), a partir da precipitação distribuída ao longo da bacia, da retenção potencial do solo e da precipitação efetiva (ELETROBRAS, 2000).

A partir das vazões de projeto, é possível avaliar o risco associado por meio do período de retorno, como mostra a Equação 2.9. Esse período, para uma dada vazão, refere-se ao intervalo de tempo esperado para que essa vazão seja igualada ou superada. O período de retorno varia para os projetos do desvio do curso d'água e das estruturas extravasoras, conforme as Tabelas 2.3 e 2.4.

$$r = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n \quad (2.9)$$

Em que:

- a) r é o risco;
- b) T é o período de retorno, em anos;
- c) n é o tempo de duração da obra, em anos.

Tabela 2.3 – Período de retorno e risco correspondente para o projeto do desvio do rio durante a construção

Período de retorno (anos)	Duração da obra (anos)	Risco (%)	Caso
10	1	10	Geral
20	2	10	Geral
25	1	4	Perigo de danos sérios a jusante
50	2	4	Perigo de danos sérios a jusante

Fonte: Eletrobras (2000).

Tabela 2.4 – Período de retorno e risco correspondente para o projeto das estruturas extravasoras

Período de retorno (anos)	Duração da obra (anos)	Risco (%)	Caso
500	50	9,5	Geral
1000	50	4,9	Perigo de sérios danos materiais a jusante
10000	50	0,5	Perigo de danos humanos a jusante

Fonte: Eletrobras (2000).

A vazão sanitária pode ser estimada, por exemplo, como uma fração do valor de $Q_{95\%}$ ou $Q_{7,10}$, devendo seu valor definitivo ser estabelecido por critérios dos órgãos ambientais envolvidos no caso. O valor de $Q_{7,10}$ refere-se à vazão média mínima de sete dias consecutivos com tempo de retorno de 10 anos (ELETROBRAS, 2000).

Finalmente, devido ao fato de o reservatório induzir um processo de assoreamento, é necessário considerar a descarga sólida do leito, obtendo a descarga sólida total diária em função das vazões líquidas. Com isso, determina-se o deflúvio sólido anual, o qual orientará a realização de estudos da vida útil do reservatório, da sobrelevação do nível d'água e do controle da produção de sedimentos, sendo estes estudos necessários se o deflúvio estimado apresentar um valor alto em comparação com o volume do reservatório (ELETROBRAS, 2000).

2.5.2.4 Estudos ambientais

A fim de avaliar a possibilidade de iniciar o projeto do aproveitamento hidrelétrico, é prevista a realização de estudos ambientais preliminares, com os levantamentos descritos na Seção 2.5.1.4. Posteriormente, devem ser feitos também o Estudo de Impacto Ambiental (EIA) ou relatórios simplificados, a avaliação de custos ambientais e o processo de licenciamento por meio da legislação aplicável (ELETROBRAS, 2000). Os estudos ambientais são tratados mais detalhadamente na Seção 2.11.

2.5.2.5 Estudos energéticos

Em termos energéticos, pode-se classificar uma PCH como integrada ao Sistema Interligado Nacional (SIN) ou como isolada deste, sendo que, neste trabalho, os estudos energéticos são discutidos apenas para a segunda situação. Assim, para a operação isolada, têm-se três classificações: bacia isolada, bacia isolada com complementação térmica e sistema isolado (ELETROBRAS, 2000). Como a segunda e a terceira classificação consideram juntamente a operação de usinas termelétricas, é abordado aqui somente o caso de bacias isoladas.

Para essas bacias, segundo o manual da Eletrobras (2000), têm-se como benefícios energéticos a energia firme, a qual é referente à energia comercializável garantida em 95% do tempo, considerando a série histórica de vazões, a energia secundária, que representa o excedente de energia em relação à energia firme, e a capacidade de ponta garantida, a qual corresponde à máxima capacidade de geração de potência. Logo, a partir dos benefícios, é necessário obter alguns parâmetros econômicos, que são o custo de referência da energia (CRE), o custo de referência

da ponta (CRP), o custo de referência da energia secundária (CRES), a vida útil (sugerida pelo manual citado como 50 anos) e a taxa de desconto (sugerida pelo manual citado como 12% ao ano).

Em seguida, devem-se determinar parâmetros relativos ao dimensionamento energético, tais como o nível d'água máximo normal de operação, o volume útil do reservatório, a potência instalada, as quedas e o tipo da turbina e o número de unidades geradoras, devendo estes parâmetros ser otimizados de modo a maximizar os benefícios energéticos. A cota do nível d'água máximo normal de operação pode ser aumentada até o ponto em que os benefícios econômico-energéticos incrementais passem a ser inferiores ao respectivo custo, ou caso haja um empecilho técnico ou ambiental. Com relação ao volume útil, definido a partir do estabelecimento do nível mínimo normal (correspondendo a uma depleção máxima), pode haver aumento desse volume, isto é, rebaixamento do NA mínimo normal, até que os benefícios incrementais passem a ser inferiores ao custo, devendo ser mantida a desigualdade mostrada na Equação 2.10, na qual os custos são dados em US\$ (ELETROBRAS, 2000).

$$8760 \cdot DEG \cdot CRE + DPG \cdot CRP + 8760 \cdot DES \cdot CRES > DC \quad (2.10)$$

Em que:

- a) DEG é a variação incremental da energia firme, em MW/ano;
- b) DPG é a variação incremental da potência garantida, em MW;
- c) DES é a variação incremental da energia secundária, em MW/ano;
- d) DC é a variação incremental dos custos do empreendimento, em US\$/ano.

Analogamente, a potência instalada pode ser aumentada até certo ponto, de modo a respeitar a condição imposta pela Equação 2.10, visto que, a partir de certo valor, os custos incrementais oriundos da área e dos equipamentos da casa de força passam a superar os benefícios econômico-energéticos incrementais. Com relação às quedas da turbina, devem-se obter a queda de referência, a queda de projeto, a queda máxima operativa e a queda mínima operativa; já sobre o tipo das turbinas e o número de unidades geradoras, estes devem ser definidos com vistas a aproveitar as vazões de estiagem para gerar energia, especialmente para os rios com maior sazonalidade hidrológica (ELETROBRAS, 2000).

2.6 PROJETO

Os critérios técnicos para o projeto das obras civis e dos equipamentos eletromecânicos são apresentados pela Eletrobras (2000), sendo resumidos nas Seções 2.6.1 e 2.6.2. Já os critérios dos carregamentos, do dimensionamento e da segurança das estruturas do barramento são abordados pelo manual da Eletrobras (2003), sendo discutidos nas Seções 2.6.3 e 2.6.4.

2.6.1 Projeto das obras civis

2.6.1.1 Barragem

Os principais tipos de barragens em projetos de usinas hidrelétricas são de seção homogênea de terra, de enrocamento e de concreto do tipo gravidade, com concreto convencional ou concreto compactado a rolo (CCR). As barragens de terra são adequadas quando a topografia é suave e quando há áreas próximas para empréstimo de solo. As barragens de enrocamento com núcleo impermeável são adequadas para vales medianamente estreitos onde a espessura da camada de solo é pequena, predominando materiais rochosos. Já as barragens de concreto são recomendadas para vales estreitos com maciço rochoso pouco fraturado, para permitir boas condições de fundação (ELETROBRAS, 2000).

Em relação às dimensões das barragens de terra, têm-se como características geométricas básicas a largura da crista, a cota da crista, a inclinação dos taludes e a largura da base. A largura mínima da crista deve ser de 3 m, ou 6 m caso seja usada para o tráfego de veículos. A cota da crista depende da borda livre, que corresponde à folga entre a crista e o nível d'água máximo maximorum, e deve ser determinada a partir do vento incidente sobre o reservatório e da extensão da sua superfície, a qual é chamada de *fetch*. A inclinação dos taludes deve ser estabelecida em função da altura da barragem e dos materiais utilizados. Por fim, a largura da base da barragem é calculada a partir da Equação 2.11, válida também para os demais tipos de barragens (ELETROBRAS, 2000).

$$b = a + (m_1 + m_2)H \quad (2.11)$$

Em que:

- a) b é a largura da base, em m;

- b) a é a largura da crista, em m;
- c) m_1 é a inclinação do talude de montante;
- d) m_2 é a inclinação do talude de jusante;
- e) H é a altura da barragem, em m.

Sobre os aspectos construtivos, devem ser realizados o preparo da fundação e das ombreiras, com limpeza e regularização do terreno, o lançamento, espalhamento e compactação do material do aterro e a proteção dos taludes. O talude de montante deve ser protegido contra a ação de ondas e a variação do nível d'água e, por sua vez, o talude de jusante deve ser protegido contra a ação de chuvas e a variação do NA, se a calha do rio a jusante da barragem estiver em contato direto com esta (ELETROBRAS, 2000).

As barragens de enrocamento podem ser do tipo convencional ou vertente, o que define o tipo da seção transversal. Em relação às características geométricas, a largura da crista apresenta os mesmos requisitos descritos para as barragens de terra, porém a cota da crista para barragens vertentes é adotada como a cota do nível d'água normal de operação do reservatório. Para este tipo de barragem de enrocamento, o talude de jusante apresenta uma inclinação mais próxima da horizontal do que para o tipo convencional (ELETROBRAS, 2000).

Os aspectos construtivos das barragens de enrocamento também envolvem o preparo da fundação e das ombreiras, com limpeza e regularização do terreno, e o lançamento, espalhamento e compactação do material do aterro. Para o caso das barragens vertentes, porém, devem ser reforçados os taludes e a crista, realizando o preenchimento dos vazios com materiais de menor diâmetro (ELETROBRAS, 2000).

Por fim, quanto às barragens de concreto do tipo gravidade, estas resistem, por meio de seu peso próprio, à pressão da água do reservatório e à subpressão decorrente da percolação pela fundação. Este tipo de barragem é composto por blocos cujas interfaces devem apresentar juntas de dilatação com vedação contra vazamentos, espaçadas de no máximo 15 m. Em relação à geometria da barragem, o paramento de montante é geralmente vertical ou subvertical, o paramento de jusante apresenta menor verticalidade e, no caso de trechos vertentes, este paramento possui em geral degraus para dissipaçāo de parte da energia do escoamento; já a cota da crista deve ser no mínimo 1 m superior ao NA normal do reservatório (ELETROBRAS, 2000).

Dentre os aspectos construtivos para este tipo de barragem, estão o preparo da fundação e das ombreiras, com a limpeza do terreno, a escavação da fundação, o tratamento desta e a concretagem das estruturas. Vale destacar que a produção do concreto deve ser feita no canteiro de obras e a concretagem é realizada até as juntas verticais previstas entre os blocos da estrutura (ELETROBRAS, 2000).

2.6.1.2 Vertedor

Há três tipos de arranjos para o extravasamento do excesso de água em projetos de PCHs, que são por um canal lateral, por cima do corpo da barragem e pela combinação das duas possibilidades. A vazão a ser descarregada é a vazão de projeto, para a qual o vertedor deve ser dimensionado. No caso do vertedor em canal, esquematizado na Figura 2.7, o dimensionamento é iniciado pela fixação da cota de fundo do canal como o NA máximo normal de operação; em seguida, define-se a inclinação dos taludes e a lâmina d'água máxima, sendo esta fixada como 1 m. Logo, fixa-se a velocidade máxima admissível para esta lâmina e então a largura necessária para o canal pode ser calculada pela Equação 2.12 (ELETROBRAS, 2000).

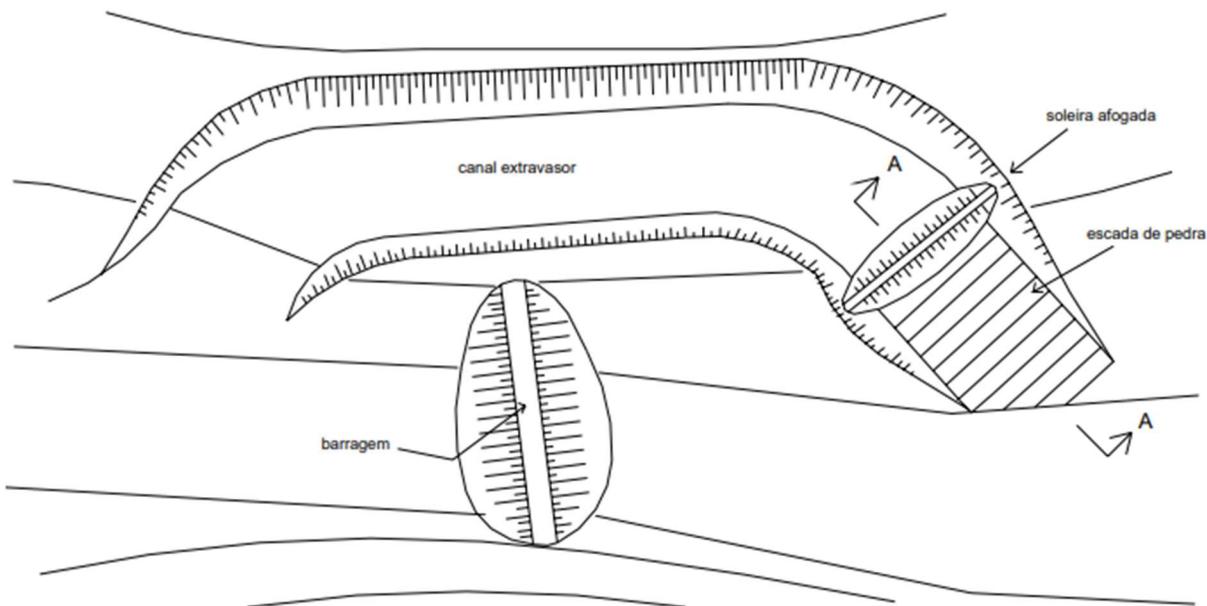
$$b = \frac{Q_{max} - V_{max} \cdot m \cdot h_{max}^2}{V_{max} \cdot h_{max}} \quad (2.12)$$

Em que:

- a) b é a largura do canal, em m;
- b) Q_{max} é a vazão de projeto, em m^3/s ;
- c) V_{max} é a velocidade máxima admissível para a lâmina d'água máxima, em m/s;
- d) m é a inclinação dos taludes;
- e) h_{max} é a lâmina d'água máxima, em m.

A seguir, o manual da Eletrobras (2000) prescreve a realização de verificações para avaliar se a largura determinada é adequada. Finalmente, faz-se o dimensionamento da bacia de dissipaçāo, a jusante do vertedor, cujos aspectos dependem das características do escoamento; se a região a jusante do vertedor for constituída por solo, é necessário protegê-la com materiais rochosos. Para o extravasamento sobre a própria barragem, realizado ao longo de um trecho rebaixado, o processo de dimensionamento é análogo ao descrito acima.

Figura 2.7 – Esquema de vertedor em canal lateral



Fonte: Eletrobras (2000).

2.6.1.3 Tomada d'água

Os arranjos da tomada d'água apresentam, em geral, um canal de aproximação e a estrutura da tomada d'água em si, a qual deve ser posicionada preferencialmente junto às margens do reservatório. Pode também ser necessário um desarenador para decantação dos materiais sólidos grossos, de acordo com recomendações feitas a partir das análises sedimentológicas. Para o projeto da tomada d'água, são utilizados como parâmetros a vazão máxima de projeto e a velocidade máxima junto às grades, definida como um valor próximo de 1,0 m/s (ELETROBRAS, 2000).

Quanto às grades para retenção de objetos flutuantes, usualmente é adotada uma inclinação entre 75° e 80°, sendo utilizadas barras chatas ou redondas com espaçamento entre 8 e 12 cm. No caso de haver necessidade de implantar um desarenador, recomenda-se que a velocidade de escoamento na aproximação da tomada d'água seja inferior a 1,0 m/s para garantir melhor eficiência na decantação das partículas sólidas. As dimensões mínimas do desarenador dependem da vazão, devendo as dimensões ser maiores à medida que a vazão aumenta (ELETROBRAS, 2000).

A estrutura da tomada d'água deve ser projetada de modo que o seu eixo forme um ângulo entre 50° e 70° com o eixo da barragem e que a laje de fundo do canal de

aproximação esteja posicionada em uma cota no mínimo 1,0 m inferior à cota da soleira. Além disso, para arranjos submersos, é necessário garantir uma submersão mínima de 1,0 m da parte superior da entrada em relação ao nível d'água mínimo normal de operação (ELETROBRAS, 2000).

2.6.1.4 Canal, tubulação e túnel de adução

Para a ligação entre a tomada d'água e o conduto forçado, pode ser utilizado um canal de adução, uma tubulação de adução ou um túnel de adução. No primeiro caso, a seção do canal pode ser retangular, para taludes em rocha, ou trapezoidal, para o caso de solos, e a definição da largura é análoga ao caso de um vertedor em canal (Equação 2.12). Já a capacidade de vazão do canal pode ser determinada pela fórmula de Manning, apresentada na Equação 2.13 (ELETROBRAS, 2000).

$$Q = \frac{A \cdot S_c^{1/2} \cdot R_h^{2/3}}{n} \quad (2.13)$$

Em que:

- a) Q é a capacidade de vazão, em m^3/s ;
- b) S_c é a declividade do fundo do canal;
- c) R_h é o raio hidráulico, em m;
- d) n é o coeficiente de rugosidade do material dos taludes.

No caso da tubulação de adução, em baixa pressão, devem ser estabelecidos o diâmetro e a espessura dos condutos. O diâmetro pode ser obtido por meio da Equação 2.14, considerando uma perda de carga unitária equivalente a 1% da queda bruta. Já a espessura pode ser encontrada por meio da Equação 2.15, genérica para condutos metálicos, sendo que para tubulações em aço deve ser acrescido 1,0 mm devido à corrosão e considerada a eficiência das soldas aplicadas (ELETROBRAS, 2000).

$$D = 341,278 \cdot Q^{0,388} \left(K_a \frac{L}{H_b} \right)^{0,204} \quad (2.14)$$

Em que:

- a) D é diâmetro interno da tubulação, em cm;
- b) Q é a vazão, em m^3/s ;
- c) K_a é um coeficiente que depende do material da tubulação;
- d) L é o comprimento da tubulação, em m;

e) H_b é a queda bruta, em m.

$$e = \frac{P_i D}{2\sigma_f} \quad (2.15)$$

Em que:

- a) e é a espessura da parede da tubulação, em cm;
- b) P_i é a pressão hidrostática máxima interna, em kgf/cm²;
- c) σ_f é a tensão de tração admissível do material da tubulação, em kgf/cm².

Outros elementos importantes para a tubulação de adução são o tubo de aeração e os blocos de apoio. O primeiro é instalado a jusante da comporta da tomada d'água, para permitir a entrada de ar, equilibrando, assim, as pressões interna e externa e evitando eventuais problemas de colapso da tubulação. Já os blocos de apoio são estruturas de concreto com função de apoiar as tubulações metálicas, sendo suas dimensões dependentes do diâmetro do conduto; para tubulações de concreto, o assentamento pode ser feito diretamente sobre o terreno (ELETROBRAS, 2000).

Finalmente, o túnel de adução é recomendado quando a topografia é inadequada para as duas alternativas apresentadas acima e os materiais rochosos do maciço são de boa qualidade. A escavação do túnel é comumente realizada por meio de explosivos e sua declividade deve ser de 1% a 12%. Em relação ao revestimento, este pode não ser necessário nos trechos do túnel com uma cobertura de rocha suficiente, porém, caso seja exigido, deve ser dimensionado para atender às condições do túnel esvaziado e em operação (ELETROBRAS, 2000).

2.6.1.5 Câmara de carga e chaminé de equilíbrio

O dimensionamento do volume da câmara de carga é realizado com base na altura de queda disponível. Assim, para alturas inferiores a 10 m, esse volume não precisa ser significativo. Para alturas entre 10 e 25 m, é necessário um alargamento da seção na transição entre o sistema de adução e o conduto forçado, bem como um extravasor lateral com o objetivo de propagar eventuais flutuações do nível d'água para montante, no caso da adução por canal. Já para alturas superiores a 25 m, pode-se estimar preliminarmente o volume da câmara de carga como aquele necessário para garantir o funcionamento de uma turbina durante 1 minuto, considerando a vazão de projeto. As dimensões da estrutura em questão, como a extensão da seção

alargada e o comprimento da crista do extravasor lateral (caso exista), dependem da flutuação esperada do nível d'água (ELETROBRAS, 2000).

Por sua vez, a chaminé de equilíbrio corresponde a um reservatório vertical localizado entre o final do conduto adutor e o início do conduto forçado, podendo a necessidade de sua instalação ser verificada previamente por meio da razão entre o comprimento do conduto forçado e a altura de queda bruta. Caso esta razão seja superior a 5, há indícios de que deve ser executada uma chaminé de equilíbrio. A fim de realizar tal verificação mais criteriosamente, deve-se utilizar o valor do tempo de aceleração do escoamento no conduto forçado, calculado pela Equação 2.16. Caso esse valor seja inferior a 3 segundos, a chaminé de equilíbrio não é exigida; caso seja superior a 6 segundos, sua instalação é obrigatória; e, para valores intermediários, a instalação é recomendada, embora não seja exigida (ELETROBRAS, 2000).

$$t_h = \frac{V_{ef} L_{ef}}{g H_b} \quad (2.16)$$

Em que:

- a) t_h é o tempo de aceleração do escoamento no conduto forçado, em s;
- b) V_{ef} é a velocidade do escoamento no conduto forçado, em m/s;
- c) L_{ef} é o comprimento do conduto forçado, em m.

A área da seção transversal da chaminé deve ser igual ou superior ao valor determinado conforme a Equação 2.17. Já a sua altura pode ser obtida através da consideração da amplitude de oscilação do NA em seu interior, conforme o manual da Eletrobras (2000).

$$A_{ch} = \frac{V^2}{2g} \cdot \frac{L_{ca} \cdot A_{ca}}{(H_{min} - h_{ca})h_{ca}} \quad (2.17)$$

Em que:

- a) A_{ch} é a mínima área interna da seção transversal da chaminé, em m^2 ;
- b) V é a velocidade do escoamento no conduto adutor, em m/s;
- c) L_{ca} é o comprimento do conduto adutor, em m;
- d) A_{ca} é a área interna da seção transversal do conduto adutor, em m^2 ;
- e) H_{min} é a queda mínima, em m;
- f) h_{ca} é a perda de carga ao longo do conduto adutor, em m.

2.6.1.6 Conduto forçado

Para a determinação do diâmetro econômico do conduto forçado, a Eletrobras (2000) recomenda a estimativa por meio da Equação 2.18. Com o valor do diâmetro, pode ser estimada a velocidade do escoamento a partir da Equação 2.19, sendo necessário comparar esta velocidade com o valor admissível para o material, o qual é estabelecido como 5,0 m/s para tubulações de aço e 3,0 m/s para tubulações de concreto. Logo, a perda de carga unitária pode ser encontrada através da Equação 2.20.

$$D_e = 127 \left(\frac{Q^3}{H_b} \right)^{1/7} \quad (2.18)$$

Em que:

- a) D_e é o diâmetro econômico do conduto forçado, em m;
- b) Q é a vazão de projeto, em m^3/s .

$$V = \frac{4Q}{\pi D_e^2} \quad (2.19)$$

Em que:

- a) V é a velocidade do escoamento no conduto forçado, em m/s.

$$J = 410 \cdot K_a \frac{V^{1,9}}{D_i^{1,1}} \quad (2.20)$$

Em que:

- a) J é a perda de carga unitária, em m/km ;
- b) K_a é um coeficiente que depende do material da tubulação;
- c) D_i é o diâmetro interno da tubulação, em cm.

Em relação ao golpe de aríete, podem ser estimadas as sobrepressões ou depressões por meio do método de Allievi, conforme a Equação 2.21, cujo resultado deve ser inferior a $0,35H_b$. Já a velocidade da onda de pressão e a pressão total interna máxima são dadas, respectivamente, pelas Equações 2.22 e 2.23. Cabe destacar que a espessura do conduto forçado pode ser determinada de forma análoga ao conduto adutor, empregando a Equação 2.15 (ELETROBRAS, 2000).

$$h_s = (Z^2 - 1)H_b \quad (2.21)$$

Em que:

- a) h_s é a sobrepressão ou depressão, em m;

- b) Z é um parâmetro determinado por meio dos gráficos de Allievi, apresentados pela Eletrobras (2000).

$$V_p = \frac{9900}{\sqrt{48,3 + K \frac{D_i}{e}}} \quad (2.22)$$

Em que:

- a) V_p é a velocidade da onda de pressão, em m/s;
- b) K é um coeficiente que depende do material da tubulação;
- c) e é a espessura da tubulação, em mm.

$$P_t = P_i + h_s \quad (2.23)$$

Em que:

- a) P_t é a máxima pressão total interna, em kgf/cm²;
- b) P_i é a máxima pressão hidrostática interna, em kgf/cm²;
- c) h_s é a sobrepressão, em kgf/cm².

Para o suporte da tubulação, são empregados os blocos de apoio e os blocos de ancoragem, cujas dimensões são dadas em função do diâmetro do conduto. Os blocos de apoio têm como função apoiar a tubulação, permitindo seu deslizamento, enquanto os blocos de ancoragem absorvem esforços, sendo posicionados em longos trechos retos e em mudanças de direção do conduto. Para esses blocos, a força resultante deve estar localizada no núcleo central de inércia da seção da base, a fim de que sejam gerados apenas esforços de compressão no concreto (ELETROBRAS, 2000).

2.6.1.7 Casa de força e canal de fuga

O tipo mais comum de casa de força para projetos de PCHs é a exterior e abrigada, sendo seu arranjo dependente do tipo da turbina e do gerador e devendo ser previstos espaços destinados à instalação, montagem e desmontagem de equipamentos elétricos e mecânicos, bem como ao controle da operação da usina. Para a definição das cotas necessárias para o projeto da casa de força, devem-se considerar o NA de jusante e o nível de submergência da turbina hidráulica (ELETROBRAS, 2000).

O canal de fuga, a jusante da casa de força, é responsável pela restituição da vazão turbinada ao curso d'água, devendo apresentar velocidade de escoamento

inferior a 2,0 m/s para a máxima vazão, com escoamento laminar. Em geral, a sua largura é variável ao longo de sua extensão, porém na entrada do canal a largura deve ser compatível com a saída da casa de força e no trecho final essa dimensão deve ser tal que não altere as condições do escoamento (ELETROBRAS, 2000).

2.6.2 Projeto dos equipamentos eletromecânicos

2.6.2.1 Turbinas

Em uma PCH, a escolha das turbinas hidráulicas deve ser baseada na facilidade de operação e manutenção, devendo esse equipamento apresentar durabilidade e ser confiável, a fim de possibilitar a operação da PCH de maneira não assistida. Em relação aos geradores, há três tipos, que são: assíncrono, síncrono com multiplicador de velocidade e síncrono sem multiplicador de velocidade. Quanto às turbinas, podem-se citar, como exemplo, os tipos Pelton, Francis com caixa espiral, Francis com caixa aberta, Francis dupla, Kaplan S e bulbo com multiplicador. A seleção do tipo de turbina é feita a partir da queda líquida e da vazão de projeto por turbina, podendo ser empregados ábacos que fornecem o modelo recomendado de acordo com os dados de entrada citados (ELETROBRAS, 2000).

Logo, a velocidade ou rotação específica da turbina é determinada por meio da Equação 2.24 e a potência na saída do gerador é dada pela Equação 2.25. Segundo Porto (2006, p. 134), a velocidade específica é definida para uma bomba como “[...] a rotação de um rotor de uma bomba, de uma série homóloga de bombas geometricamente semelhantes, que desenvolve uma unidade de potência sob uma altura manométrica total unitária.” Esta definição também se aplica a turbinas, considerando o conceito de queda líquida em vez de altura manométrica total. Além disso, a rotação específica pode ser definida em termos da vazão em vez da potência.

$$N_s = \frac{n\sqrt{Pot}}{H_{liq}^{5/4}} \quad (2.24)$$

Em que:

- a) N_s é a rotação específica;
- b) n é a rotação do rotor, em rpm;
- c) Pot é a potência nominal, em kW;
- d) H_{liq} é a queda líquida, em m.

$$Pot_G = 9,8 \cdot Q \cdot H_{liq} \cdot \eta_T \cdot \eta_G \quad (2.25)$$

Em que:

- a) Pot_G é a potência na saída do gerador, em kW;
- b) Q é a vazão da turbina, em m^3/s ;
- c) η_T é o rendimento da turbina;
- d) η_G é o rendimento do gerador.

Os tipos de turbinas hidráulicas enumerados acima apresentam características próprias de faixa de aplicação e operação, do rotor e de dimensionamento, as quais devem ser verificadas de acordo com o modelo selecionado. Outros dispositivos relacionados às turbinas e aos geradores são o volante de inércia, responsável pelo aumento da capacidade de controle de variações bruscas de carga, e o sistema de regulação da velocidade, que garante a sincronização da unidade geradora com a rede elétrica (ELETROBRAS, 2000).

2.6.2.2 Equipamentos hidromecânicos e de levantamento

Com relação aos equipamentos hidromecânicos, há as comportas, grades e válvulas de segurança. As comportas são dispositivos empregados para o bloqueio da passagem de água, em situações de inspeção e manutenção, por exemplo, ou para o controle da vazão descarregada em um vertedor. As grades têm a função de reter, na tomada d'água, objetos e detritos carreados pelo escoamento com potencial de danificar as turbinas, devendo a sua limpeza ser realizada periodicamente, de forma manual ou utilizando um sistema mecânico limpa-grades. Por fim, as válvulas de segurança visam a interrupção do fluxo de água para o controle de quais turbinas serão alimentadas e, no caso de haver um conduto adutor muito longo, para impedir a passagem de uma quantidade de água excessiva pelas turbinas após a paralisação da operação destas. Essas válvulas podem ser do tipo gaveta, esférica ou borboleta (ELETROBRAS, 2000).

Já os equipamentos de levantamento incluem a ponte rolante e a talha, cuja importância reside no içamento de peças para montagem e manutenção das unidades geradoras. Sua capacidade de carga deve ser suficiente para transportar a peça de maior peso considerada, que, nas casas de força, em geral corresponde ao rotor do gerador (ELETROBRAS, 2000).

2.6.2.3 Geradores e transformadores

A potência nominal dos geradores é determinada por meio da Equação 2.26 e, para a estimativa do peso desses elementos, devem-se considerar os pesos do rotor e do estator. Em relação à tensão dos geradores, consideram-se fatores econômicos, levando em conta os custos do gerador, da interligação entre o gerador e o transformador e dos equipamentos conectados à tensão de geração (ELETROBRAS, 2000).

$$Pot_G = Pot_T \left(\frac{\eta_G}{\cos \phi} \right) \quad (2.26)$$

Em que:

- a) Pot_G é a potência do gerador, em kVA;
- b) Pot_T é a potência no eixo da turbina, em kW;
- c) $\cos \phi$ é o fator de potência do gerador.

Em relação aos transformadores, cuja função é elevar a tensão gerada para a tensão de transmissão, a potência nominal destes não deve ser inferior à máxima potência dos geradores. As características que devem ser especificadas para os transformadores incluem, por exemplo, potência e frequência nominais, tensão nominal dos enrolamentos primário e secundário, sistema de resfriamento e impedância de curto-circuito (ELETROBRAS, 2000).

2.6.2.4 Sistemas de proteção, auxiliares elétricos e de aterramento

Para a proteção dos equipamentos elétricos, conforme a Eletrobras (2000), devem-se utilizar relés, que apresentam tecnologia digital e podem ser do tipo multifunção, para proteger os geradores. A definição do grau de proteção varia com a forma de operação da usina (ver Seção 2.6.2.5), visto que a presença de operadores permite a intervenção imediata em certas situações anômalas, enquanto a operação automatizada exige dispositivos para desligamento dos equipamentos que sejam acionados na maior parte das anomalias. Já os sistemas auxiliares elétricos da PCH incluem os sistemas de corrente contínua e de corrente alternada, havendo para o segundo caso três categorias, a saber, sistemas auxiliares essenciais, gerais e não essenciais.

Quanto ao sistema de aterramento, este deve ser executado para todas as instalações da casa de força e da subestação, de modo a proporcionar segurança para os trabalhadores e os equipamentos. Para seu dimensionamento, devem ser obtidos os valores da impedância dos condutores e cabos, da resistência de pé de torre da linha de transmissão, da máxima corrente de defeito à terra e da resistividade do solo e da água na área do aproveitamento hidrelétrico (ELETROBRAS, 2000).

2.6.2.5 Sistemas de supervisão e controle

Para a supervisão e o controle de uma PCH, devem ser consideradas a operação convencional, com presença de operadores, e a operação automatizada, que pode ser parcial ou completa. A automação implica vantagens relacionadas à redução dos custos de operação e à maior produtividade, qualidade e agilidade dos processos operacionais, havendo para isso a execução dos subsistemas de controle da barragem e do reservatório, além dos subsistemas de controle da casa de força e da subestação (ELETROBRAS, 2000).

2.6.2.6 Subestação e linha de transmissão

A subestação pode ser implantada externamente ou no interior da casa de força, sendo necessário que seus equipamentos sejam dimensionados para condições adversas, principalmente quando a subestação for exposta ao tempo. Dentre esses equipamentos, encontram-se disjuntores, seccionadores, para-raios, transformador de potencial indutivo e transformador de corrente. Quanto às linhas, na subestação estas devem ser protegidas por um sistema de proteção por relés de sobrecorrente ou de distância e, após a subestação, tem-se a linha de transmissão, responsável pela interligação da usina com os consumidores ou com um sistema elétrico. Devem ser definidas, para a linha de transmissão, a seção nominal dos condutores e a tensão de transmissão, as quais dependem do comprimento da linha e da potência a ser transmitida (ELETROBRAS, 2000).

2.6.3 Ações e carregamentos

As principais ações que atuam sobre as estruturas civis de um aproveitamento hidrelétrico são listadas a seguir, sendo seus valores definidos em tabelas ou recomendações presentes no manual da Eletrobras (2003):

- a) cargas permanentes:
 - peso próprio;
 - cargas diversas (elementos construtivos fixos e instalações permanentes).
- b) cargas accidentais:
 - sobrecargas;
 - cargas de equipamentos eletromecânicos;
 - cargas de construção e ações temporárias.
- c) cargas móveis;
- d) vibrações e impactos;
- e) pressões hidrostáticas;
- f) pressões hidrodinâmicas:
 - esforços hidráulicos;
 - ações sísmicas.
- g) pressões intersticiais:
 - subpressões no contato com a fundação;
 - subpressões em seções de concreto;
 - subpressões em planos inferiores do maciço rochoso.
- h) pressões de materiais assoreados;
- i) empuxos de terraplenagem;
- j) vento;
- k) dilatação, retração e deformação lenta do concreto.

Estas ações devem ser agrupadas em combinações para os estudos de estabilidade global e os cálculos das tensões nas estruturas. As combinações possíveis são a de carregamento normal (CCN), a de carregamento excepcional (CCE), a de carregamento limite (CCL) e a de carregamento de construção (CCC). Para estas combinações de ações, as cargas variáveis devem ser consideradas em suas configurações mais críticas, isto é, de modo que produzam os efeitos mais desfavoráveis, assim como a configuração dos níveis d'água de montante e de jusante, caso este possa atingir a barragem (ELETROBRAS, 2003).

2.6.4 Segurança e dimensionamento estrutural

2.6.4.1 Barragens de concreto

Para a análise da estabilidade global da barragem, o manual da Eletrobras (2003) estabelece que devem ser considerados os Estados Limites Últimos de Perda de Equilíbrio Global e de Perda de Equilíbrio Parcial, sendo as estruturas assumidas como corpos rígidos, cujos movimentos a serem avaliados incluem, por exemplo, deslizamento, tombamento, flutuação, recalque e vibração. Assim, a análise de estabilidade passa pela determinação de fatores de segurança em relação à flutuação, ao tombamento e ao deslizamento, dados, nessa ordem, pelas Equações 2.27 a 2.29.

Cabe acrescentar que, para o fator de segurança ao tombamento, os momentos estabilizantes são gerados pelo peso próprio e pelas demais ações permanentes, enquanto os momentos de tombamento são provocados pela pressão hidrostática, pelas subpressões na fundação e por eventuais empuxos de terra. Além disso, para o fator de segurança ao deslizamento, a segunda parcela do numerador deve apenas ser considerada para fundação em material coesivo (ELETROBRAS, 2003).

$$FSF = \frac{\sum V}{\sum U} \quad (2.27)$$

Em que:

- a) FSF é o fator de segurança à flutuação;
- b) $\sum V$ é a soma das forças gravitacionais;
- c) $\sum U$ é a soma das forças de subpressão.

$$FST = \frac{\sum M_e}{\sum M_t} \quad (2.28)$$

Em que:

- a) FST é o fator de segurança ao tombamento;
- b) $\sum M_e$ é a soma dos momentos estabilizantes;
- c) $\sum M_t$ é a soma dos momentos de tombamento.

$$FSD = \frac{\frac{\sum N_i \tan \phi_i}{FSD_\phi} + \frac{\sum c_i A_i}{FSD_c}}{\sum T_i} \quad (2.29)$$

Em que:

- a) FSD é o fator de segurança ao deslizamento;
- b) N_i é cada uma das forças perpendiculares ao plano de deslizamento;
- c) ϕ_i é o ângulo de atrito do plano de deslizamento;
- d) FSD_ϕ é o fator de redução da resistência ao atrito;
- e) c_i é a coesão ao longo do plano de deslizamento;
- f) A_i é a projeção da área comprimida da estrutura no plano analisado;
- g) FSD_c é o fator de redução da resistência à coesão;
- h) T_i é cada uma das forças paralelas ao plano de deslizamento.

Também é necessário realizar análises de tensões e deformações, podendo-se utilizar modelos matemáticos com base, por exemplo, no método dos elementos finitos (MEF). Devem ser considerados, além dos carregamentos externos, os efeitos de retração, fluênciça e variação de temperatura. Para as combinações de carregamentos normais, as seções de concreto devem estar predominantemente comprimidas, sendo a tração aceita somente em pequena intensidade. Por outro lado, na fundação são admitidas apenas tensões de compressão, ou seja, a resultante vertical das forças deve estar localizada no núcleo central de inércia da base do barramento (ELETROBRAS, 2003).

As tensões admissíveis do concreto à compressão e à tração são definidas em função do valor da resistência característica do concreto à compressão. Já para a fundação, a tensão admissível é determinada pela Equação 2.30, conforme o manual citado.

$$\sigma_{t,adm} = \frac{\sigma_r}{CS} \quad (2.30)$$

Em que:

- a) $\sigma_{t,adm}$ é a tensão normal admissível na fundação;
- b) σ_r é a capacidade de carga da fundação;
- c) CS é o coeficiente de segurança.

Para as diferentes combinações de carregamentos definidas na Seção 2.6.3, os valores de FSF, FST, FSD_ϕ , FSD_c e CS são apresentados na Tabela 2.5, considerando um nível aceitável de conhecimento dos parâmetros relacionados à resistência dos materiais em questão. Caso o estabelecimento desses parâmetros apresente grande incerteza, os valores de FSD_ϕ , FSD_c e CS devem ser aumentados; já os fatores de segurança à flutuação e ao tombamento constituem valores mínimos aceitáveis (ELETROBRAS, 2003).

Tabela 2.5 – Valores dos fatores de segurança, de redução da resistência e do coeficiente de segurança para cada combinação de carregamento

Fator ou coeficiente	Combinação de carregamento			
	CCN	CCE	CCL	CCC
FSF	1,3	1,1	1,1	1,2
FST	1,5	1,2	1,1	1,3
FSD_φ	1,5	1,1	1,1	1,3
FSD_c	3,0	1,5	1,3	2,0
CS	3,0	2,0	1,5	1,3

Fonte: Eletrobras (2003).

Para o dimensionamento estrutural, devem ser utilizados os critérios estabelecidos por normas como a ABNT NBR 6118 (ABNT, 2014), que trata do projeto de estruturas de concreto, incluindo concreto armado e concreto protendido. Devem-se verificar os Estados Limites Últimos (ELUs) e Estados Limites de Serviço (ELSs), sendo que para os ELUs é necessário considerar as condições de perda de equilíbrio como corpo rígido, de esgotamento da capacidade resistente, de instabilidade elástica e de fadiga e, para os ELSs, devem ser verificados os estados limites de deformação excessiva, de fissuração e de vibrações e impacto (ELETROBRAS, 2003).

Quanto aos aspectos construtivos, segundo a Eletrobras (2003), é preciso atender a requisitos para, por exemplo, o cobrimento das armaduras, o espaçamento entre as barras da armadura, as esperas, emendas e dobramentos das barras e a presença de armadura contra a retração. O atendimento a esses itens evita o aparecimento de anomalias no concreto armado, contribuindo para a conservação da estrutura.

2.6.4.2 Barragens de terra e enrocamento

Para a concepção de barragens de terra e de enrocamento, a escolha dos materiais deve ser baseada em aspectos como os descritos na Seção 2.7.3, com classificação por análise tátil-visual e ensaios de caracterização. Além disso, deve ser buscado o balanço dos materiais entre corte e aterro, considerando fatores de perdas previstas durante as etapas de escavação, preparo dos materiais e lançamento. Com relação ao tipo da seção transversal do barramento, a escolha deve ser baseada nas características dos materiais, na disponibilidade e custo destes, nas condições climáticas do local, no cronograma de execução da obra, no esquema de desvio do

curso d'água, nas características da fundação e na integração do barramento com as demais estruturas do empreendimento (ELETROBRAS, 2003).

O dimensionamento para barragens de seção homogênea de terra e barragens de terra-enrocamento, segundo a Eletrobras (2003), deve envolver análises de percolação, de estabilidade a escorregamentos e de tensões e deformações, bem como a proteção dos taludes de montante e de jusante. Já para barragens de enrocamento com face de concreto, há aspectos de projeto e construtivos particulares importantes, tais como o dimensionamento da laje do paramento de montante e do plinto e a execução de faixas de transição entre o enrocamento e a laje de concreto, de cortinas de vedação e do muro de crista.

Em relação às barragens de seção homogênea e de terra-enrocamento, nas análises de percolação são englobadas as análises de fluxo de água pelo maciço e pela fundação, conforme o manual da Eletrobras (2003). Deve ser feito, também, o dimensionamento dos sistemas de drenagem, com filtros e drenos de pé, das transições entre materiais com propriedades distintas, com base na distribuição granulométrica, e dos sistemas de impermeabilização da fundação, como trincheiras, cortinas de injeção e tapetes impermeáveis.

Para estes tipos de barragens, o manual citado estabelece que os estudos de estabilidade a escorregamentos devem ser realizados por tensões efetivas, utilizando métodos como o de Bishop simplificado, o de Morgenstern e Price, o de Spencer, o de Janbu generalizado, o de Sarma e o de Lowe e Karafiath, sendo que cada método apresenta suas hipóteses e simplificações particulares. A escolha do método a ser empregado depende da forma da superfície de ruptura e da praticidade desejada e, para garantir a segurança, utiliza-se um critério de aceitação com base em fatores de segurança que variam de acordo com a situação analisada.

A análise de tensões e deformações em diferentes etapas da implantação do empreendimento é fundamental para a avaliação da segurança e para o fornecimento de subsídios para outros setores do projeto, a exemplo do projeto da instrumentação e do projeto das escavações. Essas análises podem ser realizadas utilizando soluções analíticas ou numéricas, como por meio do MEF, assumindo comportamento elástico-linear e, eventualmente, considerando modelos não-lineares ou elastoplásticos em áreas localizadas (ELETROBRAS, 2003).

2.7 MATERIAIS DE CONSTRUÇÃO

O manual da Eletrobras (2003) define as propriedades dos materiais de construção para obras civis de usinas hidrelétricas em concreto, as quais são discutidas nas Seções 2.7.1 e 2.7.2. Com relação a barragens de terra e enrocamento, a Eletrobras (2000) apresenta recomendações acerca dos materiais terrosos e granulares, discutidas brevemente na Seção 2.5.1.2 e apresentadas com mais detalhes na Seção 2.7.3.

2.7.1 Concreto

A fim de permitir o adequado desenvolvimento do projeto da usina, devem ser determinadas as propriedades do concreto, incluindo tanto os materiais constituintes quanto o concreto fresco e o endurecido. Para os agregados, é preciso determinar propriedades como massa específica, composição granulométrica, absorção de água e reatividade com os álcalis do cimento. Por sua vez, para o cimento devem-se obter massa específica, superfície específica, expansibilidade, tempo de pega e calor de hidratação, por exemplo. Já para o concreto, dentre as propriedades a serem determinadas estão a massa específica, a resistência à compressão uniaxial simples e a resistência à tração por compressão diametral. No caso de emprego de materiais pozolânicos, é necessário obter parâmetros como massa específica, superfície específica e índices de atividade com o cimento e a cal (ELETROBRAS, 2003).

A Eletrobras (2003) estabelece classes de resistência do concreto de acordo com o local de aplicação deste, fornecendo o intervalo da resistência característica e a idade de controle do concreto. Requisitos adicionais são considerados para situações específicas, como a limitação da relação água/cimento para superfícies sujeitas a altas velocidades de escoamento da água, além de casos em que o concreto é sujeito a agentes químicos agressivos.

O manual citado também fornece diversas tabelas com especificações das propriedades do concreto, do cimento, dos materiais pozolânicos e dos agregados miúdos e graúdos. Destaca ainda a possibilidade de emprego de aditivos como plastificantes, incorporadores de ar e retardadores de pega e a necessidade de analisar a água destinada ao amassamento e cura do concreto, a fim de verificar a presença de possíveis elementos prejudiciais ao material.

2.7.2 Aço

Para a armadura do concreto armado, devem ser utilizadas barras nervuradas de aço CA-50, sendo permitido o emprego de aço CA-25 para dobramentos. Já para a armadura ativa em concreto protendido, sugere-se a utilização de aços de relaxação baixa (RB) em vez de relaxação normal (RN), devido à maior facilidade de aquisição (ELETROBRAS, 2003).

2.7.3 Materiais terrosos e granulares

Como apresentado na Seção 2.5.1.2, conforme a Eletrobras (2000), devem ser utilizados prioritariamente materiais disponíveis na região de implantação da PCH, dentre os listados a seguir, cuja qualidade deve ser avaliada com base na ABNT NBR 6484 (ABNT, 2020) e na ABNT NBR 6490 (ABNT, 2016):

- a) solos para obras de terra;
- b) areias para filtros e agregado miúdo;
- c) cascalhos para agregado graúdo;
- d) rocha para enrocamentos, transições e agregado graúdo.

Em relação aos materiais terrosos, deve ser feita a classificação por análise tático-visual e ensaios de caracterização, bem como por ensaios especiais em casos específicos. Para os materiais finos, devem-se empregar materiais com baixa a média plasticidade, a qual depende do teor de argila. Quanto às areias e aos cascalhos, a classificação também deve ser feita por análise tático-visual e ensaios de caracterização, sendo que esses materiais devem estar limpos e isentos de impurezas, tais como materiais finos e orgânicos. Por fim, as rochas devem apresentar dureza adequada e boa resistência à desagregação por ciclos naturais de molhagem e secagem; também devem ter sua composição mineralógica analisada, para verificar a existência de minerais potencialmente reativos com os álcalis do cimento, no caso do uso como agregado graúdo (ELETROBRAS, 2000).

Nos locais de empréstimo de solos, devem-se utilizar os materiais situados acima do lençol freático, uma vez que o emprego de solos muito úmidos ou saturados não é adequado em decorrência da dificuldade de compactação. Para os materiais pétreos, se no local da implantação da PCH a qualidade e a quantidade destes não forem adequadas para uso na construção, devem-se buscar pedreiras, cujos materiais

e condições de exploração devem ser investigados em relação à sanidade da rocha, à presença de água, à espessura das camadas de solo e rocha alterada sobre o maciço rochoso e à possibilidade de acesso de máquinas e equipamentos ao local (ELETROBRAS, 2000).

2.8 QUEDA LÍQUIDA E POTÊNCIA INSTALADA FINAIS

Como a queda líquida é dada pela queda bruta subtraída das perdas de carga, seu valor definitivo depende da determinação das perdas na aproximação, nas grades da tomada d'água, nos canais e nos condutos forçados. Estas perdas são calculadas de modo genérico pela Equação 2.31, sendo as particularidades de cada estrutura discutidas em seguida, conforme a Eletrobras (2000).

$$h = k \frac{V^2}{2g} \quad (2.31)$$

Em que:

- a) h é a perda de carga, em m;
- b) k é o coeficiente de perda de carga;
- c) V é a velocidade do escoamento, em m/s;

As perdas na aproximação são estimadas empregando na Equação 2.31 um coeficiente de perda de carga entre 0,01 e 0,1. Para as grades da tomada d'água, pode ser utilizada a Equação 2.32, em que o coeficiente de perda de carga depende do tipo das barras e das dimensões da grade.

$$h_g = k_g \left(\frac{e_1}{e_2} \right)^{4/3} \operatorname{sen} \theta_1 \frac{V_g^2}{2g} \quad (2.32)$$

Em que:

- a) h_g é a perda de carga na grade, em m;
- b) k_g é o coeficiente de perda de carga na grade;
- c) e_1 é a espessura ou diâmetro das barras, em m;
- d) e_2 é o espaçamento entre as barras, em m;
- e) θ_1 é o ângulo de inclinação das barras;
- f) V_g é a velocidade do escoamento entre as barras, em m/s.

Nos canais de seção e declividade uniformes, com escoamento livre e sem curvas acentuadas, a perda pode ser obtida pela Equação 2.33.

$$h_a = L \frac{V^2}{C^2 R_h} \quad (2.33)$$

Em que:

- a) h_a é a perda de carga no canal de adução, em m;
- b) L é o comprimento do canal, em km;
- c) V é a velocidade média na seção do canal, em m/s;
- d) C é um coeficiente que depende da perda de carga unitária, do coeficiente de rugosidade do canal e do raio hidráulico;
- e) R_h é o raio hidráulico, em m.

Por fim, nos condutos forçados a perda é composta pelas parcelas de perda distribuída e localizada, sendo a primeira dada pela Equação 2.34 e a segunda fornecida pela soma das perdas em singularidades e acessórios como a entrada do conduto, curvas, reduções e bifurcações. Estas perdas localizadas são calculadas de acordo com a Equação 2.31, sendo o coeficiente de perda de carga dependente das peças utilizadas.

$$h_e = 410 \cdot K_a \cdot L \frac{V^{1,9}}{D_i^{1,1}} \quad (2.34)$$

Em que:

- a) h_e é a perda de carga distribuída ao longo do conduto, em m;
- b) K_a é um coeficiente que depende do material da tubulação;
- c) L é o comprimento do conduto, em km;
- d) D_i é o diâmetro interno da tubulação, em cm.

Logo, para a determinação do valor final da potência instalada, a partir das perdas de carga determinadas conforme descrito acima, devem ser refeitos os cálculos dos estudos energéticos apresentados na Seção 2.5.2.5.

2.9 PLANEJAMENTO

Conforme a Eletrobras (2000), deve ser feito o planejamento detalhado da construção e da montagem da obra, incluindo o desvio do rio, a instalação do canteiro de obras e do acampamento, os esquemas de montagem e a definição dos acessos. Com relação ao desvio do rio, são aspectos importantes os esquemas de desvio, a realização de estudos topográficos, geológico-geotécnicos e hidrológicos básicos (com consideração dos riscos associados) e a definição do cronograma de execução

das atividades. O canteiro de obras deve ser implantado em local próximo à construção e em uma cota superior à do nível d'água do reservatório, com localização das instalações de modo a minimizar os deslocamentos dentro do canteiro. Por sua vez, a área de acampamento deve ser suficiente para abrigar os trabalhadores que não possuírem alojamento.

A análise dos esquemas de montagem dos equipamentos eletromecânicos é fundamental para a definição da área de montagem e do porte dos equipamentos destinados à montagem e desmontagem, como pontes rolantes. Por fim, a respeito do acesso ao local da obra, deve ser feita a implantação de rotas a partir da malha rodoviária ou a melhoria dos acessos secundários existentes, com a adequação de suas características geométricas e das condições da via e o reforço das eventuais obras de arte, a fim de possibilitar o tráfego de veículos transportando equipamentos durante o período construtivo e por ocasiões de manutenção (ELETROBRAS, 2000).

2.10 ANÁLISE FINANCEIRA

A execução do projeto de uma PCH deve considerar, segundo a Eletrobras (2000), que os custos dos investimentos realizados sejam superados por benefícios econômicos e socioambientais. Os primeiros referem-se ao retorno do capital investido, enquanto os últimos correspondem à melhoria da qualidade de vida da população que utilizará a energia produzida e aos impactos ambientais positivos gerados. Com relação à análise dos benefícios econômicos, deve ser montado o diagrama do fluxo de caixa e utilizado um método que permita a verificação da viabilidade financeira para um período estabelecido, que pode ser a vida útil do empreendimento. Dentre esses métodos, estão o método do valor presente líquido (VPL), o método da taxa interna de retorno do investimento (TIR) e o método das mínimas receitas requeridas.

Considerando o método do VPL, para o estabelecimento da tarifa deve ser encontrado o seu valor de equilíbrio, ou seja, aquele cuja respectiva receita anual, considerando a taxa de desconto, equilibre os custos anuais de construção e operação da PCH no horizonte de planejamento; em outras palavras, o VPL deve ser igual a zero. Este, por sua vez, deve ser calculado a partir do diagrama de fluxo de caixa, que incorpora como receitas itens tais quais venda de energia e subsídios e, como despesas, itens como custos de operação e manutenção, impostos, juros

referentes ao financiamento, depreciação e encargos de transmissão (ELETROBRAS, 2000).

2.11 IMPACTOS AMBIENTAIS

Em relação às legislações ambientais, o manual da Eletrobras (2000) baseia-se na Resolução nº 397 do Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA), de 19 de dezembro de 1997 (CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE – CONAMA, 1997), e na Lei nº 9.605, de 12 de fevereiro de 1998 (BRASIL, 1998), listando ainda outros documentos com força de lei que são aplicáveis às usinas hidrelétricas, nas áreas de direitos e deveres individuais e coletivos, proteção do meio ambiente, recursos hídricos, flora, fauna e unidades de conservação, licenciamento ambiental e compensação financeira. Inicialmente, deve-se realizar uma análise prévia do empreendimento, a fim de verificar a viabilidade ambiental da instalação da PCH. Caso haja viabilidade, são feitos os estudos preliminares para a confecção do Relatório de Avaliação Preliminar ou Relatório Ambiental Preliminar (RAP), o qual deve ser encaminhado para o órgão ambiental competente para avaliação da necessidade de elaborar o EIA e o Relatório de Impacto Ambiental (RIMA) ou um relatório ambiental simplificado, os quais permitirão a solicitação da Licença Prévia (LP).

Logo, deve ser elaborado o Projeto Básico Ambiental (PBA), que, se aprovado, possibilita a obtenção da Licença de Instalação (LI), a qual concede autorização para o início das obras. Ao longo da construção da usina, a verificação do cumprimento dos programas ambientais previstos nos documentos anteriores culmina com a Licença de Operação (LO), que dá aval para o início da operação da PCH. Tais programas ambientais deverão ser mantidos pelo proprietário durante toda a vida útil do empreendimento (ELETROBRAS, 2000).

Discutindo as etapas descritas acima com mais detalhes, a análise preliminar inclui o estudo dos dados existentes sobre a bacia e aqueles levantados através do reconhecimento de campo. Esta análise visa a identificação de aspectos que possam comprometer a viabilidade da instalação da PCH no local definido, tais como a eliminação de patrimônios naturais, o prejuízo para a destinação da água a outros fins e a inundação de terras indígenas, de áreas de quilombos, de áreas com aglomerações urbanas ou comunidades rurais, de locais considerados sagrados pela

população, de áreas tombadas referentes ao patrimônio arqueológico, cultural, histórico ou paisagístico, de áreas estratégicas para a exploração de recursos minerais e de zonas destinadas à expansão urbana ou à conservação ambiental (ELETROBRAS, 2000).

O RAP, elaborado após a análise prévia da viabilidade da implantação da PCH, deve conter as justificativas da execução da obra, as suas características, o diagnóstico ambiental preliminar (com a caracterização dos meios físico, biológico e antrópico), a identificação prévia dos impactos e a definição dos programas ambientais, dentre os quais se encontram o programa de recuperação de áreas degradadas, o programa de comunicação social e o programa de gerenciamento e controle dos impactos ambientais. Em seguida, no caso de o órgão ambiental competente julgar que a implantação da PCH não provocará danos ambientais sérios, podem ser feitos estudos simplificados, que devem incluir a definição das áreas de influência do empreendimento e a caracterização deste. Por outro lado, caso o órgão ambiental considere que haverá impactos ambientais sérios em decorrência do empreendimento, torna-se necessário realizar estudos completos, abrangendo o EIA e o RIMA (ELETROBRAS, 2000).

Quanto ao EIA, este deve atender às determinações do documento do Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis (IBAMA) e do manual da Eletrobras intitulados, respectivamente, “Avaliação de Impacto Ambiental – Agentes Sociais, Procedimentos e Ferramentas” (INSTITUTO BRASILEIRO DO MEIO AMBIENTE E DOS RECURSOS NATURAIS RENOVÁVEIS – IBAMA, 1995) e “Instruções para Estudos de Viabilidade de Aproveitamentos Hidrelétricos” (ELETROBRAS, 1997), compreendendo a avaliação dos impactos ambientais. O EIA deve apresentar ilustrações das localizações e acessos, do arranjo geral das obras, da delimitação das áreas de influência, da geologia e geomorfologia e das características dos solos. Já o RIMA é confeccionado a partir do EIA, devendo conter informações acerca do empreendimento, do local de implantação, dos impactos ambientais, incluindo as ações mitigadoras dos impactos negativos, e dos programas ambientais (ELETROBRAS, 2000).

No PBA, devem ser detalhados programas como o de recuperação de áreas degradadas, o de comunicação social e o de gerenciamento e controle dos impactos ambientais. Também há outros programas que podem ser requeridos pelos órgãos ambientais, a exemplo do programa de conservação da fauna e da flora, do programa

de educação ambiental e do programa de monitoramento da qualidade da água e de controle da ictiofauna (ELETROBRAS, 2000).

Por fim, em relação ao licenciamento ambiental, que corresponde a um modo de envolver o poder público e a sociedade na divulgação e discussão dos estudos de impactos ambientais provocados por um empreendimento, têm-se a LP, a LI e a LO, citadas anteriormente. A LP exige o EIA/RIMA ou estudos simplificados e sua aprovação permite o aprofundamento do projeto da usina, validando os estudos preliminares. A LI requer o PBA e outros documentos exigidos por lei e autoriza a instalação do empreendimento no local selecionado. Já a LO exige o cumprimento das medidas ambientais estabelecidas, autorizando a operação da PCH e devendo ser renovada regularmente (ELETROBRAS, 2000).

2.12 SEGURANÇA E INSTRUMENTAÇÃO DE BARRAGENS

A Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010 (BRASIL, 2010), alterada pela Lei nº 14.066, de 30 de setembro de 2020 (BRASIL, 2020), estabeleceu a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), sendo aplicada a barragens com finalidade de acumular água, rejeitos ou resíduos industriais e que apresentem pelo menos uma das características listadas a seguir:

- a) altura máxima maior ou igual a 15 m;
- b) reservatório com capacidade total de no mínimo 3.000.000 m³;
- c) reservatório com resíduos perigosos;
- d) categoria de dano potencial associado médio ou alto.

A PNSB tem por objetivos, de forma geral, promover e regulamentar os padrões de segurança, incluindo monitoramento e acompanhamento das ações dos responsáveis por barragens, para reduzir a possibilidade de ocorrência de acidentes envolvendo os barramentos, bem como as consequências dos eventuais acidentes. Essa política declara que a segurança das barragens deve ser promovida pelo empreendedor ao longo de todas as fases da obra, a saber, planejamento, projeto, construção, enchimento inicial do reservatório, vertimento inicial, operação, desativação, descaracterização e possíveis usos futuros. Além disso, estabelece a transparência de informações e as participações direta e indireta da população nas ações preventivas e emergenciais sobre o empreendimento (BRASIL, 2020).

Dentre os instrumentos da PNSB, encontram-se o sistema de classificação por categoria de risco e de dano potencial associado, o Plano de Segurança da Barragem (PSB), incluindo o Plano de Ação de Emergência (PAE), e o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB) (BRASIL, 2020). Existem outros instrumentos, mas que não são discutidos neste trabalho.

As categorias de risco e de dano potencial associado correspondem a alto, médio ou baixo, sendo a classificação de risco dependente das características da barragem, dos aspectos construtivos, da sua idade, conservação e do atendimento ao PSB. Já a classificação de dano potencial associado associa-se às consequências de uma possível ruptura da barragem, dependendo do potencial de perda de vidas humanas e das consequências sociais, ambientais e econômicas provocadas pelo rompimento (BRASIL, 2020).

Essas categorias servem de base para a elaboração de matrizes de classificação de barragens por entidades como a ANA e a ANEEL, sendo exemplificadas nas Tabelas 2.6 e 2.7 as matrizes definidas pela Resolução nº 91 da ANA, de 02 de abril de 2012 (AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO – ANA, 2012), e pela Resolução Normativa nº 696 da ANEEL, de 15 de dezembro de 2015 (ANEEL, 2015).

No caso da matriz de classificação estabelecida pela ANEEL, por exemplo, uma barragem classificada como “A” apresenta risco e dano potencial associado maiores que uma barragem classificada como “B” ou “C”, requerendo, portanto, uma atenção especial em relação à segurança e uma recorrência maior das inspeções de segurança regulares. A saber, para barragens classificadas como “A”, “B” e “C”, devem ser realizadas inspeções regulares no máximo a cada 6 meses, 1 ano e 2 anos, respectivamente (ANEEL, 2015).

Tabela 2.6 – Matriz de classificação de barragens definida pela ANA

Categoria de risco	Dano potencial associado		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	A	B	C
Médio	A	C	D
Baixo	A	C	E

Fonte: ANA (2012).

Tabela 2.7 – Matriz de classificação de barragens definida pela ANEEL

Categoria de risco	Dano potencial associado		
	Alto	Médio	Baixo
Alto	A	B	B
Médio	B	C	C
Baixo	B	C	C

Fonte: ANEEL (2015).

Em relação ao PSB, este deve incluir informações acerca do empreendimento como dados do empreendedor, características técnicas da obra, procedimentos operacionais, identificação dos cenários possíveis em caso de acidente ou desastre, mapa de inundação, relatórios de inspeções de segurança e o PAE. Este, por sua vez, constitui-se como um plano que, para uma situação emergencial de acidente ou desastre, identifica os agentes que devem ser informados e fixa os procedimentos que devem ser seguidos pelo empreendedor (BRASIL, 2020).

Como exemplo do conteúdo do PAE, têm-se procedimentos preventivos e corretivos, programas de treinamento e informação para as equipes técnicas do empreendimento e a população potencialmente afetada, procedimentos de resgate e de mitigação de impactos ambientais, sociais e culturais, delimitação da Zona de Autossalvamento (ZAS) e da Zona de Segurança Secundária (ZSS) e planejamento de sistemas de alerta e de rotas de fuga. Tais procedimentos são definidos com base em níveis de segurança, a partir dos quais, em uma ocorrência de emergência, as pessoas envolvidas possam ter conhecimento das atitudes que devem ser tomadas, as quais variam desde a comunicação dos agentes competentes até a evacuação da barragem e das áreas potencialmente afetadas (BRASIL, 2020).

Já o SNISB corresponde a um sistema de gerenciamento de informações relativas à segurança de barragens no país, com registro informatizado dos dados. O sistema deve apresentar informações acerca de barragens em diferentes estágios, a saber, em construção, em operação e desativadas, até sua descaracterização (BRASIL, 2020).

Nesse contexto, um aspecto fundamental para a segurança de barragens é a instrumentação de auscultação. O manual da Eletrobras (2003) define instrumentação como o conjunto de aparelhos instalados em uma barragem e sua fundação que permitem a obtenção de parâmetros, cuja análise é utilizada na avaliação das condições de segurança. Dentre esses dispositivos, encontram-se piezômetros,

medidores de nível d'água, medidores de vazão, extensômetros, inclinômetros, marcos superficiais, medidores de recalque e medidores triortogonais de junta, por exemplo. As grandezas que devem ser monitoradas dependem do tipo da estrutura da barragem, sendo as principais grandezas indicadas nas Tabelas 2.8 e 2.9, respectivamente para barragens de concreto e barragens de aterro.

Tabela 2.8 – Grandezas a serem monitoradas em barragens de concreto

Grandezas	Tipo de estrutura			
	Gravidade maciça	Gravidade aliviada ou contrafortes	Arco	Concreto compactado a rolo (CCR)
Vazões de infiltração	X	X	X	X
Subpressões na fundação	X	X	X	X
Recalques na fundação dos “blocos-chave”	X	X	X	X
Tensões		X	X	
Comportamento térmico do concreto	X	X	X	X
Deslocamentos horizontais e verticais da crista	X	X	X	X
Deslocamentos diferenciais entre blocos	X	X	X	X
Deslocamentos diferenciais entre monolitos		X		
Abertura de juntas entre blocos		X	X	
Pressão intersticial entre camadas de concretagem				X

Fonte: Eletrobras (2003).

De acordo com o manual citado, inicialmente devem ser definidas “seções-chave” (ou “blocos-chave”, para estruturas de concreto) a serem instrumentadas, as quais sejam representativas do comportamento geral do trecho analisado do barramento. A primeira “seção-chave” corresponde à seção de maior altura ou que apresente algum aspecto da fundação que mereça atenção diferenciada, estando de acordo com as recomendações de Silveira (2006), o qual também destaca a importância de instrumentar as seções de ambas as ombreiras. Em relação à quantidade e tipo dos instrumentos, é importante considerar as dimensões da barragem, as etapas construtivas e as características da fundação e dos materiais de construção, devendo ser selecionados dispositivos com sensibilidade, durabilidade e campo de leitura adequados.

Tabela 2.9 – Grandezas a serem monitoradas em barragens de aterro

Grandezas	Tipo de estrutura		
	Terra-enrocamento	Enrocamento com face de concreto	Terra com galeria enterrada
Pressões neutras no aterro	X	X	X
Recalques do aterro	X	X	X
Deslocamentos superficiais	X	X	X
Subpressões na fundação	X		X
Vazões de percolação	X	X	X
Materiais sólidos carreados pelas águas de percolação	X		X
Pressões totais e poropressões nas interfaces	X		X
Deslocamentos diferenciais da junta perimetral		X	
Deslocamentos entre lajes na região das ombreiras		X	
Tensões internas no concreto		X	
Deflexão da laje de montante		X	
Tensões na interface solo-concreto da galeria			X
Recalques ao longo da galeria			X

Fonte: Eletrobras (2003).

Para a identificação de possíveis problemas relacionados ao desempenho do barramento, é importante o estabelecimento de valores de controle para a instrumentação com base em critérios de projeto, estudos com modelos reduzidos e simulações com modelos matemáticos. Esses valores de controle servirão de base para a comparação com os dados das leituras, que por sua vez devem ser realizadas por uma equipe técnica com treinamento adequado, devendo-se preferencialmente evitar mudanças dos profissionais responsáveis pelas leituras para controlar os erros sistemáticos (ELETROBRAS, 2003). Geralmente, são definidos níveis de controle de “atenção” e de “alerta”, de acordo com o fator de segurança relativo às condições representadas pelos valores medidos.

A análise das leituras e sua comparação com os valores de controle deve constar em um relatório técnico a ser emitido regularmente, a fim de permitir a

detecção de anomalias e a tomada de decisão para execução de eventuais ações corretivas. De forma complementar aos dados da instrumentação, devem ser previstas inspeções visuais in situ de rotina, periódicas e especiais, cuja frequência depende das características da barragem, dos aspectos a serem observados e da fase do empreendimento.

As inspeções de rotina são realizadas pela equipe técnica da barragem, por meio de análise visual durante visitas rotineiras às diferentes estruturas do empreendimento, a fim de detectar a presença de eventuais anomalias. As inspeções periódicas podem ser feitas pela própria equipe da obra ou por terceiros, devendo ser emitido um relatório de inspeção regular (RIR) a partir da análise dos documentos de projeto, das intervenções realizadas no local e das condições observadas durante as inspeções de campo. Por fim, as inspeções especiais são realizadas para analisar anomalias específicas e de particular importância ou para avaliar a segurança da barragem após a ocorrência de situações excepcionais, como sismos e rebaixamento do nível d'água do reservatório, podendo contar com especialistas para fornecer um parecer mais detalhado das condições de segurança (ELETROBRAS, 2003).

Com base nas constatações das inspeções regulares, a barragem deve ser avaliada em relação ao nível de segurança conforme as categorias a seguir, de acordo com a Resolução Normativa nº 696 da ANEEL, de 15 de dezembro de 2015 (ANEEL, 2015, p. 4, negrito nosso),

- a) **normal:** quando não houver anomalias ou as que existirem não comprometerem a segurança da barragem, mas que devem ser controladas e monitoradas ao longo do tempo;
- b) **atenção:** quando as anomalias não comprometerem a segurança da barragem no curto prazo, mas exigem monitoramento, controle ou reparo ao decurso do tempo;
- c) **alerta:** quando as anomalias representem risco à segurança da barragem, exigindo providências para manutenção das condições de segurança; e
- d) **emergência:** quando as anomalias representem risco de ruptura iminente, exigindo providências para prevenção e mitigação de danos humanos e materiais.

Segundo Silveira (2006), a instrumentação deve existir para responder a determinadas questões que possam surgir ao longo das etapas de projeto, construção e operação da barragem, por meio da obtenção dos parâmetros considerados mais

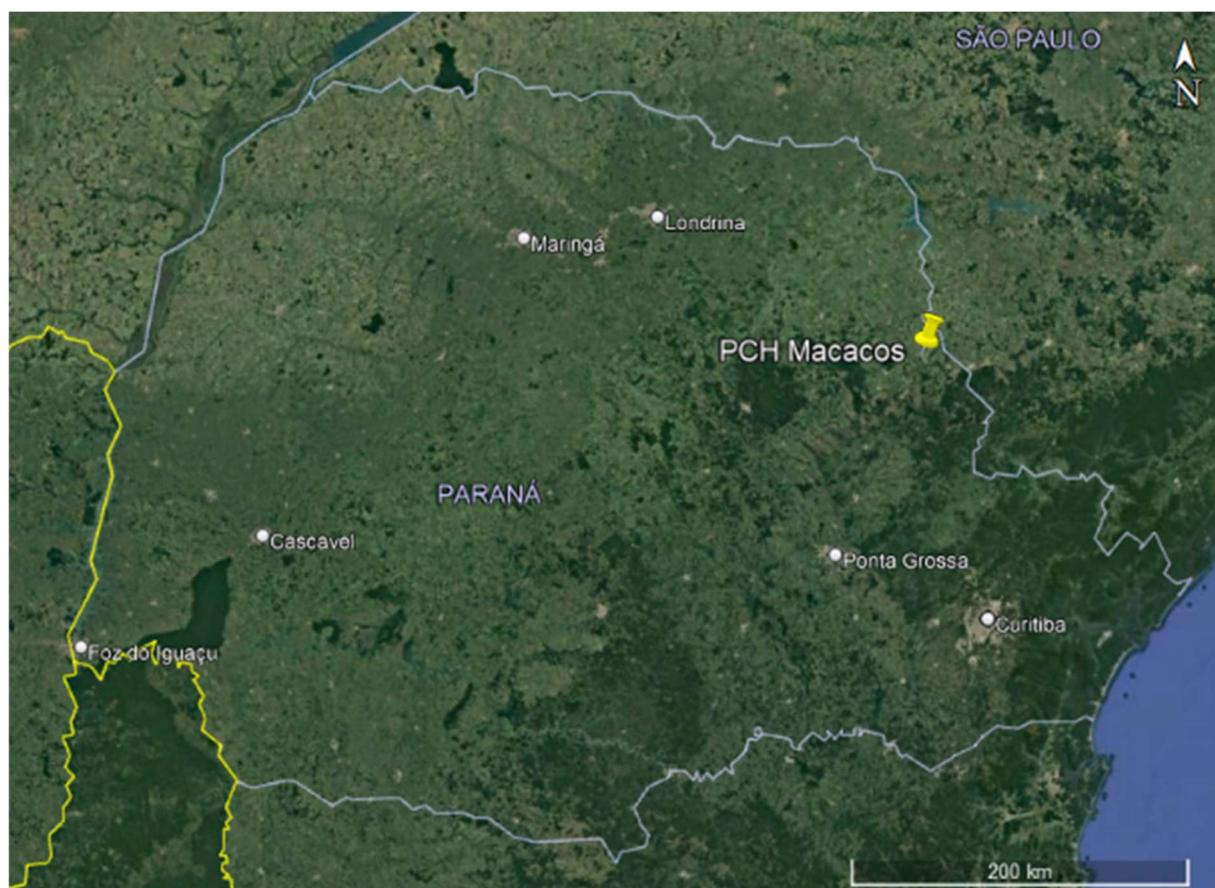
importantes e que devem ser monitorados. A frequência de leitura dos instrumentos varia de acordo com o tipo de dispositivo e com a fase da execução da obra (período construtivo, enchimento do reservatório, início da operação e período subsequente de operação). Para a seleção dos instrumentos, deve-se priorizar sua confiabilidade em detrimento da excessiva precisão e, na análise de custos, é necessário considerar as parcelas dos gastos nas etapas de compra, calibração, implantação, manutenção, operação e análises dos dados obtidos. A confiabilidade deve também ser verificada durante a operação da barragem, por meio de análises de consistência, repetibilidade das leituras e inclusive checagens in loco.

Com relação à localização dos aparelhos de instrumentação, o autor citado sugere a instalação de instrumentos em áreas de risco, que mereçam maior atenção devido aos maiores carregamentos ou pressões, em seções transversais primárias, que sejam representativas de modo geral do ponto de vista geológico e construtivo (isto é, as “seções-chave”), e em seções secundárias, que permitam uma comparação do comportamento da estrutura com aquele observado nas seções primárias. Além disso, em decorrência da variabilidade dos materiais geológicos, deve-se procurar a instalação de diferentes tipos de instrumentos em posições de modo que seja possível realizar verificações cruzadas dos resultados, proporcionando análises mais confiáveis dos valores medidos. Devido à deterioração dos instrumentos ao longo de sua vida útil, os valores lidos podem deixar de ser confiáveis; logo, após algumas décadas do início da operação da barragem, deve ser realizada a sua reinstrumentação, detectando-se quais dispositivos devem ser mantidos, substituídos ou mesmo desativados.

3 PCH MACACOS

Com vistas a exemplificar alguns dos aspectos apresentados na Seção 2, acerca do projeto de pequenas centrais hidrelétricas, selecionou-se uma PCH existente no Brasil cujos dados serviram de base para a reelaboração do dimensionamento hidráulico do vertedor, da determinação da borda livre, do cálculo da potência gerada e da análise da viabilidade da implantação da obra, conforme as Seções 4 a 7. O aproveitamento hidrelétrico selecionado foi a PCH Macacos, localizada no rio Jaguariaíva, na bacia do rio Paranapanema. Essa usina pertence à empresa Pesqueiro Energia S. A. e é situada entre os municípios de Jaguariaíva e Sengés, no estado do Paraná, sendo as coordenadas da barragem $24^{\circ}04'20''$ S e $49^{\circ}37'27''$ W (A. MÜLLER CONSULTORIA AMBIENTAL, 2018). A localização da PCH nesse estado é mostrada na Figura 3.1, enquanto na Figura 3.2 é apresentada uma imagem aérea do empreendimento, na qual são destacadas as regiões da barragem e da casa de força, além do trajeto do túnel adutor entre estes dois locais.

Figura 3.1 – Localização da PCH Macacos no estado do Paraná



Fonte: Adaptado de Google Earth (2015).

Figura 3.2 – Imagem aérea da PCH Macacos, com indicação das regiões da barragem e da casa de força, além do túnel adutor



Fonte: Adaptado de Google Earth (2021a).

Conforme o PAE dessa PCH, elaborado pela GeoEnergy Engenharia (2018), o arranjo geral da usina é composto por barragem, vertedor, adufa de desvio, tomada d'água, túnel adutor, chaminé de equilíbrio, condutos forçados, casa de força e subestação. A barragem é do tipo gravidade (contando, portanto, com a ação do peso próprio para a estabilidade) e foi executada em concreto compactado a rolo, com paramento de montante vertical e paramento de jusante com inclinação 1V:0,8H. Seus comprimentos, nas margens direita e esquerda, são de cerca de 40 m e 30 m, respectivamente.

O vertedor possui extensão de 150 m, altura máxima de 15,70 m e paramentos com mesmas inclinações que os paramentos da barragem. Essa estrutura é do tipo soleira livre, isto é, não há controle da vazão vertente, e sua crista apresenta perfil Creager (GEOENERGY ENGENHARIA, 2018). Como um todo, o eixo da estrutura não é retilíneo, mas sim formado por dois trechos retilíneos com deflexão de cerca de

25° entre si, como mostrado na Figura 3.3, a qual apresenta uma imagem aérea da região da barragem.

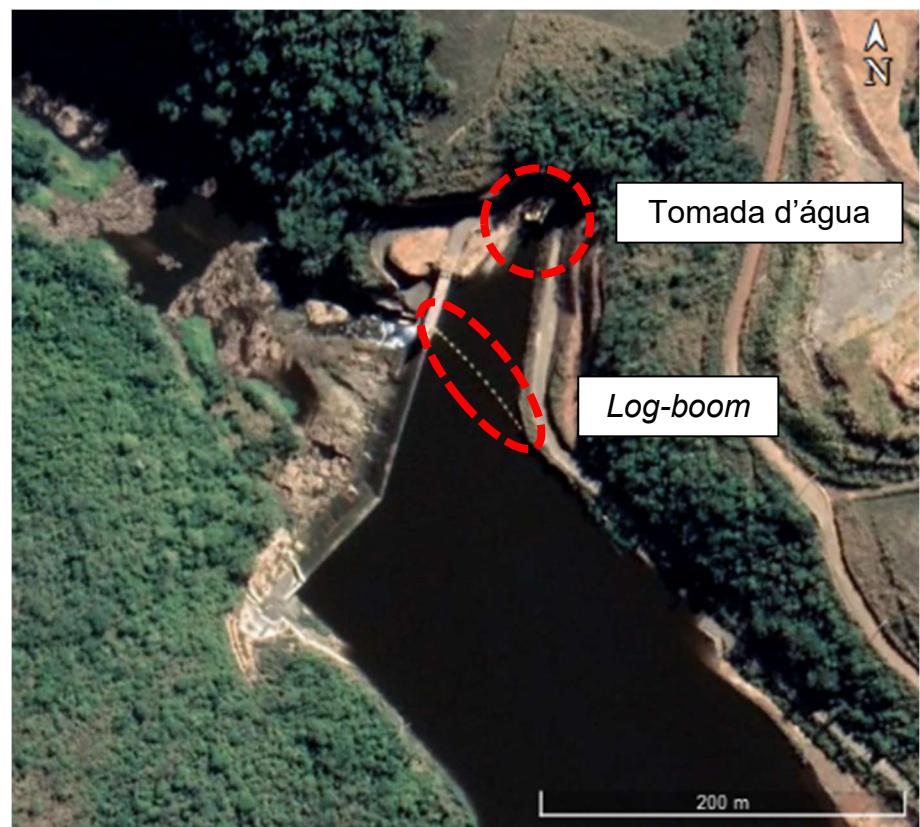
Figura 3.3 – Imagem aérea da região da barragem da PCH Macacos, com indicação da barragem e do vertedor



Fonte: Adaptado de Google Earth (2021a).

A tomada d'água localiza-se na margem direita do reservatório, sendo sua posição mostrada na Figura 3.4, cuja imagem aérea é a mesma da Figura 3.3. A montante, no reservatório, é possível observar o *log-boom*, para contenção de materiais flutuantes. Após a tomada d'água, inicia-se o túnel adutor, escavado em rocha e com pouco menos de 800 m de comprimento, estendendo-se até as proximidades da chaminé de equilíbrio, conforme o trajeto mostrado na Figura 3.2. Sua declividade é de 0,25% e, em relação à geometria, sua seção é em arco-retângulo com altura de 6 m e largura da base de 3,8 m (GEOENERGY ENGENHARIA, 2018). Na Figura 3.5, é apresentada uma fotografia do túnel durante o período construtivo, sendo possível visualizar as dimensões da seção transversal e as paredes em rocha.

Figura 3.4 – Imagem aérea da região da barragem da PCH Macacos, com indicação da tomada d’água e do *log-boom*



Fonte: Adaptado de Google Earth (2021a).

Figura 3.5 – Fotografia do túnel adutor durante o período construtivo



Fonte: HydroFall (2019).

Após o túnel adutor, tem-se a chaminé de equilíbrio, responsável por amortecer os efeitos do golpe de arête, com diâmetro interno de 8,50 m e altura de 23,8 m. Em seguida, há um bloco de ancoragem do qual saem dois condutos forçados, conduzindo, separadamente, água sob pressão até as duas unidades geradoras na casa de força, que são formadas por turbinas do tipo Francis simples com eixo horizontal. Por sua vez, a casa de força é do tipo exterior e abrigada, sendo construída em concreto armado e em um local escavado em rocha sã (GEOENERGY ENGENHARIA, 2018). A jusante da casa de força, tem-se o canal de fuga, que se estende por cerca de 60 m até o encontro com a calha do rio, a qual percorre pouco mais de 2500 m desde a barragem até este local.

Com relação à geração, a potência instalada é de 9,90 MW, ou seja, 4,95 MW para cada UG. A energia elétrica é distribuída, então, com uma tensão de 34 kV, sendo a extensão da linha de transmissão até o município de Sengés igual a 11,4 km (A. MÜLLER CONSULTORIA AMBIENTAL, 2018).

Figura 3.6 – Imagem aérea da região da casa de força da PCH Macacos

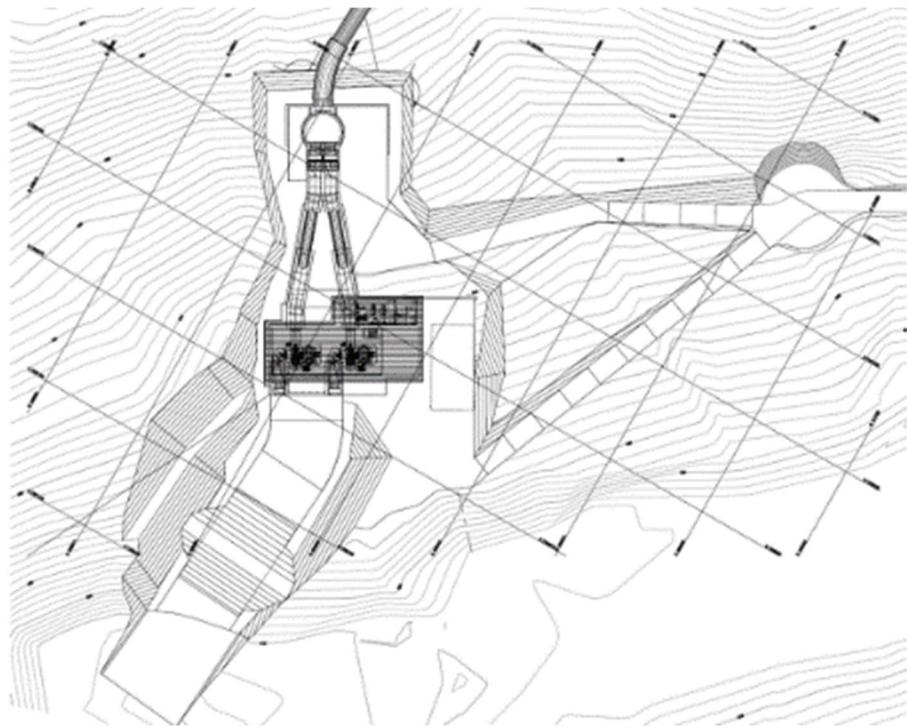


Fonte: Google Earth (2021a).

Na Figura 3.7, é mostrado um esquema em planta do arranjo geral do circuito de geração na região da casa de força, a partir da chaminé de equilíbrio. Já a Figura

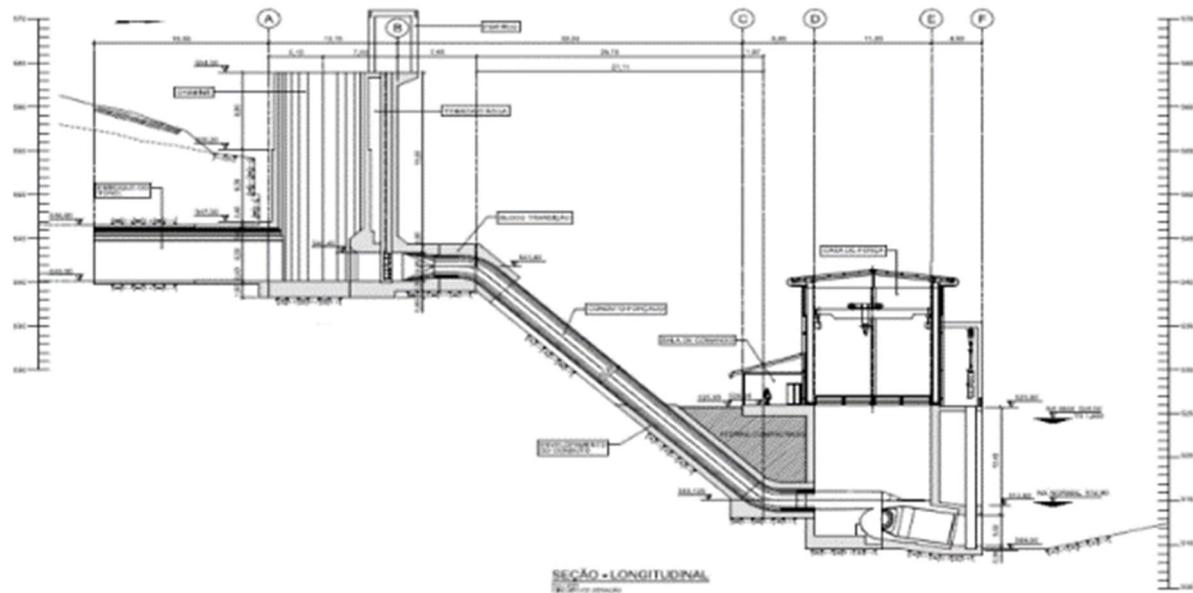
3.8 apresenta o perfil longitudinal desse circuito, até o canal de fuga, após a saída das unidades geradoras.

Figura 3.7 – Esquema em planta do arranjo do circuito de geração



Fonte: GeoEnergy Engenharia (2018).

Figura 3.8 – Esquema do perfil longitudinal do circuito de geração



Fonte: GeoEnergy Engenharia (2018).

4 DIMENSIONAMENTO DO VERTEDOR E DA BACIA DE DISSIPAÇÃO

A fim de reelaborar o dimensionamento hidráulico do vertedor e da bacia de dissipação da PCH Macacos, deve-se em primeiro lugar definir a vazão de projeto. Assim, nesta seção são apresentados os cálculos relativos aos estudos hidrológicos e em seguida é mostrado o dimensionamento considerando algumas simplificações, tais como a adoção de um eixo retilíneo para a barragem, em vez de dois trechos retos com uma deflexão entre si, e a assunção da altura do vertedor como constante ao longo dessa estrutura e igual à altura máxima, de 15,70 m, como destacado na Seção 3. Para fins de comparação, são analisadas duas alternativas para o vertedor, a saber, vertedor de soleira livre e vertedor com comportas.

4.1 ESTUDOS HIDROLÓGICOS

A partir do Portal HidroWeb, gerenciado pela ANA (2022) e disponível em <https://www.snirh.gov.br/hidroweb/apresentacao>, obteve-se uma série histórica de vazões do rio Jaguariaíva medidas pela estação fluviométrica Tamanduá (código ANA 64242000), localizada cerca de 25 km a jusante da PCH Macacos, com latitude 23,9767° S e longitude 49,5958° W (ANA, 2022). Essa série compreende vazões médias diárias de setembro de 1976 a abril de 2004, abrangendo, portanto, um período de cerca de 27 anos e meio; cabe destacar que tal período é anterior à construção da PCH, não havendo influência do empreendimento sobre as vazões medidas. Devido à distância entre a barragem e a estação citada, a área da bacia de contribuição desta é maior do que daquela; logo, as vazões devem ser regionalizadas, como mostra a Equação 4.1. Segundo o Relatório de Desempenho Ambiental de Empreendimento (RDAE) da obra (A. MÜLLER CONSULTORIA AMBIENTAL, 2018), a área de drenagem da bacia da PCH Macacos é de 1372,03 km²; já segundo a ANA (2022), a área de drenagem da estação Tamanduá é de 1690 km².

$$Q_1 = \frac{A_1}{A_2} Q_2 \quad (4.1)$$

Em que:

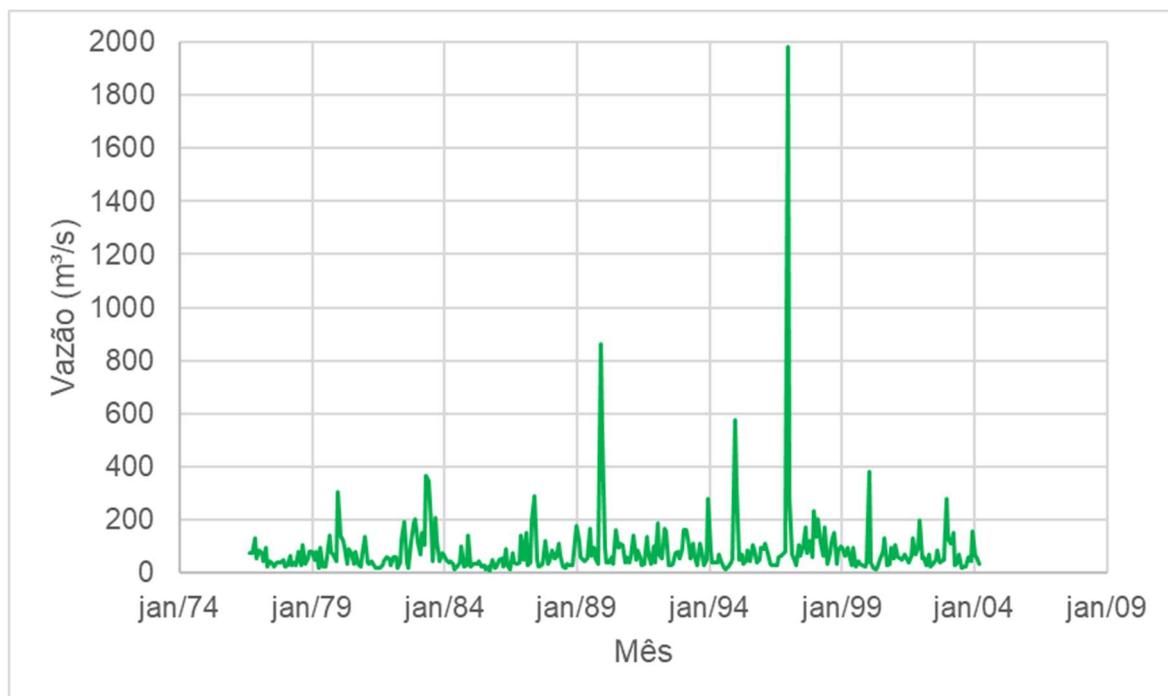
- a) Q_1 é a vazão no local da obra, em m³/s;
- b) A_1 é a área de contribuição do local da obra, em km²;
- c) A_2 é a área de contribuição do local onde está situada a estação, em km²;

- d) Q_2 é a vazão no local onde está situada a estação, em m^3/s .

4.1.1 Vazão de projeto do vertedor

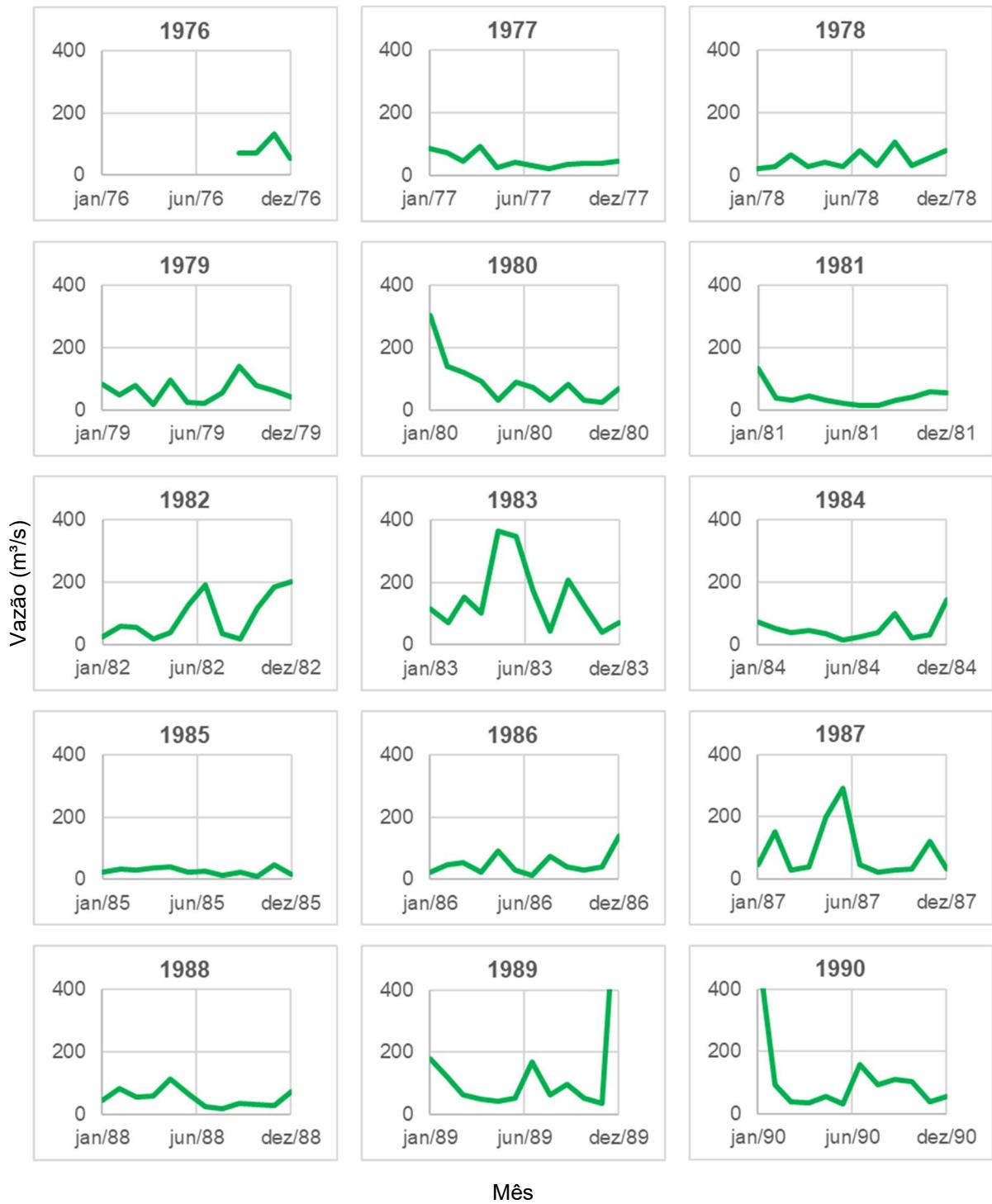
Para a determinação da vazão de projeto do vertedor, foi utilizada uma série de vazões máximas anuais com base no ano hidrológico, que corresponde a um período de 12 meses que abrange todo o período chuvoso, de modo a evitar a inclusão na série de duas vazões referentes a uma mesma cheia, mas que ocorreram em anos civis diferentes. As vazões máximas mensais medidas pela estação tamanduá de setembro de 1976 a abril de 2004 são apresentadas na Figura 4.1, de forma mais compacta, e nas Figuras 4.2 e 4.3, que mostram os valores para cada ano da série. Analisando as figuras citadas, nota-se ao longo dos anos uma irregularidade nos meses em que ocorre o período chuvoso. Contudo, considerando o ano hidrológico como o período de julho de um ano civil a junho do ano consecutivo, tem-se uma opção satisfatória, uma vez que todas as vazões máximas anuais correspondem a períodos chuvosos distintos.

Figura 4.1 – Vazões máximas mensais do rio Jaguariaíva medidas pela estação Tamanduá



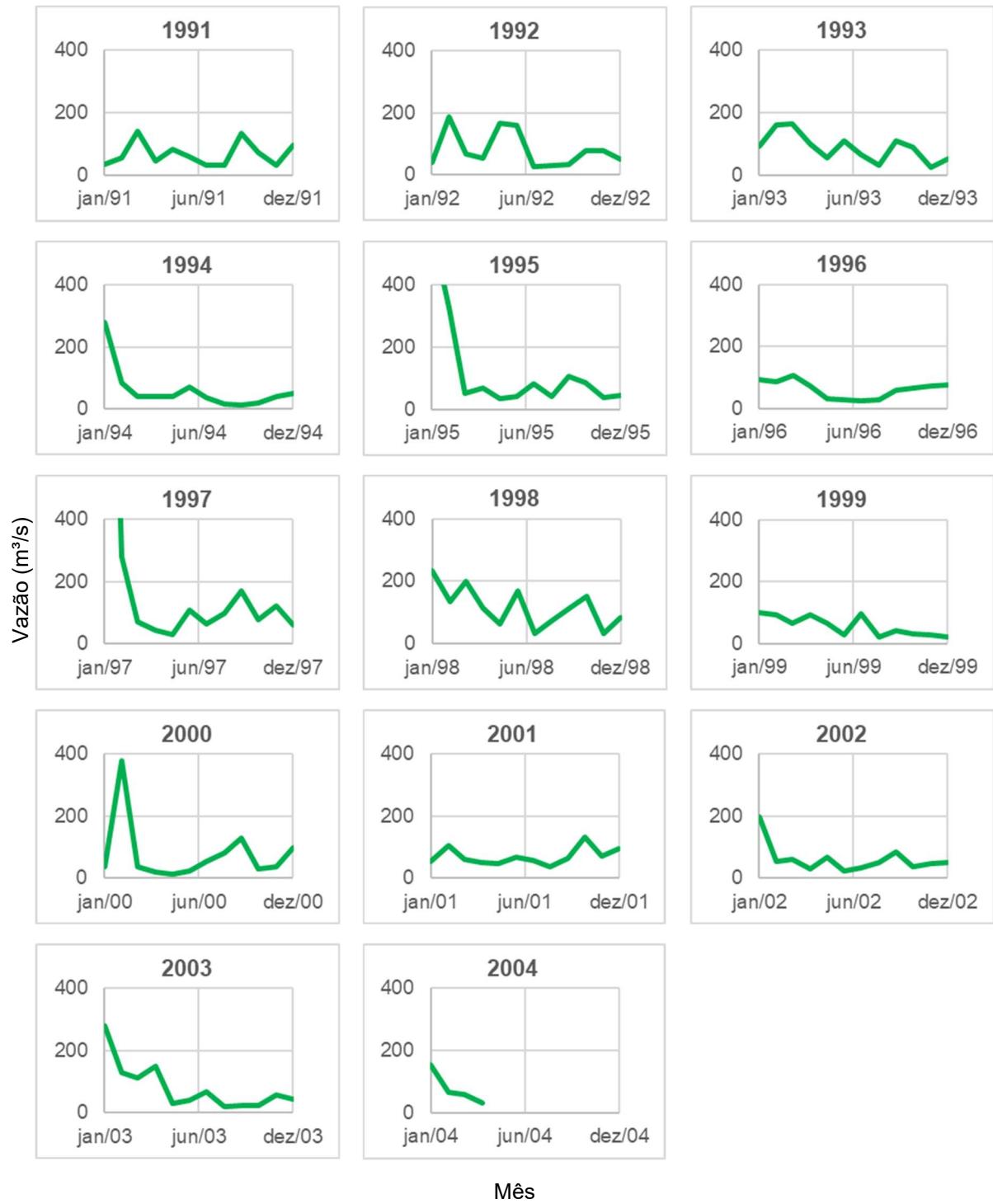
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 4.2 – Vazões máximas mensais do rio Jaguariaíva medidas pela estação Tamanduá, para os anos 1976 a 1990



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 4.3 – Vazões máximas mensais do rio Jaguariaíva medidas pela estação Tamanduá, para os anos 1991 a 2004



Fonte: Elaborado pelo autor.

A Tabela 4.1 apresenta a série de vazões máximas anuais adotando o ano hidrológico de julho a junho, sendo os anos indicados referentes ao mês de julho. Nela, também são mostrados os valores regionalizados utilizando a Equação 4.1.

Tabela 4.1 – Série de vazões máximas anuais do rio Jaguariaíva medidas pela estação Tamanduá e regionalizadas para o local da PCH Macacos

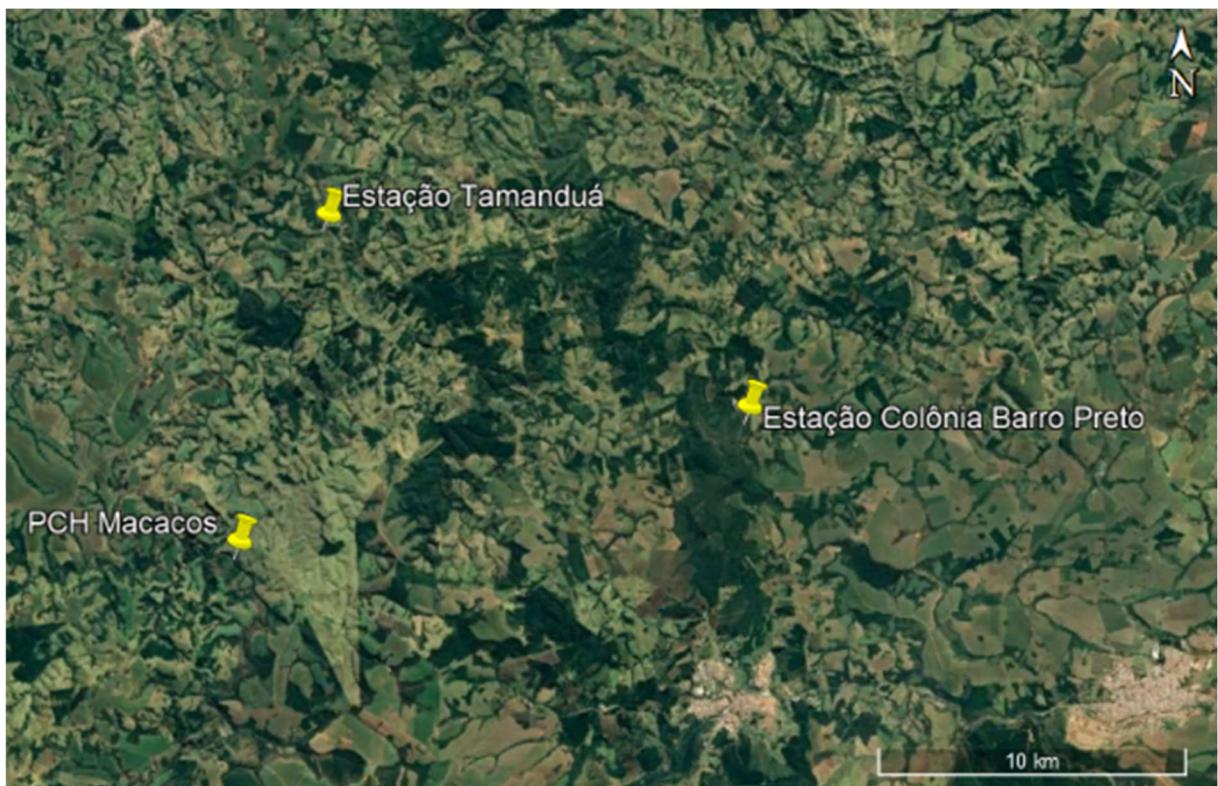
Ano hidrológico	Vazão máxima anual da estação Tamanduá (m³/s)	Vazão máxima anual regionalizada (m³/s)
1976	132,73	107,76
1977	65,72	53,35
1978	105,40	85,57
1979	302,13	245,28
1980	133,41	108,31
1981	126,07	102,35
1982	365,46	296,70
1983	205,81	167,09
1984	142,91	116,02
1985	91,78	74,51
1986	291,21	236,42
1987	120,15	97,54
1988	178,28	144,74
1989	864,49	701,84
1990	159,62	129,59
1991	185,62	150,69
1992	162,45	131,89
1993	279,58	226,98
1994	574,92	466,75
1995	109,19	88,65
1996	1981,99	1609,09
1997	235,19	190,94
1998	151,98	123,38
1999	378,88	307,60
2000	129,39	105,04
2001	198,26	160,96
2002	279,58	226,98
2003	153,99	125,02

Fonte: Elaborado pelo autor.

Na Tabela 4.1, observa-se um valor significativamente maior que os demais, a saber, a vazão máxima registrada no ano hidrológico de 1996. Essa vazão ocorreu em 23 de janeiro de 1997 e corresponde ao maior pico mostrado na Figura 4.1, com 1981,99 m³/s medidos pela estação Tamanduá. A princípio, pode-se inferir que tal valor decorre de um erro de medição ou registro; todavia, nesse mesmo dia também foi registrada uma vazão de 1538,26 m³/s, da mesma ordem de grandeza desse valor,

mas discrepante em relação às demais leituras, pela estação fluviométrica Colônia Barro Preto (código ANA 64231000), com latitude 24,0328° S e longitude 49,4614° W (ANA, 2022). Esta estação situa-se no rio Itararé e é relativamente próxima à PCH Macacos e à estação Tamanduá, sendo a localização mostrada na Figura 4.4.

Figura 4.4 – Imagem aérea com a indicação da PCH Macacos e das estações fluviométricas Tamanduá e Colônia Barro Preto



Fonte: Adaptado de Google Earth (2021b).

Além do fato de outra estação também ter registrado uma vazão elevada, a Folha de São Paulo (1997) noticiou em 24 de janeiro de 1997 que chuvas provocaram o desaparecimento de 3500 pessoas no estado do Paraná, com a subida do nível d'água dos rios de alguns metros em relação ao nível normal; ainda segundo essa notícia, o município de Jaguariaíva encontrava-se em estado de calamidade pública. Portanto, há grandes indícios de que a vazão discrepante registrada corresponde a uma cheia excepcional, com alto período de retorno. Logo, devido à presença desse valor na série de vazões máximas, são considerados dois cenários para as análises estatísticas: a série incluindo a vazão excepcional e a série desconsiderando esta vazão.

Assim, para os estudos estatísticos, devem ser calculados a média, o desvio-padrão e o coeficiente de assimetria da amostra de vazões máximas anuais e da amostra dos logaritmos decimais dessas vazões, conforme as Equações 4.2 a 4.7.

$$\bar{x} = \frac{\sum x_i}{n} \quad (4.2)$$

Em que:

- a) \bar{x} é a média das vazões máximas anuais, em m^3/s ;
- b) x_i é a vazão máxima correspondente ao ano hidrológico i , em m^3/s ;
- c) n é o número de elementos da amostra de vazões máximas anuais.

$$s = \sqrt{\frac{\sum(x_i - \bar{x})^2}{n - 1}} \quad (4.3)$$

Em que:

- a) s é o desvio-padrão das vazões máximas anuais, em m^3/s .

$$g = \frac{n \sum(x_i - \bar{x})^3}{(n - 1)(n - 2)s^3} \quad (4.4)$$

Em que:

- a) g é o coeficiente de assimetria das vazões máximas anuais.

$$\overline{\log(x)} = \frac{\sum \log(x_i)}{n} \quad (4.5)$$

Em que:

- a) $\overline{\log(x)}$ é a média dos logaritmos decimais das vazões máximas anuais;
- b) $\log(x_i)$ é o logaritmo decimal da vazão máxima correspondente ao ano hidrológico i .

$$s_{\log} = \sqrt{\frac{\sum(\log(x_i) - \overline{\log(x)})^2}{n - 1}} \quad (4.6)$$

Em que:

- a) s_{\log} é o desvio-padrão dos logaritmos das vazões máximas anuais.

$$g_{\log} = \frac{n \sum(\log(x_i) - \overline{\log(x)})^3}{(n - 1)(n - 2)s_{\log}^3} \quad (4.7)$$

Em que:

- a) g_{\log} é o coeficiente de assimetria dos logaritmos das vazões máximas anuais.

Os resultados dos parâmetros descritos acima são apresentados nas Tabelas 4.2 e 4.3, respectivamente considerando e desconsiderando a vazão excepcional. Nota-se que, no primeiro caso, a dispersão e a assimetria da amostra são maiores que no segundo, evidenciando a influência dessa vazão extrema. Cabe destacar ainda que, conforme dito na Seção 2.5.2.3, a série de vazões deve abranger pelo menos 25 anos de registros, o que é respeitado pela amostra em questão, a qual, mesmo desconsiderando a vazão excepcional, possui 27 elementos, isto é, vazões máximas ao longo de 27 anos.

Tabela 4.2 – Parâmetros estatísticos da amostra incluindo a vazão excepcional

Parâmetro	Valor
n	28
\bar{x}	235,04 m ³ /s
s	300,92 m ³ /s
g	3,91
$\overline{\log(x)}$	2,224
S _{log}	0,311
G _{log}	1,41

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 4.3 – Parâmetros estatísticos da amostra desconsiderando a vazão excepcional

Parâmetro	Valor
n	27
\bar{x}	184,15 m ³ /s
s	136,86 m ³ /s
g	2,53
$\overline{\log(x)}$	2,187
S _{log}	0,248
G _{log}	0,78

Fonte: Elaborado pelo autor.

Em relação à definição do período de retorno para o cálculo da vazão de projeto do vertedor, o manual da Eletrobras (2003) recomenda a utilização de um tempo de 1000 anos quando não há risco de perda de vidas humanas em caso de acidentes.

Essa adoção é justificada pela análise realizada no PAE da PCH Macacos (GEOENERGY ENGENHARIA, 2018), que identificou, a jusante da barragem, poucas benfeitorias, que incluem uma ponte rodoviária e algumas habitações, as quais se encontram aparentemente seguras quanto a uma eventual ruptura da barragem, devido à sua elevação e às suas distâncias até a margem do rio e ao aproveitamento hidrelétrico. Portanto, adotou-se um tempo de retorno de 1000 anos.

A estimativa de vazões extremas pode ser feita utilizando distribuições de probabilidade, cujas variáveis de entrada são, em geral, a vazão média da série histórica, o desvio-padrão e o tempo de retorno, o qual pode ser considerado por meio da probabilidade de a vazão ser igualada ou superada em determinado ano, conforme a Equação 4.8. Neste trabalho, são utilizadas as distribuições de Gumbel, Gumbel-Chow, Pearson tipo III e log-Pearson tipo III.

$$P = \frac{1}{T_R} \quad (4.8)$$

Em que:

- a) P é a probabilidade de a vazão ser igualada ou superada em determinado ano;
- b) T_R é o período de retorno, em anos.

A distribuição de Gumbel assume que a quantidade de dados da amostra é infinita, sendo de caráter majoritariamente teórico. A partir da média, do desvio-padrão e do tempo de retorno, a vazão pode ser estimada através da Equação 4.9.

$$Q = \bar{x} - s \left\{ 0,45 + 0,7797 \ln \left[\ln \left(\frac{T_R}{T_R - 1} \right) \right] \right\} \quad (4.9)$$

Em que:

- a) Q é a vazão estimada, em m^3/s .

As distribuições de Gumbel-Chow e Pearson tipo III fornecem a vazão por meio da Equação 4.10, em que o valor do coeficiente K depende do tamanho da amostra e do período de retorno, para Gumbel-Chow, e da probabilidade de excedência e do coeficiente de assimetria, para Pearson tipo III.

$$Q = \bar{x} + K \cdot s \quad (4.10)$$

Em que:

- a) K é um coeficiente cuja determinação depende da distribuição de probabilidade estudada.

Por fim, a distribuição log-Pearson tipo III apresenta uma formulação semelhante às duas últimas, mas utiliza os logaritmos decimais das vazões para o cálculo, conforme a Equação 4.11. Nesta equação, o coeficiente K depende da probabilidade de excedência e do coeficiente de assimetria, assim como na distribuição de Pearson tipo III.

$$\log(Q) = \overline{\log(x)} + K \cdot s_{\log} \quad (4.11)$$

As Tabelas 4.4 e 4.5 contêm as estimativas feitas pelos métodos listados acima, para os dois cenários relativos à vazão excepcional. Mesmo já definido o período de retorno como 1000 anos, são também mostradas as vazões estimadas para outros tempos de retorno, para fins de comparação. Cabe ressaltar que os valores de K apresentados correspondem a interpolações lineares dos valores tabelados. Esses resultados são ilustrados nas Figuras 4.5 e 4.6, sendo que, na primeira, a vazão calculada pela distribuição log-Pearson tipo III para 1000 anos de tempo de retorno foi omitida, a fim de facilitar a visualização das vazões estimadas por meio dos outros métodos.

Tabela 4.4 – Estimativas de vazões de acordo com o período de retorno, utilizando diferentes distribuições de probabilidade e considerando a vazão excepcional

Tempo de retorno (anos)	P (%)	Gumbel	Gumbel-Chow		Pearson tipo III		Log-Pearson tipo III	
		Q (m³/s)	K	Q (m³/s)	K	Q (m³/s)	K	Q (m³/s)
5	20	451,55	0,875	498,28	0,243	308,06	0,704	276,79
10	10	627,62	1,555	702,85	1,018	541,40	1,336	435,17
20	5	796,51	2,413	961,28	1,931	815,97	1,940	669,96
50	2	1015,13	3,051	1153,09	3,267	1218,27	2,709	1161,78
100	1	1178,95	3,683	1343,45	4,345	1542,39	3,277	1743,88
1000	0,1	1720,26	5,773	1972,25	8,161	2690,90	5,108	6462,71

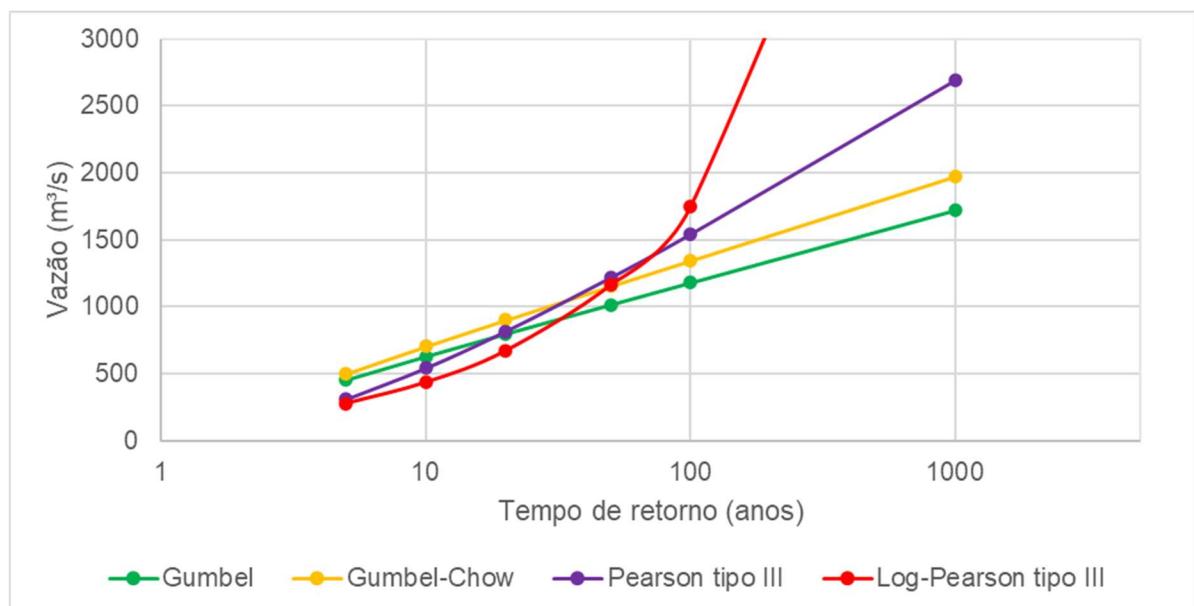
Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 4.5 – Estimativas de vazões de acordo com o período de retorno, utilizando diferentes distribuições de probabilidade e desconsiderando a vazão excepcional

Tempo de retorno (anos)	P (%)	Gumbel	Gumbel-Chow	Pearson tipo III		Log-Pearson tipo III	
		Q (m ³ /s)	K	Q (m ³ /s)	K	Q (m ³ /s)	K
5	20	282,62	0,879	304,47	0,512	254,28	0,782
10	10	362,70	1,561	397,84	1,247	354,78	1,336
20	5	439,51	2,424	515,84	2,013	459,58	1,834
50	2	538,94	3,063	603,38	3,054	602,18	2,442
100	1	613,44	3,699	690,34	3,858	712,12	2,874
1000	0,1	859,63	5,796	977,39	6,583	1085,11	4,209

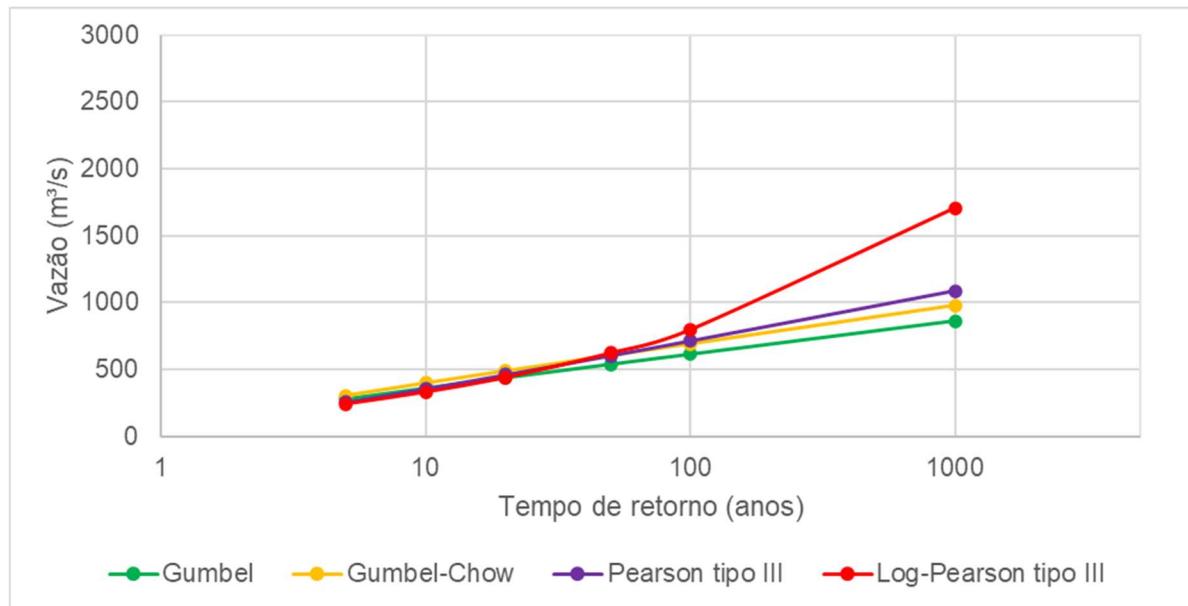
Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 4.5 – Estimativas de vazões de acordo com o período de retorno, utilizando diferentes distribuições de probabilidade e considerando a vazão excepcional



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 4.6 – Estimativas de vazões de acordo com o período de retorno, utilizando diferentes distribuições de probabilidade e desconsiderando a vazão excepcional



Fonte: Elaborado pelo autor.

A partir das Figuras 4.5 e 4.6, percebe-se que para tempos de retorno de até 100 anos, as vazões estimadas pelos quatro métodos são relativamente próximas para a amostra que desconsidera a vazão excepcional. Por outro lado, ao considerar esta vazão, as quatro distribuições fornecem resultados mais distintos entre si, especialmente para períodos de retorno altos. Na Tabela 4.6, são apresentadas apenas as vazões correspondentes a um tempo de retorno de 1000 anos, para facilitar a definição da vazão de projeto do vertedor.

Tabela 4.6 – Estimativas de vazões com período de retorno de 1000 anos

Distribuição	Estimativa considerando a vazão excepcional (m³/s)	Estimativa desconsiderando a vazão excepcional (m³/s)
Gumbel	1720,26	859,63
Gumbel-Chow	1972,25	977,39
Pearson tipo III	2690,90	1085,11
Log-Pearson tipo III	6462,71	1707,31

Fonte: Elaborado pelo autor.

Em primeiro lugar, devido aos valores discrepantes fornecidos pela distribuição log-Pearson tipo III, significativamente superiores aos demais, desconsidera-se esta

distribuição para a definição da vazão de projeto. Além disso, como a distribuição de Gumbel possui caráter majoritariamente teórico, assumindo que a amostra é infinita, esta distribuição também é desconsiderada, restando, assim, os modelos de Gumbel-Chow e Pearson tipo III.

Para as duas distribuições restantes, observa-se uma grande influência da vazão extrema sobre as previsões estatísticas, visto que, ao desconsiderar essa vazão, as estimativas para um tempo de retorno de 1000 anos são, em geral, significativamente menores que ela. Assim, neste trabalho, utiliza-se o caso que leva em consideração a vazão extrema nas estimativas, para garantir que o vertedor e a bacia de dissipação sejam dimensionados de modo a poder escoar uma vazão de intensidade semelhante à máxima registrada. Logo, fazendo a média aritmética das vazões estimadas pelos métodos de Gumbel-Chow e Pearson tipo III, tem-se o resultado mostrado na Equação 4.12, o qual corresponde à vazão com tempo de retorno de 1000 anos, ou vazão milenar.

$$Q_{1000} = \frac{Q_{GC} + Q_P}{2} = \frac{1972,25 + 2690,90}{2} = 2331,58 \text{ m}^3/\text{s} \quad (4.12)$$

Em que:

- a) Q_{1000} é a vazão com tempo de retorno de 1000 anos, em m^3/s ;
- b) Q_{GC} é a vazão estimada pela distribuição de Gumbel-Chow, em m^3/s ;
- c) Q_P é a vazão estimada pela distribuição Pearson tipo III, em m^3/s .

Então, adotando a vazão de projeto do vertedor como 75% do valor obtido pela Equação 4.12, tem-se o resultado mostrado na Equação 4.13, sendo a vazão de projeto tomada como $1750 \text{ m}^3/\text{s}$. Conforme mostrado nas Seções 4.2.1 e 4.2.2, o vertedor é dimensionado utilizando esta vazão e verificado para a vazão milenar.

$$Q_d = 0,75 \cdot Q_{1000} = 0,75 \cdot 2331,58 = 1748,69 \text{ m}^3/\text{s} \approx 1750 \text{ m}^3/\text{s} \quad (4.13)$$

Em que:

- a) Q_d é a vazão de projeto do vertedor, em m^3/s .

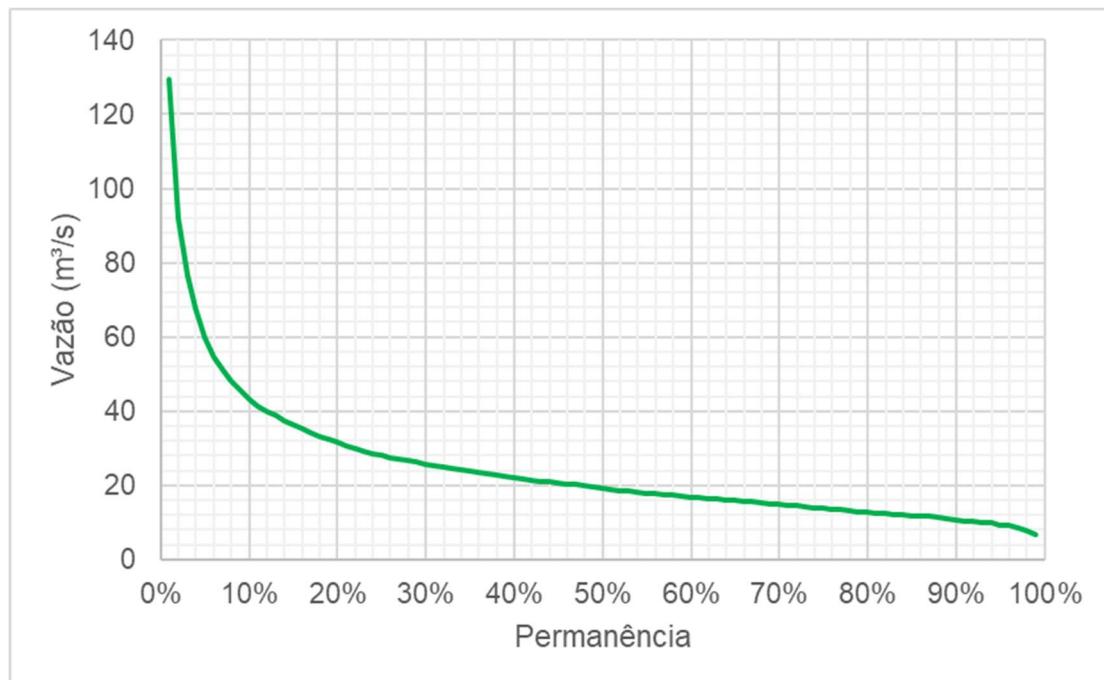
4.1.2 Vazão sanitária

A vazão sanitária geralmente é definida em termos das vazões $Q_{95\%}$ ou $Q_{7,10}$, de acordo com as regulamentações vigentes em cada estado do país. No estado do Paraná, segundo Pinto, Ribeiro e Silva (2016) a vazão máxima outorgável é

estabelecida como 50% de $Q_{95\%}$, ou seja, a vazão sanitária corresponde à porcentagem restante, que também é 50% de $Q_{95\%}$. Por outro lado, Lanna, Benetti e Cobalchini (2003) apresentam o valor da vazão sanitária como 50% de $Q_{7,10}$; logo, neste trabalho são calculados os dois valores e utilizado o maior como a vazão ecológica.

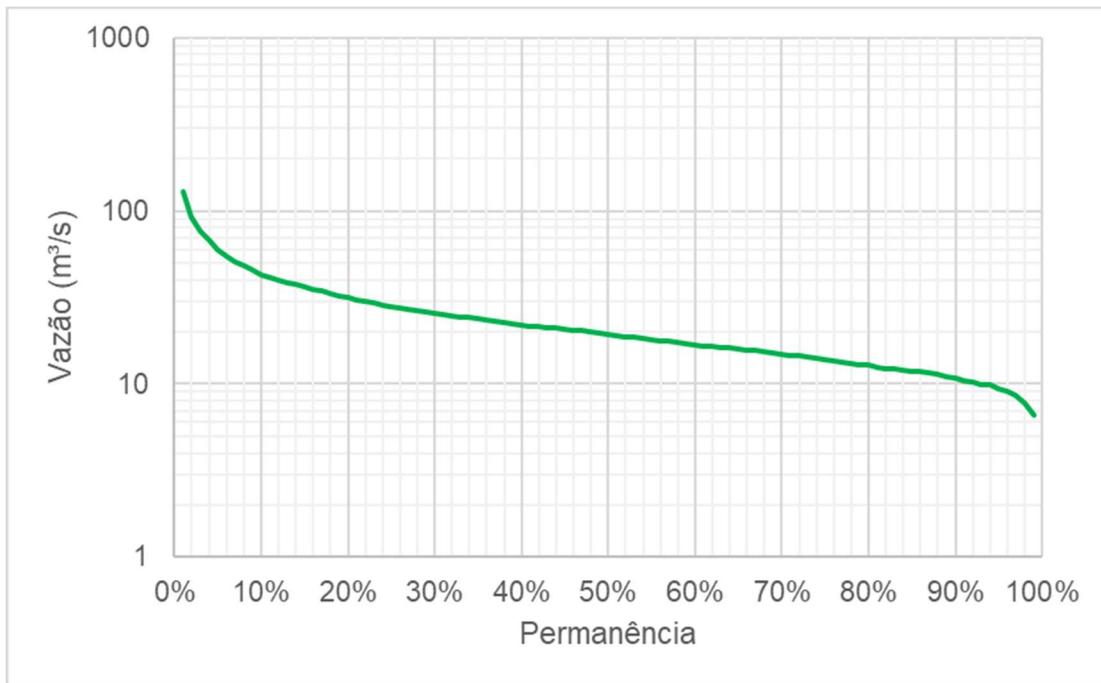
Em primeiro lugar, devem-se tomar as vazões médias diárias regionalizadas (conforme a Equação 4.1) e organizá-las em ordem crescente. Em seguida, são calculadas as vazões correspondentes a permanências de 1 a 99%, por meio das quais é possível obter a curva de permanência (COLLISCHONN; DORNELLES, 2015). Utilizando a série histórica da estação Tamanduá, é encontrada a curva de permanência mostrada na Figura 4.7, a qual é apresentada na Figura 4.8 com o eixo vertical em escala logarítmica para dar ênfase às vazões baixas. A partir dos cálculos realizados, verifica-se que a vazão com permanência de 95% é de 9,36 m³/s, o que é ratificado pelas duas figuras citadas.

Figura 4.7 – Curva de permanência das vazões regionalizadas



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 4.8 – Curva de permanência das vazões regionalizadas, em escala logarítmica



Fonte: Elaborado pelo autor.

Já para o cálculo da vazão $Q_{7,10}$, primeiro devem ser calculadas as médias móveis de sete dias consecutivos da série histórica, resultando em uma nova série de valores denotados por Q_7 . A partir desta série, devem ser determinados os valores mínimos anuais e, em seguida, obtém-se a vazão mínima com período de retorno de 10 anos. A Tabela 4.7 apresenta as vazões Q_7 mínimas anuais, considerando o ano civil, em decorrência da irregularidade dos períodos chuvosos e secos da série histórica. Para as análises estatísticas dessas vazões mínimas, são utilizadas neste trabalho as distribuições de Gumbel-Chow e log-normal.

A distribuição de Gumbel-Chow foi descrita na Seção 4.1.1, estimando a vazão através da Equação 4.10. Por sua vez, a distribuição log-normal emprega a Equação 4.11, em que o parâmetro K normalmente é representado por z , o qual depende da probabilidade de não excedência, para o caso de vazões mínimas. Assim, as Tabelas 4.8 e 4.9 apresentam, nessa ordem, os parâmetros estatísticos da amostra e as estimativas realizadas para um tempo de retorno de 10 anos, que se referem aos valores da vazão $Q_{7,10}$.

Tabela 4.7 – Série de vazões Q₇ mínimas anuais do rio Jaguariaíva medidas pela estação Tamanduá e regionalizadas para o local da PCH Macacos

Ano	Vazão Q ₇ mínima anual (m ³ /s)
1977	12,76
1978	9,18
1979	11,15
1980	14,09
1981	9,87
1982	8,90
1983	25,61
1984	10,12
1985	6,14
1986	7,13
1987	14,62
1988	8,93
1989	12,56
1990	19,09
1991	12,97
1992	15,65
1993	15,02
1994	9,27
1995	12,26
1996	13,57
1997	20,61
1998	18,82
1999	7,21
2000	7,69
2001	21,35
2002	14,35
2003	9,03

Fonte: Elaborado pelo autor.

Vale mencionar que, como mostra a Tabela 4.7, foram desconsideradas as vazões mínimas dos anos 1976 e 2004, devido ao fato de as medições realizadas nesses anos não abrangerem todos os meses. Assim, a amostra de vazões mínimas possui 27 elementos, ou seja, 27 anos.

Tabela 4.8 – Parâmetros estatísticos da amostra de vazões mínimas

Parâmetro	Valor
n	27
\bar{x}	10,46 m ³ /s
s	3,96 m ³ /s
g	0,88
$\overline{\log(x)}$	0,991
S _{log}	0,159
G _{log}	0,151

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 4.9 – Estimativas da vazão Q_{7,10}

Tempo de retorno (anos)	P (%)	Gumbel-Chow		Log-normal	
		K	Q (m ³ /s)	z	Q (m ³ /s)
10	10	-1,561	4,29	-1,282	6,12

Fonte: Elaborado pelo autor.

Fazendo a média aritmética dos valores de vazão estimados pelos métodos de Gumbel-Chow e log-normal, tem-se o resultado mostrado na Equação 4.14, isto é, 5,21 m³/s. Como este valor é inferior à vazão Q_{95%}, o valor desta vazão é tomado como base para o cálculo da vazão sanitária, conforme a Equação 4.15.

$$Q_{7,10} = \frac{Q_{GC} + Q_{LN}}{2} = \frac{4,29 + 6,12}{2} = 5,21 \text{ m}^3/\text{s} \quad (4.14)$$

Em que:

- a) Q_{GC} é a vazão estimada pela distribuição de Gumbel-Chow, em m³/s;
- b) Q_{LN} é a vazão estimada pela distribuição log-normal, em m³/s.

$$Q_S = 0,5 \cdot Q_{95\%} = 0,5 \cdot 9,36 = 4,68 \text{ m}^3/\text{s} \quad (4.15)$$

Em que:

- a) Q_S é a vazão sanitária, em m³/s.

Algumas alternativas podem ser adotadas para garantir o escoamento da vazão sanitária calculada pela Equação 4.15; dentre elas, podem-se listar um descarregador de fundo, uma escada para peixes e uma tubulação cuja vazão é lançada sobre o vertedor ou logo a jusante deste. Com vistas a, além de escoar a vazão sanitária, proporcionar a remoção de sedimentos depositados no fundo do reservatório, é

escolhida neste trabalho a opção do descarregador de fundo, por meio de dois condutos instalados um em cada margem, adjacentes ao vertedor e dotados de uma válvula para eventual controle da vazão. Adotam-se condutos circulares de concreto cuja cota da geratriz inferior corresponde à cota da base do vertedor, que vale 536,00 m, conforme a Seção 4.2.2. Com relação ao comprimento das tubulações, este depende das dimensões do barramento, as quais não são abordadas neste trabalho, com exceção da borda livre (Seção 5). Contudo, pode-se fazer uma estimativa a partir das dimensões do vertedor; assim, medindo-se o comprimento horizontal a partir da base do vertedor mostrado na Figura 4.16 até o paramento de jusante, é obtido um valor de cerca de 15 m.

A partir dos dados apontados acima, pode-se realizar o dimensionamento das tubulações da vazão sanitária. Para isso, considera-se uma situação crítica na qual o NA de montante se situa na metade da altura do vertedor e o NA de jusante corresponde à cota de fundo da bacia de dissipação acrescida de metade da altura d'água normal do regime fluvial. Conforme as Seções 4.2.1 e 4.2.2, as cotas da crista do vertedor e do fundo da bacia de dissipação valem, respectivamente, 551,70 m e 533,63 m; além disso, a altura do vertedor e a altura d'água a jusante são iguais a 15,70 m e 6,28 m, nessa ordem. Logo, os níveis d'água de montante e jusante para o dimensionamento dos condutos da vazão sanitária são calculados através das Equações 4.16 e 4.17.

$$NA_m = El_{crista} - 0,5 \cdot p = 551,70 - 0,5 \cdot 15,70 = 543,85 \text{ m} \quad (4.16)$$

Em que:

- a) NA_m é nível d'água a montante do vertedor, em m;
- b) El_{crista} é a elevação da crista do vertedor, em m;
- c) p é a altura do vertedor, em m.

$$NA_j = CF + 0,5 \cdot y_2 = 533,63 + 0,5 \cdot 6,28 = 536,77 \text{ m} \quad (4.17)$$

Em que:

- a) NA_j é nível d'água a jusante do vertedor após o ressalto hidráulico, em m;
- b) CF é a cota de fundo da bacia de dissipação, em m;
- c) y_2 é a altura d'água conjugada do ressalto hidráulico correspondente ao regime fluvial, em m.

Com isso, a diferença entre os níveis d'água de montante e jusante é dada pela Equação 4.18. Logo, a capacidade de vazão total das duas tubulações pode ser

calculada pela lei dos orifícios, apresentada na Equação 4.19. Como se trata de tubos curtos, o coeficiente de descarga pode ser obtido por meio de tabelas, como aquela fornecida por Lencastre (1972) e apresentada na Tabela 4.10, para condutos circulares de concreto com entrada em aresta viva. Para o diâmetro, adota-se um valor de 60 cm (diâmetro interno), levando a um coeficiente de descarga igual a 0,71, conforme a Tabela 4.10 e considerando um comprimento de 15 m.

$$H = NA_m - NA_j = 543,85 - 536,77 = 7,08 \text{ m} \quad (4.18)$$

Em que:

- a) H é a diferença entre os níveis d'água a montante e a jusante do vertedor, em m;

Tabela 4.10 – Valores do coeficiente de descarga em função do comprimento L e do diâmetro D para condutos circulares de concreto com entrada em aresta viva

L (m)	D (m)								
	0,15	0,30	0,45	0,60	0,75	0,90	1,05	1,20	1,50
3	0,74	0,80	0,81	0,80	0,80	0,79	0,78	0,77	0,76
6	0,64	0,74	0,77	0,78	0,78	0,77	0,77	0,76	0,75
9	0,58	0,69	0,73	0,75	0,76	0,76	0,76	0,75	0,74
12	0,53	0,65	0,70	0,73	0,74	0,74	0,74	0,74	0,74
15	0,49	0,62	0,68	0,71	0,72	0,73	0,73	0,73	0,73
18	0,46	0,59	0,65	0,69	0,71	0,72	0,72	0,72	0,72
21	0,43	0,57	0,63	0,67	0,69	0,70	0,71	0,71	0,71
24	0,41	0,54	0,61	0,65	0,68	0,69	0,70	0,70	0,71
27	0,39	0,52	0,60	0,64	0,66	0,68	0,69	0,70	0,70
30	0,37	0,51	0,58	0,62	0,65	0,67	0,68	0,69	0,70
33	0,36	0,49	0,56	0,61	0,64	0,66	0,67	0,68	0,69
36	0,35	0,48	0,55	0,60	0,63	0,65	0,66	0,67	0,68
39	0,33	0,46	0,54	0,59	0,62	0,64	0,65	0,66	0,68
42	0,32	0,45	0,53	0,58	0,61	0,63	0,65	0,66	0,67

Fonte: Lencastre (1972).

$$Q = C_d A \sqrt{2gH} = 0,71 \cdot 2 \cdot \frac{\pi \cdot 0,60^2}{4} \sqrt{2 \cdot 9,8 \cdot 7,08} = 4,73 \text{ m}^3/\text{s} \quad (4.19)$$

Em que:

- a) Q é a vazão escoada pelas tubulações da vazão sanitária;
- b) C_d é o coeficiente de descarga;
- c) A é a área da seção transversal dos condutos, em m^2 ;
- d) g é a aceleração da gravidade, adotada como $9,8 \text{ m/s}^2$.

Como a vazão calculada pela Equação 4.19, de $4,73 \text{ m}^3/\text{s}$, é superior à vazão sanitária definida anteriormente, de $4,68 \text{ m}^3/\text{s}$, o dimensionamento realizado é suficiente para garantir o escoamento da vazão ecológica.

4.2 VERTEDOR DE SOLEIRA LIVRE

A primeira alternativa considerada para o vertedor é a soleira livre, que é o caso do vertedor da PCH Macacos, com 150 m de extensão. O dimensionamento do vertedor é apresentado na Seção 4.2.1, enquanto os cálculos relativos à bacia de dissipação são mostrados na Seção 4.2.2.

4.2.1 Vertedor

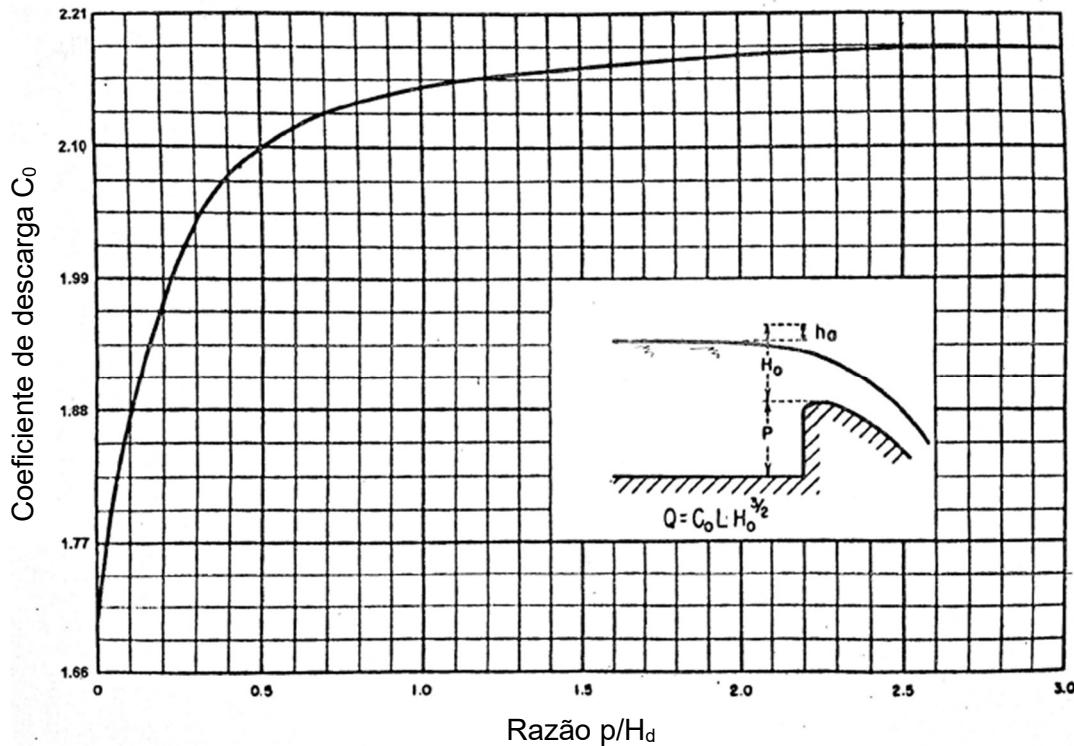
A partir da vazão de projeto do vertedor e da sua largura, é possível obter a carga de projeto, conforme a Equação 4.20. Para isso, contudo, é preciso determinar o coeficiente de descarga, o que pode ser feito a partir do gráfico da Figura 4.9, de acordo com a razão entre a altura do vertedor e a carga de projeto. Nesta figura, os valores do eixo vertical foram corrigidos para compatibilização com as unidades utilizadas neste trabalho. Adotando inicialmente um coeficiente de descarga de 2,18, encontra-se uma carga de projeto de 3,06 m.

$$Q_d = C_0 \cdot L \cdot H_d^{3/2} \Rightarrow 1750 = 2,18 \cdot 150 \cdot H_d^{3/2} \Rightarrow H_d = 3,06 \text{ m} \quad (4.20)$$

Em que:

- a) Q_d é a vazão de projeto do vertedor, em m^3/s ;
- b) C_0 é o coeficiente de descarga referente à carga de projeto do vertedor;
- c) L é a largura do vertedor, em m;
- d) H_d é a carga de projeto do vertedor, em m.

Figura 4.9 – Coeficiente de descarga do vertedor em função da razão entre a altura e a carga de projeto



Fonte: Adaptado de United States Department of the Interior (1987).

Deve-se verificar se o coeficiente de descarga adotado é correto; para isso, calcula-se a razão entre a altura e a carga de projeto do vertedor e determina-se o coeficiente de descarga por meio da Figura 4.9, como mostra a Equação 4.21. Como o resultado é igual ao valor adotado inicialmente, o cálculo da carga de projeto é corroborado.

$$\frac{p}{H_d} = \frac{15,70}{3,06} = 5,13 \Rightarrow C_0 = 2,18 \quad (4.21)$$

Em que:

- a) p é a altura do vertedor, em m.

Para o perfil do vertedor, adota-se um perfil Creager para a crista, válido até o ponto de tangência, a partir do qual o perfil é retilíneo com inclinação 1V:0,8H até o pé do vertedor, onde há um trecho em arco de circunferência para concordância com o início da bacia de dissipação. O perfil Creager pode ser determinado pela Equação 4.22, cujos parâmetros n e k valem, respectivamente, 1,85 e 2, segundo o critério do USBR (UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, 1974), visto que o paramento de montante é vertical. A equação do perfil utiliza um sistema de coordenadas com origem no ponto mais alto da crista do vertedor, em que as

abscissas são positivas para a direita e as ordenadas são positivas para baixo. Já o raio de concordância no pé do vertedor é obtido por meio da Equação 4.23.

$$y = \frac{1}{k} \cdot \frac{x^n}{H_d^{n-1}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{x^{1,85}}{3,06^{0,85}} = 0,193 \cdot x^{1,85} \quad (4.22)$$

Em que:

- a) y é a ordenada a partir do ponto mais alto da crista do vertedor, com sentido positivo para baixo, em m;
- b) k é um coeficiente fornecido pelo United States Department of the Interior (1974);
- c) x é a abscissa a partir do ponto mais alto da crista do vertedor, com sentido positivo para a direita, em m;
- d) n é um coeficiente fornecido pelo United States Department of the Interior (1974).

$$R = \sqrt{p \cdot H_d} = \sqrt{15,70 \cdot 3,06} = 6,93 \text{ m} \quad (4.23)$$

Em que:

- a) R é o raio de concordância no pé do vertedor, em m.

Para fazer a concordância da parábola do perfil Creager com o paramento de montante do vertedor, que é vertical, há dois arcos de circunferência com raios diferentes, dados em função da carga de projeto pelo United States Department of the Interior (1974). Como o paramento de montante é vertical, esses raios são obtidos conforme as Equações 4.24 e 4.25 e, nas Equações 4.26 e 4.27, são calculadas as distâncias em projeção horizontal do final desses arcos até a origem do sistema de coordenadas, no ponto mais alto da crista.

$$R_1 = 0,5 \cdot H_d = 0,5 \cdot 3,06 = 1,53 \text{ m} \quad (4.24)$$

Em que:

- a) R_1 é o raio do primeiro arco de circunferência a montante do trecho parabólico da crista, em m.

$$R_2 = 0,2 \cdot H_d = 0,2 \cdot 3,06 = 0,61 \text{ m} \quad (4.25)$$

Em que:

- a) R_2 é o raio do segundo arco de circunferência a montante do trecho parabólico da crista, em m.

$$d_1 = 0,175 \cdot H_d = 0,175 \cdot 3,06 = 0,54 \text{ m} \quad (4.26)$$

Em que:

- a) d_1 é a distância em projeção horizontal do final do primeiro arco de circunferência até a origem do sistema de coordenadas, em m.

$$d_2 = 0,282 \cdot H_d = 0,282 \cdot 3,06 = 0,86 \text{ m} \quad (4.27)$$

Em que:

- a) d_2 é a distância em projeção horizontal do final do segundo arco de circunferência até a origem do sistema de coordenadas, em m.

Em relação ao ponto de tangência, suas coordenadas podem ser determinadas derivando a equação do perfil parabólico em relação ao eixo x e igualando o resultado à inclinação do paramento de jusante, como mostrado nas Equações 4.28 e 4.29.

$$\frac{dy}{dx} = 0,193 \cdot 1,85 \cdot x_{PT}^{0,85} = \frac{1}{0,8} \Rightarrow x_{PT} = 4,37 \text{ m} \quad (4.28)$$

Em que:

- a) x_{PT} é a abscissa do ponto de tangência, em m.

$$y_{PT} = 0,193 \cdot x_{PT}^{1,85} = 0,193 \cdot 4,37^{1,85} = 2,95 \text{ m} \quad (4.29)$$

Em que:

- a) y_{PT} é a ordenada do ponto de tangência, em m.

Definida a carga de projeto, é possível encontrar a vazão do vertedor em função da carga sobre este, o que é feito pela lei dos vertedores, apresentada na Equação 4.30. Contudo, o coeficiente de descarga varia de acordo com a carga, podendo ser determinado a partir do gráfico da Figura 4.10.

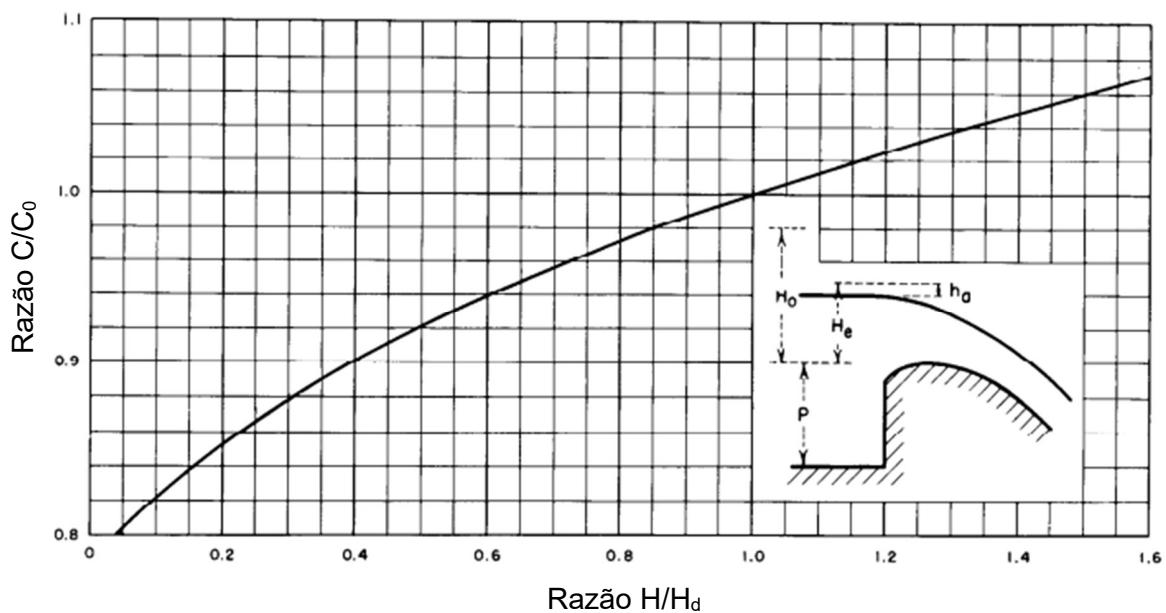
$$Q = C \cdot L \cdot H^{3/2} \quad (4.30)$$

Em que:

- a) Q é a vazão vertida, em m^3/s ;
- b) C é o coeficiente de descarga referente à carga sobre o vertedor;
- c) H é a carga sobre o vertedor, em m.

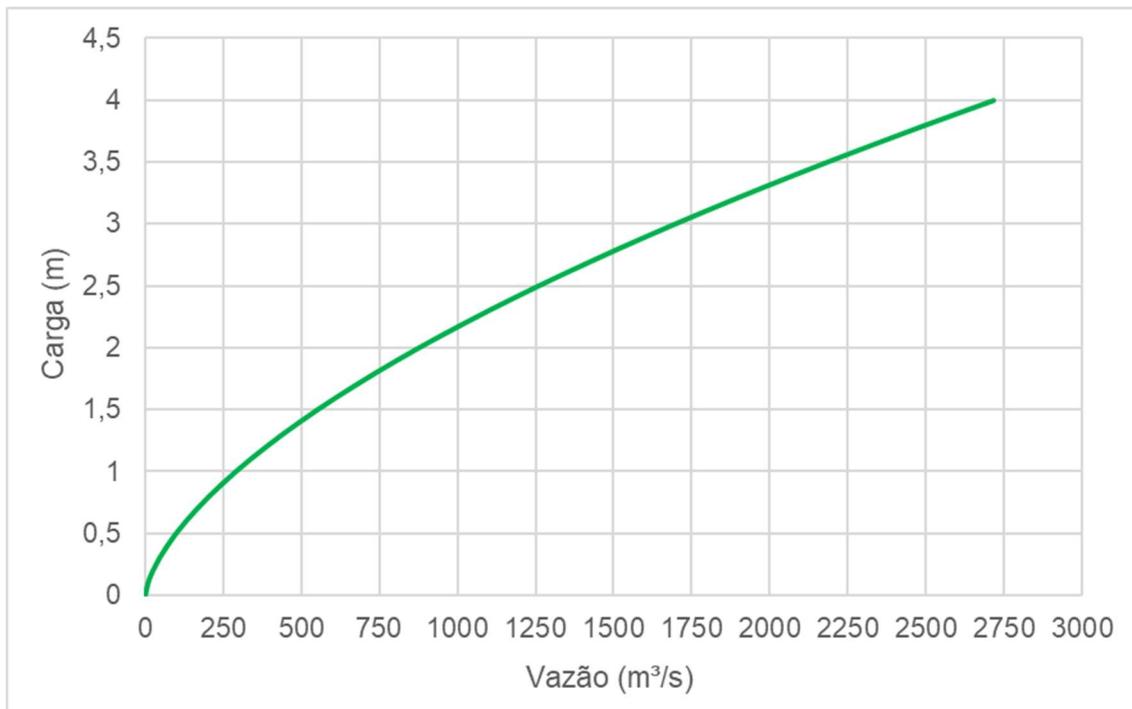
Através da Equação 4.30, variando o valor da carga e obtendo os respectivos coeficientes de descarga pelo gráfico da Figura 4.10, encontra-se a curva de descarga do vertedor, com a relação entre a carga e a vazão mostrada nas Figuras 4.11 e 4.12, com formato adimensional nesta última.

Figura 4.10 – Coeficiente de descarga do vertedor em função da razão entre a carga sobre o vertedor e a carga de projeto



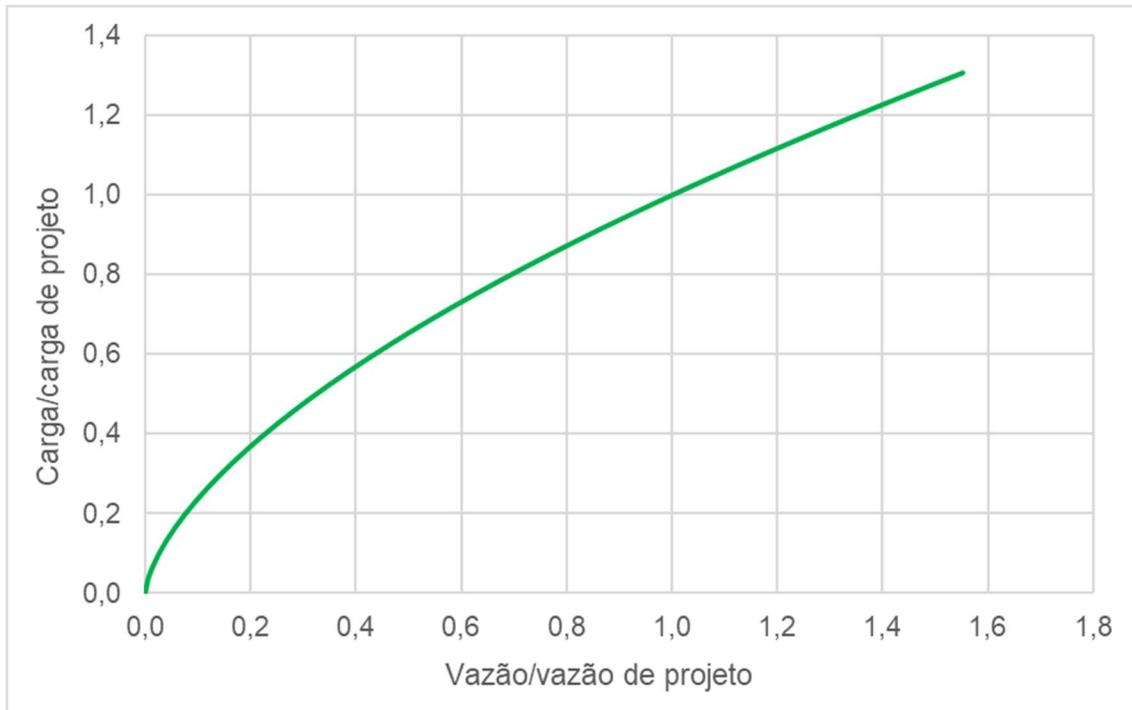
Fonte: Adaptado de United States Department of the Interior (1987).

Figura 4.11 – Curva de descarga para o vertedor de soleira livre



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 4.12 – Curva de descarga para o vertedor de soleira livre, na forma adimensional



Fonte: Elaborado pelo autor.

Como comentado na Seção 4.1.1, o vertedor deve ser dimensionado utilizando a vazão de projeto e verificado para a vazão milenar. Essa verificação refere-se à avaliação da razão entre a carga sobre o vertedor e a carga de projeto, a qual não deve superar 1,33 a fim de evitar problemas decorrentes da cavitação. Logo, a máxima carga admissível é dada pela Equação 4.31; para essa relação entre as cargas máxima e de projeto, a Figura 4.10 fornece um coeficiente de descarga de 1,04 vezes o coeficiente C_0 , resultando no valor mostrado na Equação 4.32. Assim, utilizando a Equação 4.30, tem-se a vazão máxima admissível calculada pela Equação 4.33, a qual é superior à vazão milenar, de cerca de 2332 m³/s; portanto, a verificação em questão é atendida.

$$H_{max} = 1,33 \cdot H_d = 1,33 \cdot 3,06 = 4,07 \text{ m} \quad (4.31)$$

Em que:

- a) H_{max} é a carga máxima admissível sobre o vertedor, em m.

$$C = 1,04 \cdot C_0 = 1,04 \cdot 2,18 = 2,27 \quad (4.32)$$

$$Q_{max} = C \cdot L \cdot H_{max}^{3/2} = 2,27 \cdot 150 \cdot 4,07^{3/2} = 2796 \text{ m}^3/\text{s} \quad (4.33)$$

Em que:

- a) Q_{max} é a vazão máxima admissível para o vertedor, em m³/s.

Na Tabela 4.11, mostra-se a relação entre as coordenadas do perfil da lâmina d'água sobre o vertedor e a carga de projeto, para valores da razão entre a carga e a carga de projeto iguais a 1,00 e 1,33, considerando que não há pilares. Já na Tabela 4.12, são apresentadas as coordenadas do perfil da lâmina d'água, calculadas a partir da carga de projeto de 3,06 m. Nesta última tabela, não são incluídas as coordenadas para valores de x/H_d iguais a 1,6 e 1,8, pois elas ultrapassam o ponto de tangência.

Tabela 4.11 – Relação entre as coordenadas do perfil da lâmina d'água e a carga de projeto do vertedor, para H/H_d igual a 1,00 e 1,33 e considerando a não existência de pilares

x/H_d	y/H_d para $H/H_d = 1,00$	y/H_d para $H/H_d = 1,33$
-1,0	-0,933	-1,210
-0,8	-0,915	-1,185
-0,6	-0,893	-1,151
-0,4	-0,865	-1,110
-0,2	-0,821	-1,060
0,0	-0,755	-1,000
0,2	-0,681	-0,919
0,4	-0,586	-0,821
0,6	-0,465	-0,705
0,8	-0,320	-0,569
1,0	-0,145	-0,411
1,2	0,055	-0,220
1,4	0,294	-0,002
1,6	0,563	0,243
1,8	0,857	0,531

Fonte: Chow (1959).

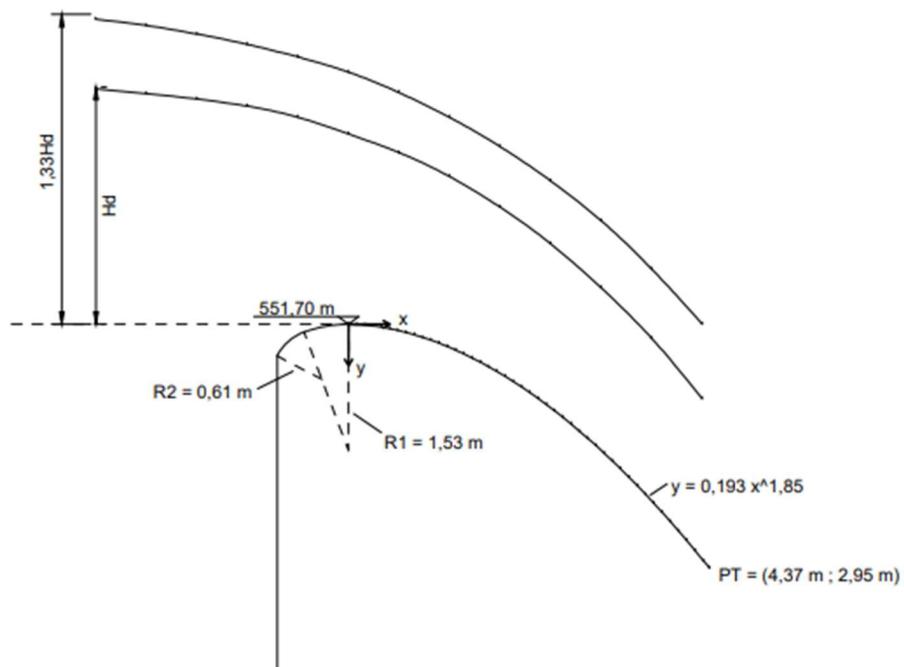
A partir das coordenadas calculadas e da equação do perfil Creager, é possível desenhar o perfil da soleira vertente com a demarcação da lâmina d'água, o que é mostrado na Figura 4.13. Nesta figura, indicam-se também o sistema de coordenadas, o ponto de tangência e os raios dos arcos de circunferência a montante do ponto mais alto da soleira.

Tabela 4.12 – Coordenadas do perfil da lâmina d'água sobre o vertedor, para H/H_d igual a 1,00 e 1,33

x/H_d	x (m)	y para $H/H_d = 1,00$ (m)	y para $H/H_d = 1,33$ (m)
-1	-3,060	-2,855	-3,703
-0,8	-2,448	-2,800	-3,626
-0,6	-1,836	-2,733	-3,522
-0,4	-1,224	-2,647	-3,397
-0,2	-0,612	-2,512	-3,244
0,0	0,000	-2,310	-3,060
0,2	0,612	-2,084	-2,812
0,4	1,224	-1,793	-2,512
0,6	1,836	-1,423	-2,157
0,8	2,448	-0,979	-1,741
1	3,060	-0,444	-1,258
1,2	3,672	0,168	-0,673
1,4	4,284	0,900	-0,006

Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 4.13 – Perfil da soleira e da lâmina d'água sobre o vertedor, para H/H_d igual a 1,00 e 1,33



Fonte: Elaborado pelo autor.

4.2.2 Bacia de dissipação

Com base no PAE da PCH Macacos (GEOENERGY ENGENHARIA, 2018), verifica-se que a cota do nível d'água a jusante do vertedor, no regime fluvial, é igual a 539,91 m. Já o NA de montante é igual à cota do topo da soleira vertente mais a carga de projeto, conforme a Equação 4.34. Além disso, a diferença entre a cota da crista do vertedor e o NA de jusante é dada pela Equação 4.35.

$$NA_m = El_{crista} + H_d = 551,70 + 3,06 = 554,76 \text{ m} \quad (4.34)$$

$$D = El_{crista} - NA_j = 551,70 - 539,91 = 11,79 \text{ m} \quad (4.35)$$

Em que:

- a) D é a diferença entre a cota da crista do vertedor e o NA de jusante, em m;
- b) NA_j é a cota do nível d'água do regime fluvial a jusante do vertedor, em m.

Assim, pode-se dimensionar a bacia de dissipação através da metodologia proposta por Elevatorski (1959), considerando a formação de um ressalto hidráulico a jusante do vertedor. Inicialmente, obtém-se a vazão unitária a jusante, dada pela vazão de projeto dividida pela largura do vertedor, conforme a Equação 4.36.

$$q = \frac{Q_d}{L} = \frac{1750}{150} = 11,67 \text{ m}^2/\text{s} \quad (4.36)$$

Em que:

- a) q é a vazão unitária a jusante do vertedor, em m^2/s .

Em seguida, para uma estimativa preliminar da cota de fundo, podem ser utilizados três coeficientes adimensionais cuja relação é fornecida por Schreiber (1978), pelo gráfico da Figura 4.14; assim, calculam-se dois adimensionais e o terceiro é obtido a partir desse gráfico. As Equações 4.37 e 4.38 apresentam o cálculo dos dois primeiros coeficientes; a partir desses valores, encontra-se para o terceiro adimensional um valor de cerca de 6,00. Então, pode ser determinada a diferença entre as cotas da crista do vertedor e do fundo da bacia de dissipação, como mostrado na Equação 4.39.

$$\Pi_1 = \frac{\sqrt{g} \cdot H_d^{3/2}}{q} = \frac{\sqrt{9,8} \cdot 3,06^{3/2}}{11,67} = 1,44 \quad (4.37)$$

Em que:

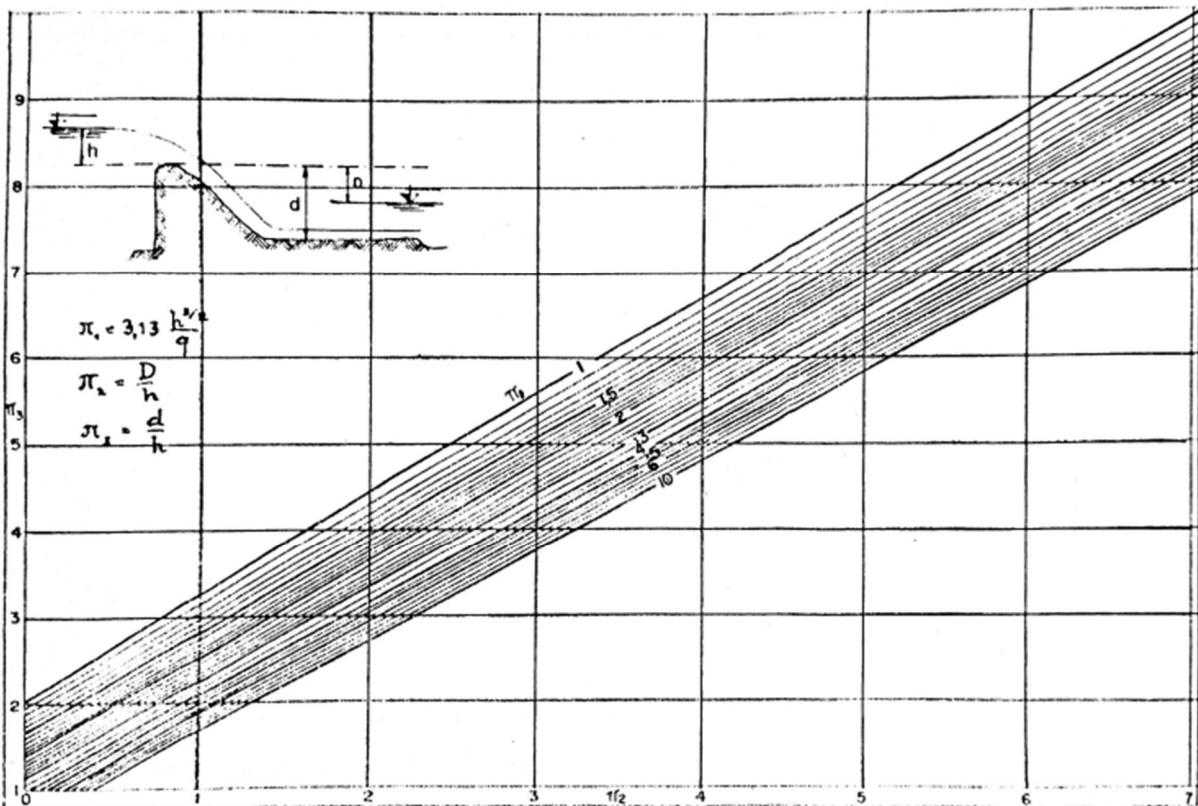
- a) Π_1 é o primeiro coeficiente adimensional.

$$\Pi_2 = \frac{D}{H_d} = \frac{11,79}{3,06} = 3,85 \quad (4.38)$$

Em que:

- a) Π_2 é o segundo coeficiente adimensional.

Figura 4.14 – Relação entre os coeficientes adimensionais para a estimativa preliminar da cota de fundo da bacia de dissipação



Fonte: Schreiber (1978).

$$\Pi_3 = \frac{d}{H_d} = 6,00 \Rightarrow \frac{d}{3,06} = 6,00 \Rightarrow d = 18,36 \text{ m} \quad (4.39)$$

Em que:

- a) Π_3 é o terceiro coeficiente adimensional;
 b) d é a diferença entre as cotas da crista do vertedor e do fundo da bacia de dissipação, em m.

Com o resultado da Equação 4.39, o valor preliminar da cota de fundo da bacia é calculado por meio da Equação 4.40. Então, a velocidade teórica do escoamento no pé do vertedor é dada pela Equação 4.42, em que a diferença entre as cotas do NA de montante e do fundo da bacia de dissipação é calculada conforme a Equação 4.41.

Essa velocidade teórica deve ser corrigida por meio de um fator que pode ser retirado do gráfico da Figura 4.15, cujos parâmetros de entrada são calculados pelas Equações 4.43 e 4.44, considerando 1 metro igual a aproximadamente 3,28 pés.

$$CF = El_{crista} - d = 551,70 - 18,36 = 533,34 \text{ m} \quad (4.40)$$

$$Z = NA_m - CF = 554,76 - 533,34 = 21,42 \text{ m} \quad (4.41)$$

Em que:

- a) Z é a diferença entre as cotas do NA de montante e do fundo da bacia de dissipação, em m.

$$V_t = \sqrt{2g\left(Z - \frac{H_d}{2}\right)} = \sqrt{2 \cdot 9,8\left(21,42 - \frac{3,06}{2}\right)} = 19,74 \text{ m/s} \quad (4.42)$$

Em que:

- a) V_t é a velocidade teórica no pé do vertedor, em m/s.

$$H_d = 3,28 \cdot 3,06 \approx 10,0 \text{ pés} \quad (4.43)$$

Em que:

- a) H_d é a carga de projeto do vertedor, em pés.

$$Z = 3,28 \cdot 21,42 \approx 70,3 \text{ pés} \quad (4.44)$$

Em que:

- a) Z é a diferença entre as cotas do NA de montante e do fundo da bacia de dissipação, em pés.

Entrando com os valores das Equações 4.43 e 4.44 na Figura 4.15, encontra-se uma razão de 0,93 entre a velocidade real e a velocidade teórica. Logo, a velocidade real, que corresponde à velocidade do regime torrencial do ressalto hidráulico, é calculada a partir da Equação 4.45. A partir desta velocidade, calcula-se pela Equação 4.46 a altura d'água conjugada do ressalto referente ao regime torrencial; além disso, o número de Froude correspondente é determinado por meio da Equação 4.47, resultando em um número maior do que 1, compatível com o regime torrencial.

$$\frac{V_r}{V_t} = 0,93 \Rightarrow V_r = V_1 = 0,93 \cdot 19,74 = 18,36 \text{ m/s} \quad (4.45)$$

Em que:

- a) V_r é a velocidade real no pé do vertedor, em m/s;
b) V_1 é a velocidade da água no regime torrencial do ressalto hidráulico a jusante do vertedor, em m/s.

$$q = V_1 y_1 \Rightarrow y_1 = \frac{q}{V_1} = \frac{11,67}{18,36} = 0,64 \text{ m} \quad (4.46)$$

Em que:

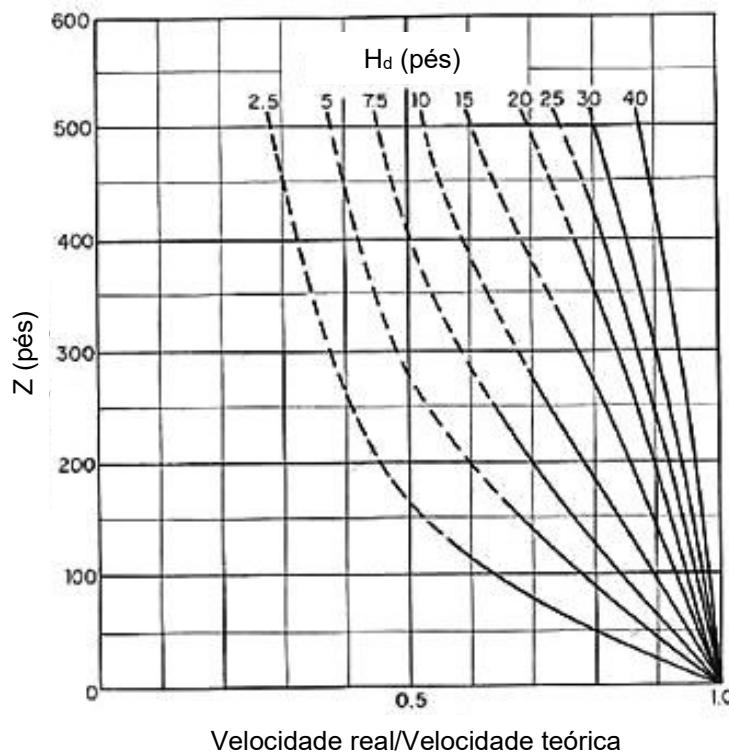
- a) y_1 é a d'água conjugada do ressalto hidráulico correspondente ao regime torrencial, em m.

$$Fr_1^2 = \frac{q^2}{gy_1^3} = \frac{11,67^2}{9,8 \cdot 0,64^3} = 53,01 \Rightarrow Fr_1 = 7,28 > 1 \quad (4.47)$$

Em que:

- a) Fr_1 é o número de Froude do escoamento torrencial do ressalto hidráulico.

Figura 4.15 – Razão entre a velocidade real e a teórica no pé do vertedor, em função da carga sobre o vertedor e da diferença entre o NA de montante e a cota do fundo da bacia



Fonte: Adaptado de United States Department of the Interior (1974).

A relação entre as alturas conjugadas do ressalto hidráulico pode ser encontrada através da Equação 4.48; assim, a altura d'água conjugada relativa ao regime fluvial é calculada pela Equação 4.49. Então, determina-se o NA de jusante pela Equação 4.50, o qual deve ser comparado com o valor real, verificando-se, assim, se a cota de fundo arbitrada inicialmente está correta.

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right) = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \cdot 53,01} - 1 \right) = 9,81 \quad (4.48)$$

$$y_2 = 9,81 \cdot y_1 = 9,81 \cdot 0,64 = 6,28 \text{ m} \quad (4.49)$$

$$NA_j = CF + y_2 = 533,34 + 6,28 = 539,62 \text{ m} \neq 539,91 \text{ m} \quad (4.50)$$

Uma vez que o nível d'água de jusante não é compatível com o valor real, deve ser feita uma nova estimativa para a cota do fundo da bacia de dissipação. Para a nova estimativa, adota-se o valor arbitrado inicialmente acrescido da diferença entre os valores real e calculado do NA de jusante, como mostra a Equação 4.51. São, então, refeitos os cálculos descritos acima, os quais são mostrados nas Equações 4.52 a 4.60, sendo novamente encontrada uma razão de 0,93 entre a velocidade real e a velocidade teórica no pé do vertedor.

$$CF = 533,34 + (539,91 - 539,62) = 533,63 \text{ m} \quad (4.51)$$

$$Z = NA_m - CF = 554,76 - 533,63 = 21,13 \text{ m} \quad (4.52)$$

$$V_t = \sqrt{2g \left(Z - \frac{H_d}{2} \right)} = \sqrt{2 \cdot 9,8 \left(21,13 - \frac{3,06}{2} \right)} = 19,60 \text{ m/s} \quad (4.53)$$

$$Z = 3,28 \cdot 21,13 \approx 69,3 \text{ pés} \quad (4.54)$$

$$\frac{V_r}{V_t} = 0,93 \Rightarrow V_r = V_1 = 0,93 \cdot 19,60 = 18,23 \text{ m/s} \quad (4.55)$$

$$q = V_1 y_1 \Rightarrow y_1 = \frac{q}{V_1} = \frac{11,67}{18,23} = 0,64 \text{ m} \quad (4.56)$$

$$Fr_1^2 = \frac{q^2}{gy_1^3} = \frac{11,67^2}{9,8 \cdot 0,64^3} = 53,01 \Rightarrow Fr_1 = 7,28 > 1 \quad (4.57)$$

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right) = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \cdot 53,01} - 1 \right) = 9,81 \quad (4.58)$$

$$y_2 = 9,81 \cdot y_1 = 9,81 \cdot 0,64 = 6,28 \text{ m} \quad (4.59)$$

$$NA_j = CF + y_2 = 533,63 + 6,28 = 539,91 \text{ m} \quad (4.60)$$

Desta vez, o NA de jusante calculado é compatível com o valor real, validando a cota de fundo adotada, ou seja, 533,63 m. Pode-se, então, calcular a altura do muro lateral do vertedor, ou muro ala, cuja borda livre em relação ao NA de jusante é dada pela Equação 4.61. Na Figura 4.16, apresenta-se o perfil geral do vertedor e da bacia de dissipação, com um esquema do ressalto hidráulico e das lâminas d'água sobre o

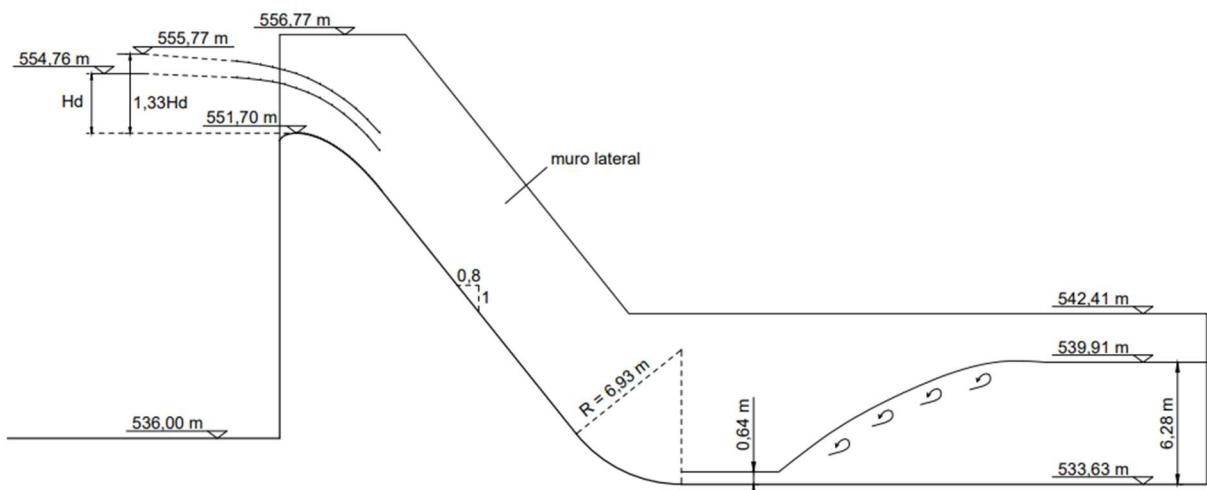
vertedor, considerando valores da razão entre a carga e a carga de projeto iguais a 1,00 e 1,33. Cabe destacar que, ao lado da crista da soleira vertente, o topo do muro ala foi considerado 1 m acima da cota referente à máxima carga admissível sobre o vertedor; além disso, a inclinação desse muro na região do paramento de jusante foi adotada como a mesma deste paramento, ou seja, 1V:0,8H.

$$h = 0,1(y_2 + V_1) = 0,1(6,28 + 18,23) = 2,45 \text{ m} \approx 2,50 \text{ m} \quad (4.61)$$

Em que:

- a) h é a borda livre do muro ala em relação ao NA de jusante, em m.

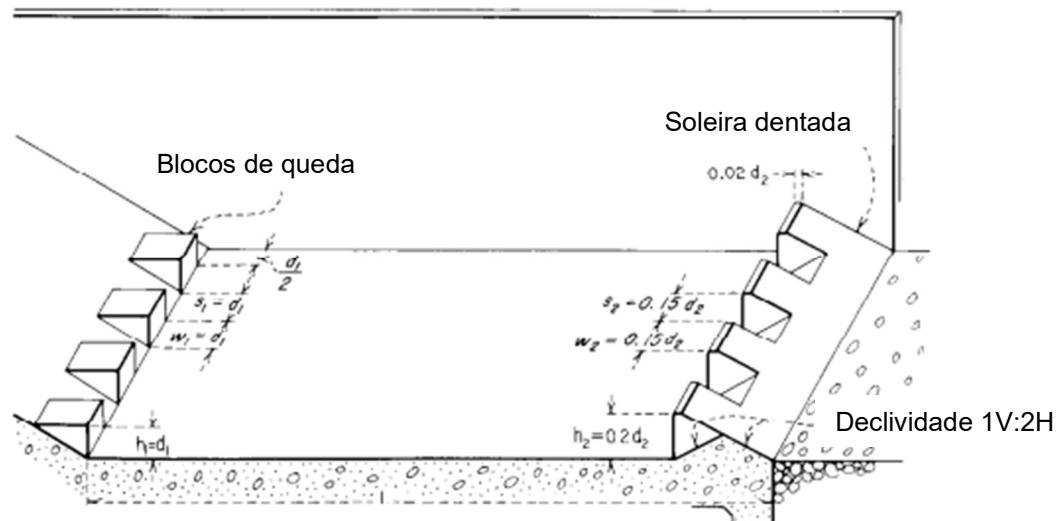
Figura 4.16 – Perfil geral do vertedor e da bacia de dissipação, para o vertedor de soleira livre.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A fim de controlar o comprimento do ressalto, o USBR apresenta modelos de bacias de dissipação, cuja escolha depende de parâmetros como a vazão unitária, a velocidade e o número de Froude do escoamento no regime torrencial (UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR, 1978). Como a vazão unitária ($11,67 \text{ m}^2/\text{s}$) é inferior a $45 \text{ m}^2/\text{s}$, a velocidade do escoamento no regime torrencial ($18,23 \text{ m/s}$) é superior a 18 m/s e o número de Froude desse escoamento ($7,28$) é superior a $4,5$, pode-se adotar uma bacia do tipo II, dotada de blocos de queda e de uma soleira dentada, cujas dimensões são mostradas na Figura 4.17. Assim, as dimensões da bacia de dissipação para a PCH Macacos são calculadas conforme as Equações 4.62 a 4.69. Por fim, na Figura 4.18 é apresentada uma parte da bacia de dissipação com as dimensões calculadas e, na Figura 4.19, mostra-se uma vista geral do vertedor e da bacia de dissipação.

Figura 4.17 – Esquema da bacia de dissipação do tipo II



Fonte: Adaptado de United States Department of the Interior (1987).

$$L_B = 4,3 \cdot y_2 = 4,3 \cdot 6,28 = 27,00 \text{ m} \quad (4.62)$$

Em que:

- a) L_B é o comprimento da bacia de dissipação, em m.

$$h_1 = y_1 = 0,64 \text{ m} \approx 0,60 \text{ m} \quad (4.63)$$

Em que:

- a) h_1 é a altura dos blocos de queda, em m.

$$w_1 = y_1 = 0,64 \text{ m} \approx 0,60 \text{ m} \quad (4.64)$$

Em que:

- a) w_1 é a largura dos blocos de queda, em m.

$$s_1 = y_1 = 0,64 \text{ m} \approx 0,60 \text{ m} \quad (4.65)$$

Em que:

- a) s_1 é o espaçamento entre os blocos de queda, em m.

$$h_2 = 0,20 \cdot y_2 = 0,20 \cdot 6,28 = 1,26 \text{ m} \approx 1,30 \text{ m} \quad (4.66)$$

Em que:

- a) h_2 é a altura dos dentes da soleira dentada, em m.

$$w_2 = 0,15 \cdot y_2 = 0,15 \cdot 6,28 = 0,94 \text{ m} \approx 1,00 \text{ m} \quad (4.67)$$

Em que:

- a) w_2 é a largura dos dentes da soleira dentada, em m.

$$s_2 = 0,15 \cdot y_2 = 0,15 \cdot 6,28 = 0,94 \text{ m} \approx 1,00 \text{ m} \quad (4.68)$$

Em que:

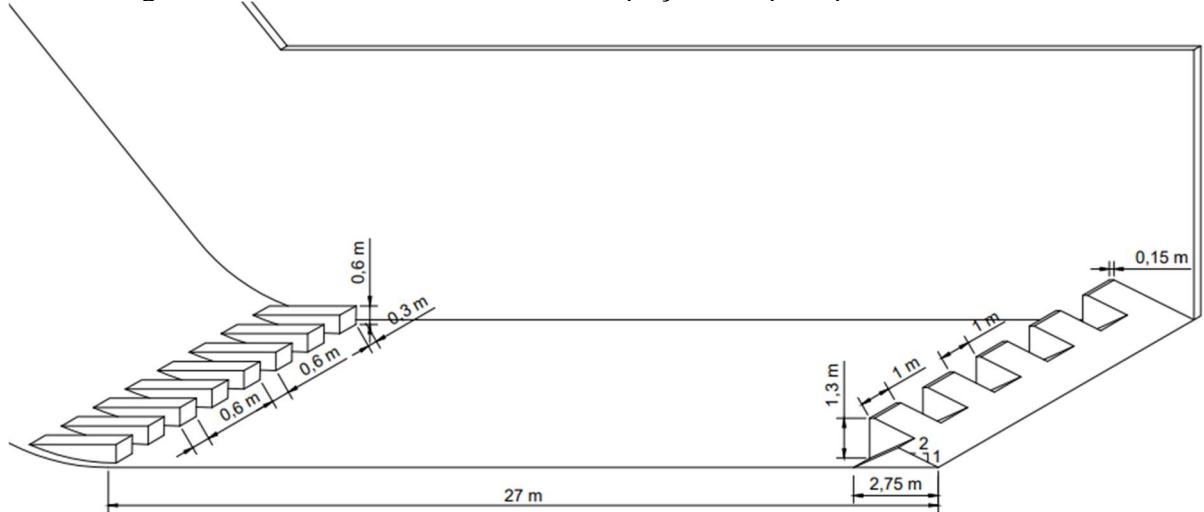
- a) s_2 é o espaçamento entre os dentes da soleira dentada, em m.

$$l_2 = 0,02 \cdot y_2 = 0,02 \cdot 6,28 = 0,13 \text{ m} \approx 0,15 \text{ m} \quad (4.69)$$

Em que:

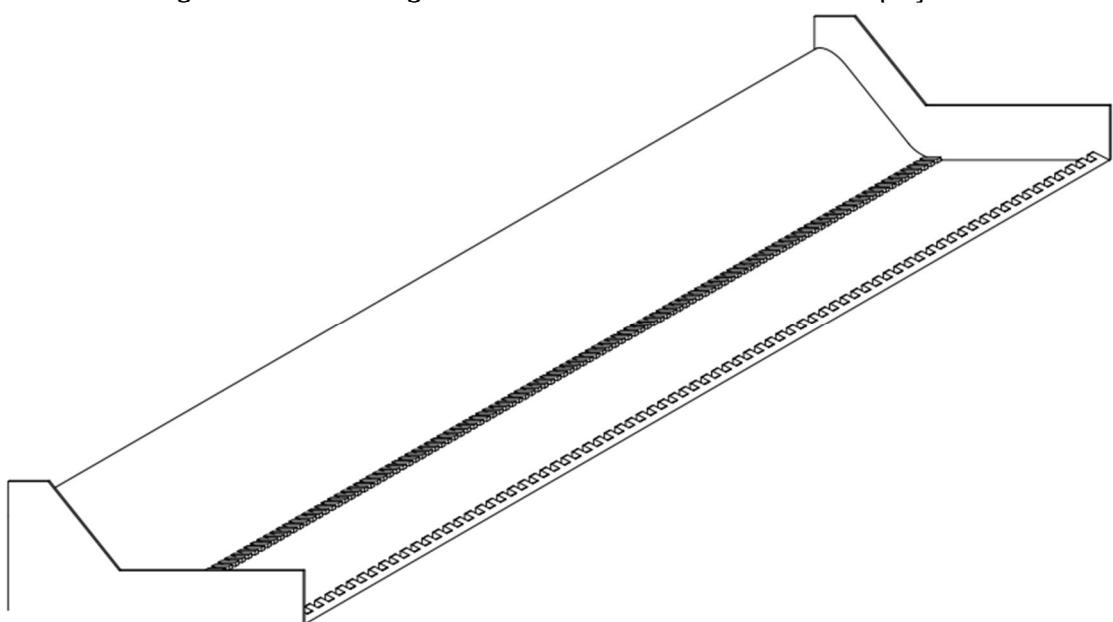
- a) l_2 é o comprimento do topo dos dentes da soleira dentada, em m.

Figura 4.18 – Detalhe da bacia de dissipação do tipo II para a PCH Macacos



Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 4.19 – Vista geral do vertedor e da bacia de dissipação



Fonte: Elaborado pelo autor.

4.3 VERTEDOR COM COMPORTAS

A segunda alternativa considerada para o vertedor é com comportas, a fim de permitir o controle sobre a vazão vertente, mas mantendo a largura total de 150 m. O dimensionamento do vertedor é apresentado na Seção 4.3.1, enquanto os cálculos relativos à bacia de dissipação são mostrados na Seção 4.3.2, de forma mais resumida que nas Seções 4.2.1 e 4.2.2, visto que a metodologia empregada é análoga ao caso do vertedor de soleira livre, com algumas mudanças devido à presença das comportas.

4.3.1 Vertedor

Adotando 9 vãos com comportas entre pilares de 1,5 m de largura, tem-se a largura real do vertedor dada pela Equação 4.70. Já a extensão de cada vâo é dada pela divisão entre a largura real e o número de vãos, resultando em 15,33 m.

$$L_r = L - (n - 1)L_{pil} = 150 - (9 - 1) \cdot 1,5 = 138 \text{ m} \quad (4.70)$$

Em que:

- a) L_r é a largura real do vertedor, em m;
- b) L_{pil} é largura de cada pilar, em m;
- c) n é o número de vãos.

Devido à presença dos pilares, a equação da capacidade de vazão considera um desconto na largura real de 2% da carga de projeto para cada vâo, como mostrado na Equação 4.71. Adotando um coeficiente de descarga de 2,18, encontra-se uma carga de projeto de 3,24 m, conforme a Equação 4.72, sendo 18 cm superior à carga de projeto do vertedor de soleira livre.

$$Q_d = C_0 \cdot [L_r - 0,02 \cdot n \cdot H_d] \cdot H_d^{3/2} \quad (4.71)$$

$$1750 = 2,18 \cdot [138 - 0,02 \cdot 9 \cdot H_d] \cdot H_d^{3/2} \Rightarrow H_d = 3,24 \text{ m} \quad (4.72)$$

Para verificar se o coeficiente de descarga adotado é correto, a Equação 4.73 mostra o cálculo da razão entre a altura e a carga de projeto do vertedor, a qual, por meio da Figura 4.9, resulta em um coeficiente de descarga de 2,18, igual ao arbitrado inicialmente. Em seguida, nas Equações 4.74 e 4.75 é mostrado o cálculo da equação do perfil parabólico e do raio de concordância no pé do vertedor; já os raios e distâncias dos arcos de circunferência a montante do ponto mais alto da soleira são

determinados por meio das Equações 4.76 a 4.79. Além disso, as coordenadas do ponto de tangência são obtidas através das Equações 4.80 e 4.81.

$$\frac{p}{H_d} = \frac{15,70}{3,24} = 4,85 \Rightarrow C_0 = 2,18 \quad (4.73)$$

$$y = \frac{1}{k} \cdot \frac{x^n}{H_d^{n-1}} = \frac{1}{2} \cdot \frac{x^{1,85}}{3,24^{0,85}} = 0,184 \cdot x^{1,85} \quad (4.74)$$

$$R = \sqrt{p \cdot H_d} = \sqrt{15,70 \cdot 3,24} = 7,13 \text{ m} \quad (4.75)$$

$$R_1 = 0,5 \cdot H_d = 0,5 \cdot 3,24 = 1,62 \text{ m} \quad (4.76)$$

$$R_2 = 0,2 \cdot H_d = 0,2 \cdot 3,24 = 0,65 \text{ m} \quad (4.77)$$

$$d_1 = 0,175 \cdot H_d = 0,175 \cdot 3,24 = 0,57 \text{ m} \quad (4.78)$$

$$d_2 = 0,282 \cdot H_d = 0,282 \cdot 3,24 = 0,91 \text{ m} \quad (4.79)$$

$$\frac{dy}{dx} = 0,184 \cdot 1,85 \cdot x_{PT}^{0,85} = \frac{1}{0,8} \Rightarrow x_{PT} = 4,62 \text{ m} \quad (4.80)$$

$$y_{PT} = 0,184 \cdot x_{PT}^{1,85} = 0,184 \cdot 4,62^{1,85} = 3,12 \text{ m} \quad (4.81)$$

Em relação à curva de descarga, a vazão pode ser determinada por meio da Equação 4.82, na qual o coeficiente de descarga é obtido da Figura 4.10. Assim, essa curva é apresentada nas Figuras 4.20 e 4.21, com formato adimensional nesta última. Contudo, essa relação é válida apenas para a situação em que as comportas se encontram totalmente abertas. Para as demais situações, com abertura parcial das comportas, pode-se empregar a lei dos grandes orifícios, dada pela Equação 4.83, assumindo que todas as comportas apresentam a mesma abertura.

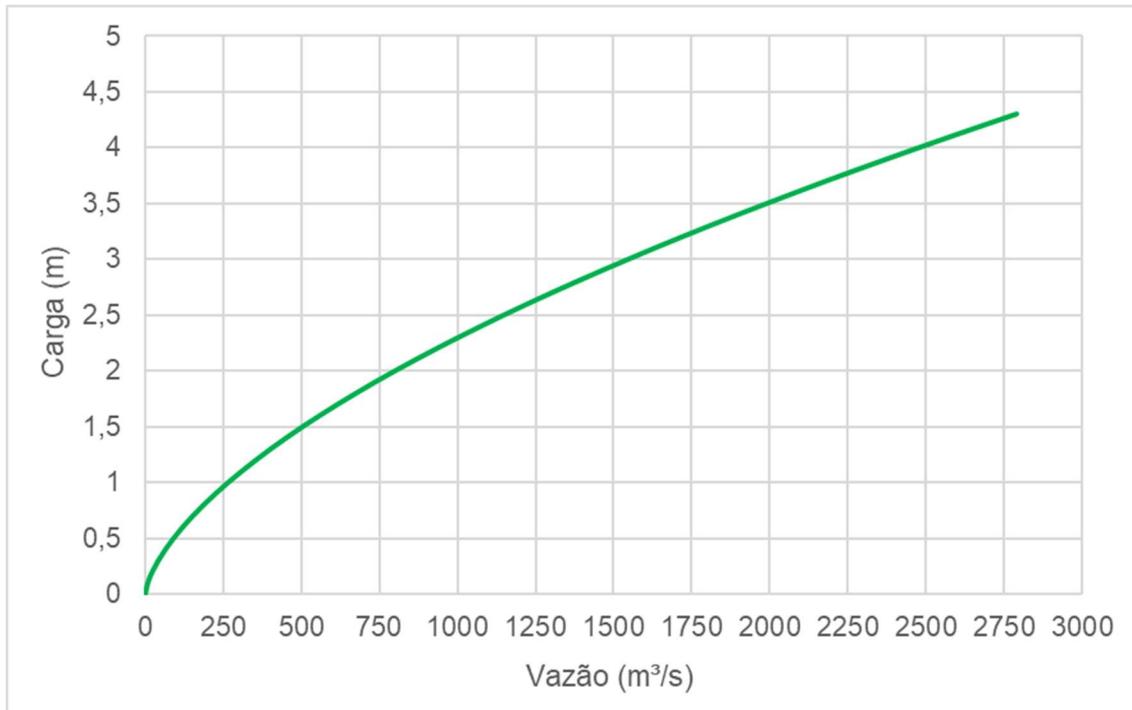
$$Q = C \cdot [L_r - 0,02 \cdot n \cdot H] \cdot H^{3/2} \quad (4.82)$$

$$Q = \frac{2}{3} \sqrt{2g} \cdot C' \cdot L_r \cdot (H_1^{3/2} - H_2^{3/2}) \quad (4.83)$$

Em que:

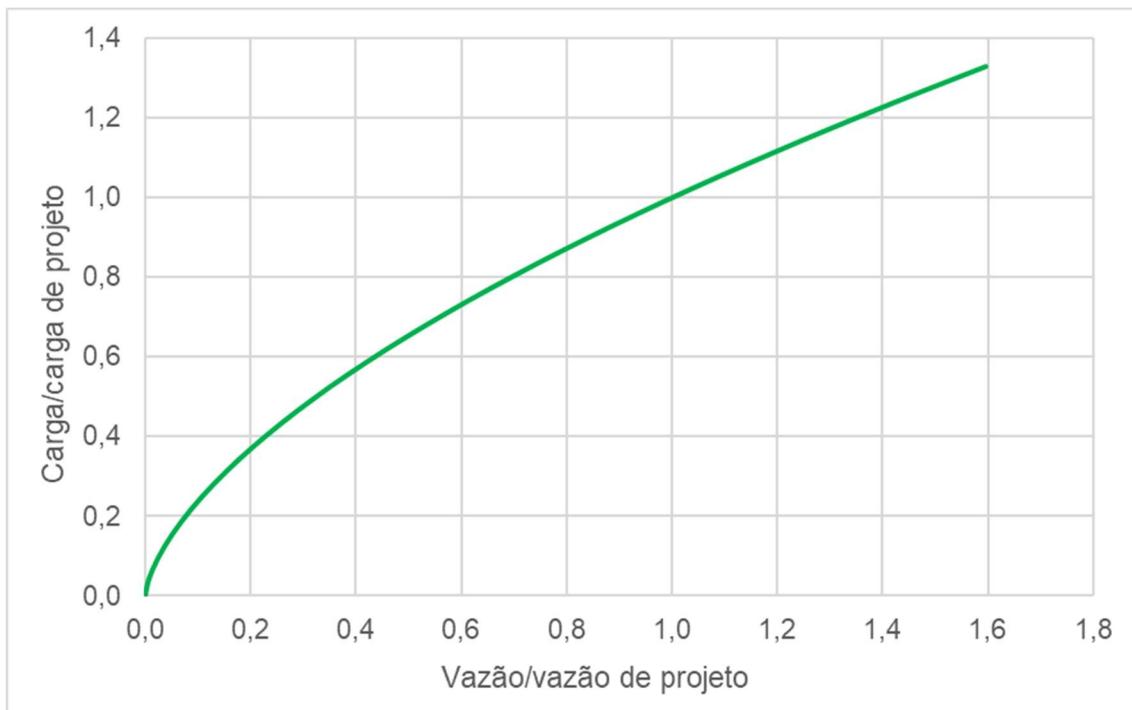
- a) C' é o coeficiente de descarga;
- b) H_1 é a carga a partir da borda inferior do orifício, correspondendo à carga sobre o vertedor, em m;
- c) H_2 é a carga a partir da borda superior do orifício, correspondendo à carga sobre o vertedor menos a abertura da comporta, em m.

Figura 4.20 – Curva de descarga para o vertedor com comportas



Fonte: Elaborado pelo autor.

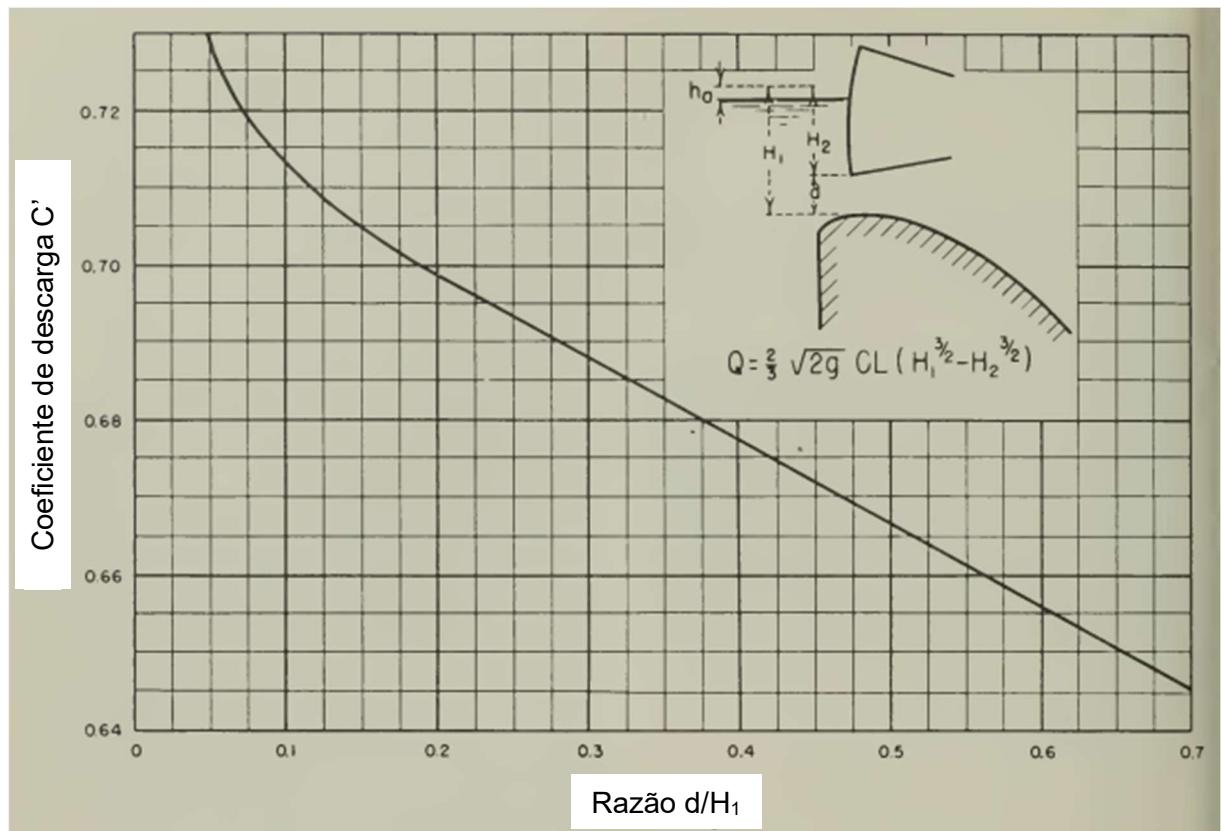
Figura 4.21 – Curva de descarga para o vertedor com comportas, na forma adimensional



Fonte: Elaborado pelo autor.

O coeficiente de descarga da lei dos grandes orifícios pode ser obtido a partir do gráfico da Figura 4.22, considerando comportas tipo segmento, as quais possuem movimento rotacional e cujos braços são fixados em um elemento de concreto armado denominado viga de munhão, a qual é posicionada a jusante dos pilares do vertedor. Nessa figura, contudo, são fornecidos os valores do coeficiente de descarga apenas para valores da razão entre a abertura das comportas e a carga de projeto inferiores a 0,7. Logo, para estimar esse coeficiente para valores maiores dessa razão, pode-se fazer uma regressão linear considerando apenas os valores do eixo horizontal maiores que 0,3, a partir de onde os dados possuem bom ajuste a uma reta. A reta de regressão linear resultante é mostrada na Equação 4.84.

Figura 4.22 – Coeficiente de descarga do vertedor em função da razão entre a abertura da comporta e a carga sobre o vertedor



Fonte: Adaptado de United States Department of the Interior (1960).

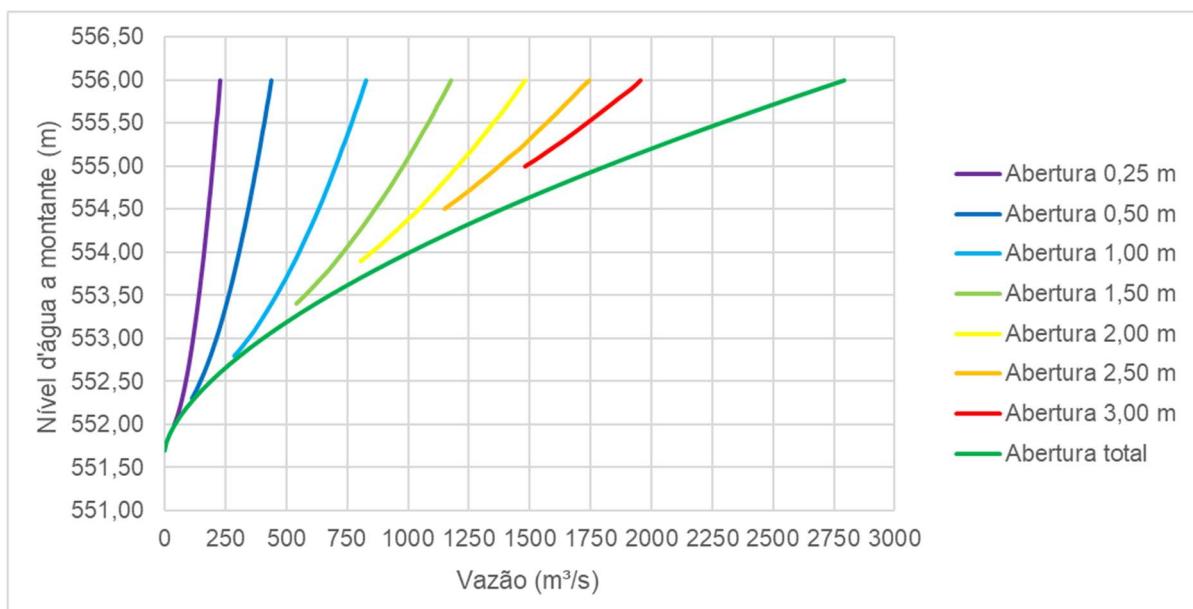
$$C' = -0,107 \frac{d}{H_1} + 0,72 \quad (4.84)$$

Em que:

- a) d é a abertura das comportas, em m.

Em seguida, é possível extrapolar a reta de regressão obtida, considerando valores da razão entre a abertura das comportas e a carga de projeto de até cerca de 0,9, o que permite representar uma faixa mais ampla de resultados na curva de descarga. Essa curva é apresentada na Figura 4.23, na qual são incluídas aberturas das comportas de 0,25 a 3,00 m, além da abertura total, cujo cálculo é feito pela lei dos vertedores (Equação 4.82). Nota-se que há descontinuidades entre a curva relativa à abertura total e as curvas das aberturas parciais das comportas, principalmente para as aberturas maiores, o que se deve aos diferentes equacionamentos empregados para as duas situações.

Figura 4.23 – Curva de descarga do vertedor para diferentes aberturas das comportas



Fonte: Elaborado pelo autor.

Em relação à verificação do vertedor quanto à vazão milenar, a Equação 4.85 apresenta a máxima carga admissível, 33% maior que a carga de projeto. Para essa relação entre as cargas máxima e de projeto, a Figura 4.10 fornece um coeficiente de descarga de 1,04 vezes o coeficiente C_0 , resultando no valor mostrado na Equação 4.86. Assim, a vazão máxima admissível é calculada como mostrado nas Equações 4.87 e 4.88, sendo superior à vazão milenar, de cerca de 2332 m³/s; portanto, a verificação em questão é atendida.

$$H_{max} = 1,33 \cdot H_d = 1,33 \cdot 3,24 = 4,31 \text{ m} \quad (4.85)$$

$$C = 1,04 \cdot C_0 = 1,04 \cdot 2,18 = 2,27 \quad (4.86)$$

$$Q_{max} = C \cdot [L_r - 0,02 \cdot n \cdot H_{max}] \cdot H_{max}^{3/2} \quad (4.87)$$

$$Q_{max} = 2,27 \cdot [138 - 0,02 \cdot 9 \cdot 4,31] \cdot 4,31^{3/2} = 2787 \text{ m}^3/\text{s} \quad (4.88)$$

Na Tabela 4.13, mostra-se a relação entre as coordenadas do perfil da lâmina d'água sobre o vertedor e a carga de projeto, para valores da razão entre a carga e a carga de projeto iguais a 1,00 e 1,33, considerando a existência de pilares; neste caso, a lâmina d'água é aquela situada no centro de um vão entre pilares. Já na Tabela 4.14, são apresentadas as coordenadas do perfil da lâmina d'água, calculadas a partir da carga de projeto de 3,24 m e considerando a abertura total das comportas. Nesta última tabela, não são incluídas as coordenadas para valores de x/H_d iguais a 1,6 e 1,8, pois elas ultrapassam o ponto de tangência.

Tabela 4.13 – Relação entre as coordenadas do perfil da lâmina d'água e a carga de projeto do vertedor, para H/H_d igual a 1,00 e 1,33 e considerando a existência de pilares

x/H_d	y/H_d para $H/H_d = 1,00$	y/H_d para $H/H_d = 1,33$
-1,0	-0,941	-1,230
-0,8	-0,932	-1,215
-0,6	-0,913	-1,194
-0,4	-0,890	-1,165
-0,2	-0,855	-1,122
0,0	-0,805	-1,071
0,2	-0,735	-1,015
0,4	-0,647	-0,944
0,6	-0,539	-0,847
0,8	-0,389	-0,725
1,0	-0,202	-0,564
1,2	0,015	-0,356
1,4	0,266	-0,102
1,6	0,521	0,172
1,8	0,860	0,465

Fonte: Chow (1959).

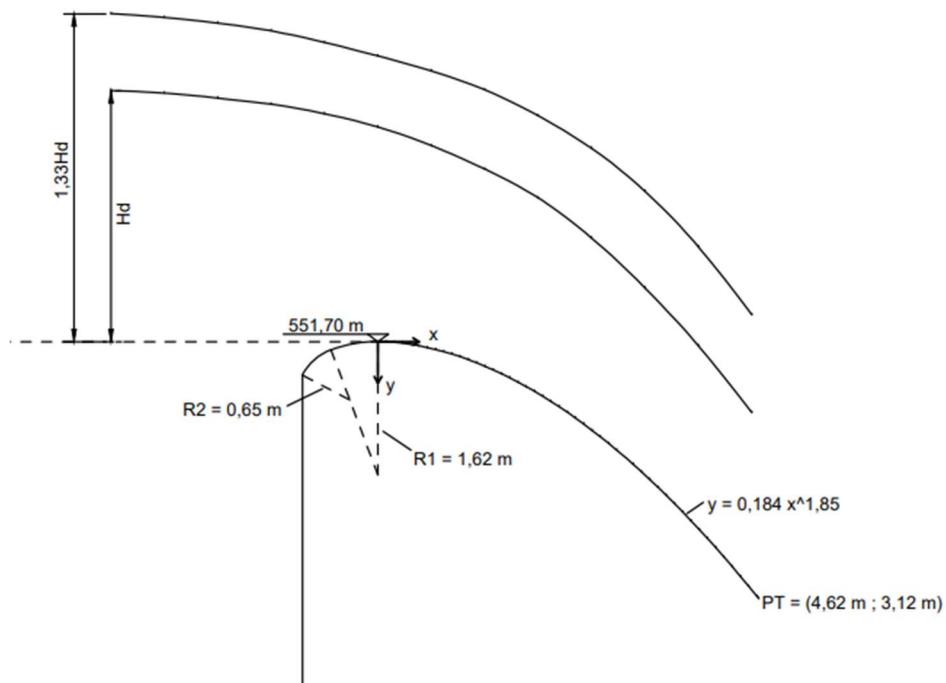
A partir das coordenadas calculadas e da equação do perfil Creager, é desenhado o perfil da soleira vertente com a demarcação da lâmina d'água, como mostrado na Figura 4.24. Nela, indicam-se também o sistema de coordenadas, o ponto de tangência e os raios dos arcos de circunferência a montante do ponto mais alto da soleira.

Tabela 4.14 – Coordenadas do perfil da lâmina d'água sobre o vertedor, para H/H_d igual a 1,00 e 1,33

x/H_d	x (m)	y para $H/H_d = 1,00$ (m)	y para $H/H_d = 1,33$ (m)
-1	-3,240	-3,049	-3,985
-0,8	-2,592	-3,020	-3,937
-0,6	-1,944	-2,958	-3,869
-0,4	-1,296	-2,884	-3,775
-0,2	-0,648	-2,770	-3,635
0,0	0,000	-2,608	-3,470
0,2	0,648	-2,381	-3,289
0,4	1,296	-2,096	-3,059
0,6	1,944	-1,746	-2,744
0,8	2,592	-1,260	-2,349
1	3,240	-0,654	-1,827
1,2	3,888	0,049	-1,153
1,4	4,536	0,862	-0,330

Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 4.24 – Perfil da soleira e da lâmina d'água sobre o vertedor, para H/H_d igual a 1,00 e 1,33



Fonte: Elaborado pelo autor.

4.3.2 Bacia de dissipação

A cota do NA de jusante é igual ao valor referente ao vertedor de soleira livre, a saber, 539,91 m; já o NA de montante é dado pela Equação 4.89. Seguindo a metodologia proposta por Elevatorski (1959), deve-se calcular a vazão unitária a jusante do vertedor, a qual, entretanto, é igual à do vertedor de soleira livre, visto que não há a influência dos pilares a jusante.

$$NA_m = El_{crista} + H_d = 551,70 + 3,24 = 554,94 \text{ m} \quad (4.89)$$

Para a estimativa preliminar da cota de fundo, os dois primeiros adimensionais são obtidos pelas Equações 4.90 e 4.91, cujos resultados levam a um valor de 5,75 para o terceiro adimensional, conforme a Figura 4.14. Logo, a diferença entre as cotas da crista do vertedor e do fundo da bacia de dissipação é determinada pela Equação 4.92.

$$\Pi_1 = \frac{\sqrt{g} \cdot H_d^{3/2}}{q} = \frac{\sqrt{9,8} \cdot 3,24^{3/2}}{11,67} = 1,56 \quad (4.90)$$

$$\Pi_2 = \frac{D}{H_d} = \frac{11,79}{3,24} = 3,64 \quad (4.91)$$

$$\Pi_3 = \frac{d}{H_d} = 5,75 \Rightarrow \frac{d}{3,24} = 5,75 \Rightarrow d = 18,63 \text{ m} \quad (4.92)$$

Com o resultado da Equação 4.92, o valor preliminar da cota de fundo da bacia é calculado por meio da Equação 4.93. Então, as Equações 4.94 a 4.98 mostram o cálculo da velocidade teórica no pé do vertedor e sua correção, resultando na velocidade real; para a correção, entrando com os valores das Equações 4.96 e 4.97 na Figura 4.15, obtém-se uma razão de 0,93 entre a velocidade real e a teórica. Em seguida, as Equações 4.99 e 4.100 apresentam, respectivamente, os cálculos da altura d'água conjugada do regime torrencial do ressalto e do valor do número de Froude desse escoamento, resultando em um número maior do que 1, compatível com o regime torrencial.

$$CF = El_{crista} - d = 551,70 - 18,63 = 533,07 \text{ m} \quad (4.93)$$

$$Z = NA_m - CF = 554,94 - 533,07 = 21,87 \text{ m} \quad (4.94)$$

$$V_t = \sqrt{2g \left(Z - \frac{H_d}{2} \right)} = \sqrt{2 \cdot 9,8 \left(21,87 - \frac{3,24}{2} \right)} = 19,92 \text{ m/s} \quad (4.95)$$

$$H_d = 3,28 \cdot 3,24 \approx 10,6 \text{ pés} \quad (4.96)$$

$$Z = 3,28 \cdot 21,87 \approx 71,7 \text{ pés} \quad (4.97)$$

$$\frac{V_r}{V_t} = 0,93 \Rightarrow V_r = V_1 = 0,93 \cdot 19,92 = 18,53 \text{ m/s} \quad (4.98)$$

$$q = V_1 y_1 \Rightarrow y_1 = \frac{q}{V_1} = \frac{11,67}{18,53} = 0,63 \text{ m} \quad (4.99)$$

$$Fr_1^2 = \frac{q^2}{gy_1^3} = \frac{11,67^2}{9,8 \cdot 0,63^3} = 55,58 \Rightarrow Fr_1 = 7,46 > 1 \quad (4.100)$$

A determinação da altura d'água conjugada do regime fluvial é realizada através das Equações 4.101 e 4.102. Então, determina-se o NA de jusante pela Equação 4.103, o qual deve ser comparado com o valor real.

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right) = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \cdot 55,58} - 1 \right) = 10,06 \quad (4.101)$$

$$y_2 = 10,06 \cdot y_1 = 10,06 \cdot 0,63 = 6,34 \text{ m} \quad (4.102)$$

$$NA_j = CF + y_2 = 533,07 + 6,34 = 539,41 \text{ m} \neq 539,91 \text{ m} \quad (4.103)$$

Já que o nível d'água de jusante não é compatível com o valor real, deve ser feita uma nova estimativa para a cota do fundo da bacia de dissipação. Para a nova estimativa, adota-se o valor arbitrado inicialmente acrescido da diferença entre os valores real e calculado do NA de jusante, como mostra a Equação 4.104. São, então, refeitos os cálculos descritos acima, os quais são mostrados nas Equações 4.105 a 4.113, sendo novamente encontrada uma razão de 0,93 entre a velocidade real e a velocidade teórica no pé do vertedor.

$$CF = 533,07 + (539,91 - 539,41) = 533,57 \text{ m} \quad (4.104)$$

$$Z = NA_m - CF = 554,94 - 533,57 = 21,37 \text{ m} \quad (4.105)$$

$$V_t = \sqrt{2g \left(Z - \frac{H_d}{2} \right)} = \sqrt{2 \cdot 9,8 \left(21,37 - \frac{3,24}{2} \right)} = 19,67 \text{ m/s} \quad (4.106)$$

$$Z = 3,28 \cdot 21,37 \approx 70,1 \text{ pés} \quad (4.107)$$

$$\frac{V_r}{V_t} = 0,93 \Rightarrow V_r = V_1 = 0,93 \cdot 19,67 = 18,29 \text{ m/s} \quad (4.108)$$

$$q = V_1 y_1 \Rightarrow y_1 = \frac{q}{V_1} = \frac{11,67}{18,29} = 0,64 \text{ m} \quad (4.109)$$

$$Fr_1^2 = \frac{q^2}{gy_1^3} = \frac{11,67^2}{9,8 \cdot 0,64^3} = 53,01 \Rightarrow Fr_1 = 7,28 > 1 \quad (4.110)$$

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right) = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \cdot 53,01} - 1 \right) = 9,81 \quad (4.111)$$

$$y_2 = 9,81 \cdot y_1 = 9,81 \cdot 0,64 = 6,28 \text{ m} \quad (4.112)$$

$$NA_j = CF + y_2 = 533,57 + 6,28 = 539,85 \text{ m} \neq 539,91 \text{ m} \quad (4.113)$$

Como o valor calculado e o real do NA de jusante ainda não coincidem, faz-se uma nova estimativa, com os cálculos apresentados nas Equações 4.114 a 4.123. Mais uma vez, encontra-se uma razão de 0,93 entre a velocidade real e a velocidade teórica no pé do vertedor.

$$CF = 533,57 + (539,91 - 539,85) = 533,63 \text{ m} \quad (4.114)$$

$$Z = NA_m - CF = 554,94 - 533,63 = 21,31 \text{ m} \quad (4.115)$$

$$V_t = \sqrt{2g \left(Z - \frac{H_d}{2} \right)} = \sqrt{2 \cdot 9,8 \left(21,31 - \frac{3,24}{2} \right)} = 19,64 \text{ m/s} \quad (4.116)$$

$$Z = 3,28 \cdot 21,31 \approx 69,9 \text{ pés} \quad (4.117)$$

$$\frac{V_r}{V_t} = 0,93 \Rightarrow V_r = V_1 = 0,93 \cdot 19,64 = 18,27 \text{ m/s} \quad (4.118)$$

$$q = V_1 y_1 \Rightarrow y_1 = \frac{q}{V_1} = \frac{11,67}{18,27} = 0,64 \text{ m} \quad (4.119)$$

$$Fr_1^2 = \frac{q^2}{gy_1^3} = \frac{11,67^2}{9,8 \cdot 0,64^3} = 53,01 \Rightarrow Fr_1 = 7,28 > 1 \quad (4.120)$$

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8Fr_1^2} - 1 \right) = \frac{1}{2} \left(\sqrt{1 + 8 \cdot 53,01} - 1 \right) = 9,81 \quad (4.121)$$

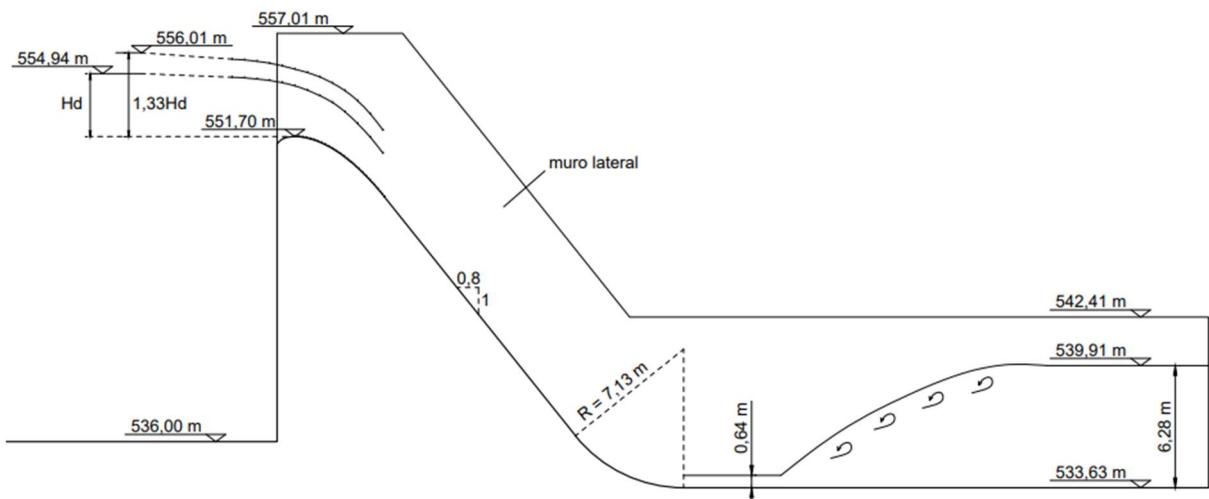
$$y_2 = 9,81 \cdot y_1 = 9,81 \cdot 0,64 = 6,28 \text{ m} \quad (4.122)$$

$$NA_j = CF + y_2 = 533,63 + 6,28 = 539,91 \text{ m} \quad (4.123)$$

Desta vez, o NA de jusante calculado é compatível com o valor real, validando a cota de fundo adotada, ou seja, 533,63 m, que é a mesma obtida para a bacia de dissipação relativa ao vertedor de soleira livre. Então, a borda livre do muro ala em relação ao NA de jusante é dada pela Equação 4.124. Na Figura 4.25, apresenta-se o perfil geral do vertedor e da bacia de dissipação, com um esquema do ressalto hidráulico e das lâminas d'água sobre o vertedor, considerando valores da razão entre a carga e a carga de projeto iguais a 1,00 e 1,33.

$$h = 0,1(y_2 + V_1) = 0,1(6,28 + 18,27) = 2,46 \text{ m} \approx 2,50 \text{ m} \quad (4.124)$$

Figura 4.25 – Perfil geral do vertedor e da bacia de dissipação, para o vertedor com comportas.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Como a vazão unitária ($11,67 \text{ m}^2/\text{s}$) é inferior a $45 \text{ m}^2/\text{s}$, a velocidade do escoamento no regime torrencial ($18,27 \text{ m/s}$) é superior a 18 m/s e o número de Froude desse escoamento ($7,28$) é superior a $4,5$, adota-se uma bacia do tipo II, conforme o United States Department of the Interior (1987), dotada de blocos de queda e de uma soleira dentada. Devido ao fato de as alturas d'água conjugadas do ressalto hidráulico serem iguais ao caso do vertedor de soleira livre, as dimensões da bacia são as mesmas apresentadas na Seção 4.2.2, resultando no esquema mostrado na Figura 4.18. Em relação à vista geral do vertedor e da bacia de dissipação, tem-se uma configuração praticamente idêntica à da Figura 4.19, pois as diferenças para o vertedor de soleira livre, na escala da figura citada, são desprezíveis.

5 BORDA LIVRE

Para ser definida a cota da crista da barragem, deve-se primeiro determinar o nível máximo maximorum do reservatório, que corresponde ao NA referente à vazão de projeto do vertedor. Então, a fim de evitar que as ondas provocadas pelo vento incidente sobre o reservatório atinjam uma cota superior à da crista, é necessário considerar uma folga a partir do NA máximo maximorum, a qual é denominada borda livre.

O cálculo da altura das ondas no reservatório depende de fatores como a extensão e a profundidade deste, além da velocidade e da duração do vento. Essa extensão pode ser representada por uma grandeza denominada *fetch* efetivo, o qual é dado pela Equação 5.1.

$$F_{ef} = \frac{\sum x_i \cdot \cos \theta_i}{\sum \cos \theta_i} \quad (5.1)$$

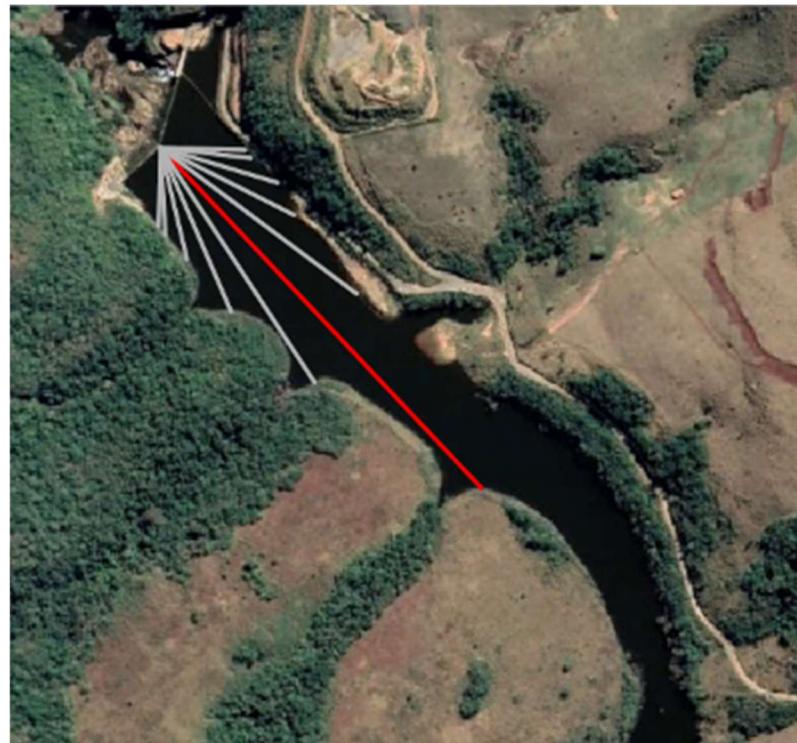
Em que:

- a) F_{ef} é o *fetch* efetivo, em m;
- b) x_i é o comprimento de cada reta, em m;
- c) θ_i é o ângulo de inclinação de cada reta em relação à direção principal do vento.

Para determinar os parâmetros da Equação 5.1, podem ser utilizadas duas alternativas: na primeira, traça-se a reta perpendicular ao eixo da barragem que se estenda o mais longe possível no reservatório; já na segunda, é traçada a reta que, a partir da barragem e com qualquer inclinação em relação ao eixo desta, represente a maior distância ao longo do reservatório. Essas retas são adotadas como as direções principais do vento, a partir das quais são traçadas retas de mesma origem na barragem e com inclinações de $\pm 10^\circ$, $\pm 20^\circ$, $\pm 30^\circ$, $\pm 40^\circ$ e $\pm 45^\circ$ em relação a elas. O traçado das retas para o reservatório da PCH Macacos é mostrado nas Figuras 5.1 e 5.2, respectivamente para as duas alternativas descritas.

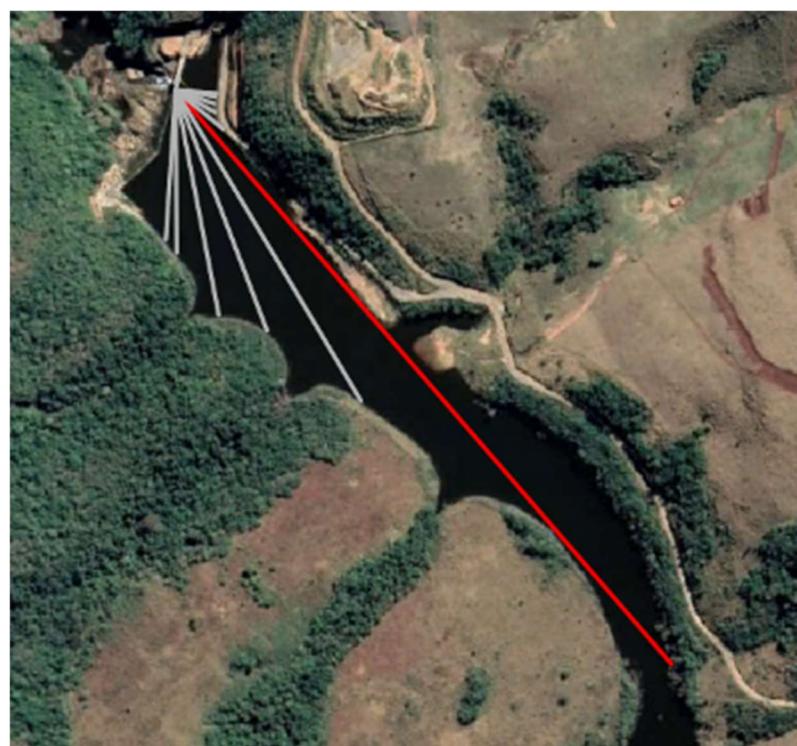
Nas figuras citadas, pode-se observar que a reta da direção principal do vento para a segunda alternativa possui um comprimento maior em relação à primeira, abrangendo, portanto, uma maior extensão do reservatório. Contudo, as demais retas da segunda alternativa apresentam comprimentos muito desiguais entre si, enquanto a primeira alternativa tem um arranjo mais equilibrado das retas.

Figura 5.1 – Retas usadas para o cálculo do *fetch* efetivo do reservatório, considerando a maior extensão perpendicular à barragem (direção principal do vento em vermelho)



Fonte: Adaptado de Google Earth (2021a).

Figura 5.2 – Retas usadas para o cálculo do *fetch* efetivo do reservatório, considerando a maior extensão a partir da barragem (direção principal do vento em vermelho)



Fonte: Adaptado de Google Earth (2021a).

As Tabelas 5.1 e 5.2 contêm os comprimentos aproximados de cada reta dos arranjos mostrados nas Figuras 5.1 e 5.2, sendo o ângulo θ adotado positivo no sentido horário em relação à direção principal do vento. Esses comprimentos foram estimados por meio de uma ferramenta de desenho assistido por computador, ou *computer-aided design* (CAD), a partir da escala da imagem de satélite obtida do Google Earth (2021a).

Tabela 5.1 – Valores para o cálculo do *fetch* efetivo do reservatório, considerando a maior extensão perpendicular à barragem

θ ($^{\circ}$)	$\cos \theta$	x_i (m)	$x_i \cos \theta$ (m)
-45	0,707	104	74
-40	0,766	111	85
-30	0,866	150	130
-20	0,940	183	172
-10	0,985	300	295
0	1,000	574	574
10	0,985	344	339
20	0,940	219	206
30	0,866	140	121
40	0,766	107	82
45	0,707	96	68
Total	9,527	-	2146

Fonte: Elaborado pelo autor.

Tabela 5.2 – Valores para o cálculo do *fetch* efetivo do reservatório, considerando a maior extensão a partir da barragem

θ ($^{\circ}$)	$\cos \theta$	x_i (m)	$x_i \cos \theta$ (m)
-45	0,707	49	35
-40	0,766	49	38
-30	0,866	49	42
-20	0,940	55	52
-10	0,985	76	75
0	1,000	928	928
10	0,985	442	435
20	0,940	314	295
30	0,866	280	242
40	0,766	199	152
45	0,707	183	129
Total	9,527	-	2424

Fonte: Elaborado pelo autor.

Logo, os valores do *fetch* efetivo considerando a primeira e a segunda alternativa são calculados conforme as Equações 5.2 e 5.3, nessa ordem, sendo obtidos resultados relativamente próximos, com o maior deles relativo à segunda alternativa, com cerca de 250 m.

$$F_{ef, \text{alternativa } 1} = \frac{2146}{9,527} = 225 \text{ m} \quad (5.2)$$

$$F_{ef, \text{alternativa } 2} = \frac{2424}{9,527} = 254 \text{ m} \quad (5.3)$$

Na Tabela 5.3, apresentam-se valores sugeridos por Bourdeaux (1980) para a altura das ondas para alguns valores do *fetch*, considerando uma velocidade do vento de 120 km/h. O menor valor de *fetch* dessa tabela é 1,6 km, igual a 6,5 vezes o valor calculado acima e para o qual a altura das ondas é de 0,9 m. Logo, adotando uma borda livre de 1,0 m para a barragem da PCH Macacos, tem-se uma folga adequada, a favor da segurança, tendo em vista a diferença entre os valores de *fetch*.

Tabela 5.3 – Altura da onda em função do *fetch*, para uma velocidade do vento de 120 km/h

Fetch (km)	Altura das ondas (m)
1,6	0,9
4,0	1,08
8,0	1,29
16,0	1,62

Fonte: Bourdeaux (1980).

Assim, para uma borda livre de 1,0 m, a cota da crista da barragem pode ser encontrada por meio das Equações 5.4 e 5.5, respectivamente para o vertedor de soleira livre e o vertedor com comportas. Para essas duas alternativas, o NA relativo à vazão de projeto é igual a 554,76 m e 554,94 m, nessa ordem, conforme as Seções 4.2.2 e 4.3.2.

$$C_{crista} = NA_{max\ maximorum} + BL = 554,76 + 1,00 = 555,76 \text{ m} \quad (5.4)$$

$$C_{crista} = NA_{max\ maximorum} + BL = 554,94 + 1,00 = 555,94 \text{ m} \quad (5.5)$$

Em que:

- a) C_{crista} é a cota da crista da barragem, em m;
- b) $NA_{max\ maximorum}$ é o nível d'água máximo maximorum do reservatório, em m;
- c) BL é a borda livre, em m.

6 POTÊNCIA GERADA

Para estimar a potência das turbinas das unidades geradoras da PCH Macacos, são necessárias a vazão turbinada e a queda líquida, além do rendimento. Segundo o RDAE da obra, elaborado pela A. Müller Consultoria Ambiental (2018), essa usina possui uma vazão turbinada de 31,86 m³/s. Ainda conforme esse documento, os níveis d'água normais de operação a montante (reservatório) e a jusante (canal de fuga) são, respectivamente, 551,70 m (correspondente à cota da soleira do vertedor) e 514,90 m. Logo, fazendo a diferença entre esses dois valores, tem-se uma estimativa da queda bruta, como mostra a Equação 6.1.

$$H_b = 551,70 - 514,90 = 36,80 \text{ m} \quad (6.1)$$

Em que:

- a) H_b é a queda bruta, em m.

Seguindo a recomendação da Eletrobras (2000) citada na Seção 2.4, de considerar uma perda de carga no circuito de geração igual a 5% da queda bruta para adução em túnel, tem-se a queda líquida dada pela Equação 6.2, resultando em aproximadamente 35 m.

$$H_{liq} = H_b - \Delta H = 36,80 - 0,05 \cdot 36,80 = 34,96 \text{ m} \quad (6.2)$$

Em que:

- a) H_{liq} é a queda líquida, em m;
- b) ΔH é a perda de carga no circuito de geração, em m.

Assim, adotando um rendimento de 95%, a potência das turbinas é calculada conforme a Equação 6.3, sendo obtido um valor de cerca de 10,4 MW, ou 5,2 MW para cada uma das duas turbinas. Esse valor é próximo daquele apresentado na Seção 3, de 9,9 MW, mostrando-se, portanto, coerente com a capacidade real de geração da usina.

$$Pot = 9,8 \cdot Q \cdot H_{liq} \cdot \eta = 9,8 \cdot 31,86 \cdot 34,96 \cdot 0,95 = 10370 \text{ kW} \quad (6.3)$$

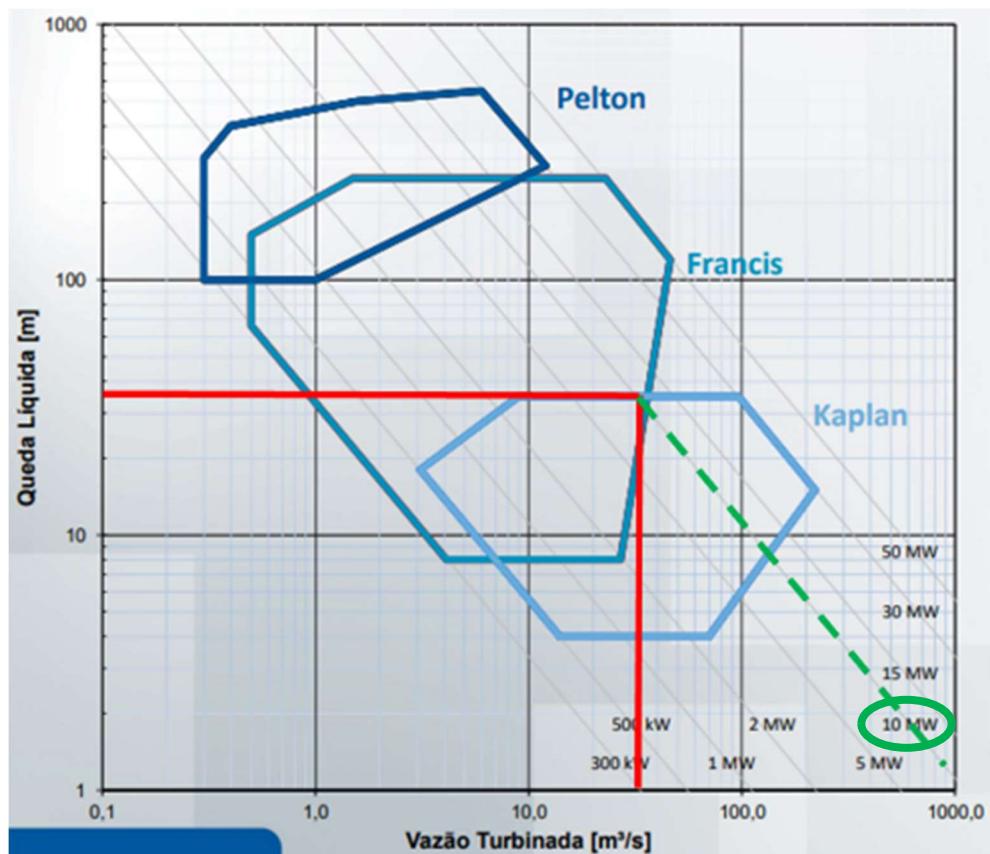
Em que:

- a) Pot é a potência da turbina, em kW;
- b) Q é a vazão turbinada, em m³/s;
- c) η é o rendimento.

Para verificar o tipo da turbina, foi utilizado o gráfico mostrado na Figura 6.1, que apresenta as faixas de operação para turbinas Pelton, Francis e Kaplan, bem

como a potência resultante. Inserindo nesse gráfico os valores de vazão turbinada e queda líquida da PCH Macacos, observa-se que são adequadas turbinas Francis ou Kaplan, dentre as quais, considerando questões econômicas, pode-se optar pelo tipo Francis, o que está de acordo com a informação apresentada na Seção 3 de que as turbinas são do tipo Francis simples com eixo horizontal. Além disso, pode-se concluir por meio da Figura 6.1 que a potência resultante é da ordem de 10 MW, corroborando o resultado da Equação 6.3.

Figura 6.1 – Gráfico para determinação da potência e do tipo das turbinas



Fonte: Adaptado de Dematté (2019).

Para o cálculo da rotação específica, são necessárias a rotação do rotor, a potência das turbinas e a queda líquida. Conforme o Relatório Ambiental Simplificado (RAS) da PCH Macacos, elaborado pela A. Müller Consultoria Ambiental (2016), a rotação do rotor das turbinas é de 300 rpm; logo, é possível calcular a rotação específica como mostrado na Equação 6.4.

$$N_s = \frac{n\sqrt{Pot}}{H_{liq}^{5/4}} = \frac{300\sqrt{10370}}{34,96^{5/4}} = 359,4 \approx 360 \quad (6.4)$$

Em que:

- a) N_s é a rotação específica;
- b) n é a rotação do rotor, em rpm.

Henn (2006) apresenta faixas de valores de rotação específica indicados para diferentes tipos de turbinas, sendo mostradas na Tabela 6.1 as faixas referentes às turbinas Pelton, Kaplan e Francis. Observa-se que o valor calculado pela Equação 6.4, a saber, 360, é mais adequado para turbinas do tipo Kaplan, segundo o autor citado. Por outro lado, cabe ressaltar que esse valor se encontra próximo do limite superior da faixa das turbinas Francis, não invalidando, portanto, a classificação adotada anteriormente.

Tabela 6.1 – Faixas de valores de rotação específica para diferentes tipos de turbinas

Turbina	Rotação específica
Pelton	5 a 70
Francis	50 a 320
Kaplan	300 a 1000

Fonte: Adaptado de Henn (2006).

7 VIABILIDADE FÍSICA DO EMPREENDIMENTO

São discutidos aqui tópicos relacionados à análise simplificada da viabilidade física da implantação da PCH Macacos no local em que esta foi construída, mas assumindo, hipoteticamente, uma situação anterior ao projeto da obra, vigorando as condições naturais do rio e do entorno; além disso, não se consideram aspectos econômicos. Contudo, cabe ressaltar que, segundo o RAS elaborado pela A. Müller Consultoria Ambiental (2016), no estudo de inventário do rio Jaguariaíva foram avaliadas quatro alternativas para a locação do empreendimento, sendo que a relação custo-benefício foi fundamental para a escolha da configuração atual. Logo, a análise financeira é essencial para a avaliação da viabilidade das alternativas do projeto.

7.1 QUEDA NATURAL

No local da construção da PCH Macacos, aproveita-se um desnível considerável em um trecho não muito extenso do rio Jaguariaíva. A saber, tem-se um desnível natural de cerca de 25 m (A. MÜLLER CONSULTORIA AMBIENTAL, 2016) ao longo de uma extensão do rio de pouco mais de 2500 m, resultando em uma declividade média de 1%, ou 10 m/km. Com a construção da barragem, a queda bruta atinge cerca de 37 m, a qual é aproveitada através de uma extensão ainda menor, de aproximadamente 800 m, visto que o circuito de geração é praticamente retilíneo, não acompanhando os meandros do rio. Assim, juntamente com a capacidade de vazão turbinada, a queda existente proporciona a geração de uma potência aproximada de 10 MW, conforme a Seção 6, sendo compatível com a geração de uma pequena central hidrelétrica.

7.2 ASPECTOS GEOLÓGICOS E GEOTÉCNICOS

Com relação à geologia, no trecho de interesse do rio Jaguariaíva para o projeto predominam rochas sedimentares arenosas das Formações Furnas e Ponta Grossa, havendo também a presença de alguns diques de diabásio; em relação à camada de solo, esta é arenosa, pouco espessa e erodível (A. MÜLLER CONSULTORIA AMBIENTAL, 2016). Segundo a Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (2001), a Formação Furnas é composta por arenitos, arenitos conglomeráticos e

siltitos, enquanto a Formação Ponta Grossa é caracterizada por arenitos, folhelhos e siltitos. Logo, os materiais geológicos não são muito favoráveis para a escavação do túnel adutor e para a execução da fundação das estruturas da usina, devendo-se realizar investigações para posicionar as estruturas, se possível, junto a eventuais diques de diabásio existentes, cuja rocha apresenta propriedades mecânicas melhores do que as do arenito, como resistência e módulo de deformabilidade, proporcionando maior capacidade de absorver cargas. Exemplo disso é o túnel adutor, cujo traçado planejado passa por trechos em diabásio, material mais conveniente em relação à estabilidade do maciço a ser escavado, conforme o RAS, elaborado pela A. Müller Consultoria Ambiental (2016).

Outro fator importante é a presença de locais, nas proximidades da área de projeto, de onde possam ser extraídos materiais para a construção, como areias, cascalhos e blocos de rocha. Todavia, os materiais presentes na região da PCH Macacos não são em geral adequados para utilização na obra, visto que a camada de solo é fina e composta por materiais arenosos cujas características não são convenientes para uso como agregado miúdo ou para a execução de aterros. A região também é pobre em termos de jazidas naturais de rochas para agregado graúdo; assim, o material proveniente das escavações não possui muitas aplicações para a construção da barragem, podendo ser empregado para fins secundários, como revestimento dos acessos ao local e execução das ensecadeiras. A maior parte dos materiais de construção deve ser obtida, então, por meio da compra em cidades próximas, como Jaguariaíva e Sengés (A. MÜLLER CONSULTORIA AMBIENTAL, 2016).

7.3 RECURSOS HÍDRICOS

A implantação de uma barragem pode provocar alteração nas condições das águas superficiais a jusante, incluindo a qualidade, a quantidade e o regime desses recursos, além do aumento do processo de assoreamento; logo, devem ser feitos estudos para prever a influência da construção da obra sobre estes aspectos. No caso da PCH Macacos, segundo o RAS (A. MÜLLER CONSULTORIA AMBIENTAL, 2016), a qualidade da água do rio Jaguariaíva encontra-se em níveis adequados, com valores médios do índice de qualidade das águas (IQA) em torno de 75, medidos junto à sua foz. Deve-se destacar que esse rio drena águas urbanas e industriais, incluindo duas

grandes indústrias de papel, as quais utilizam parte da vazão desse curso d'água e lançam nele emissões.

Pelo fato de o reservatório planejado não ser muito extenso, além de naturalmente haver trechos do rio com corredeiras e remansos, não se espera a alteração da qualidade da água, a exemplo do potencial hidrogeniônico (pH), do nível de oxigênio dissolvido e dos índices de fósforo e nitrogênio. As exceções para as boas condições da qualidade da água são a presença de coliformes e o lançamento de resíduos sólidos urbanos, porém a construção da PCH não intensificará tais problemas, uma vez que são previstas instalações adequadas de esgoto e de separação de água e óleo. Devem, no entanto, ser tomadas medidas para evitar a contaminação das águas durante a construção, devido a esgoto, resíduos e lançamento de óleos dos equipamentos (A. MÜLLER CONSULTORIA AMBIENTAL, 2016).

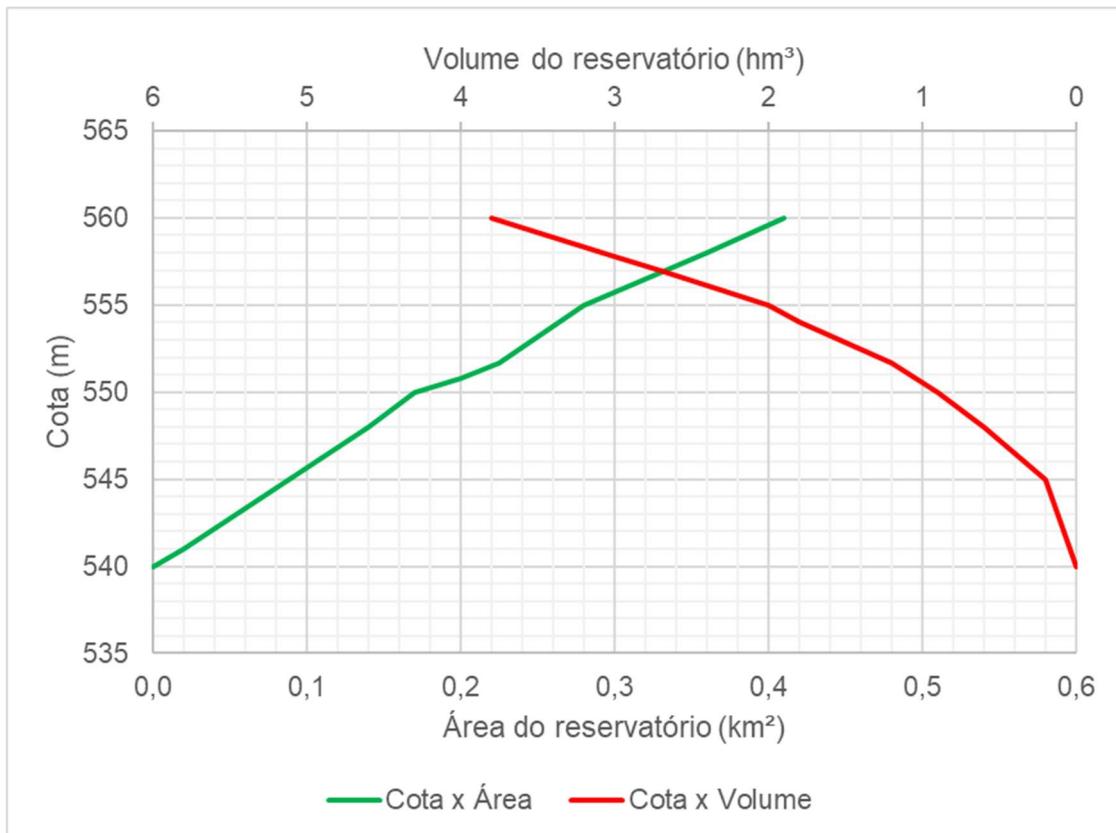
Com relação aos usos dos recursos hídricos nas proximidades da área de projeto, as propriedades nas margens do rio não utilizam a água deste para fins econômicos ou dessedentação de animais. Já sobre o regime do rio Jaguariaíva, existem alguns locais de represamento de água a montante da PCH Macacos, os quais não interferem significativamente na estabilidade das vazões; na verdade, a PCH planejada pode inclusive ser beneficiada pelo represamento mais próximo, tendo melhoradas as condições de estabilidade das vazões do rio no local da obra. Outro ponto de destaque é o raro déficit hídrico na região do projeto, com a precipitação normalmente superando a evapotranspiração, fazendo com que seja pequena a probabilidade de a construção da PCH em questão provocar a alteração do balanço hídrico ou do microclima local (A. MÜLLER CONSULTORIA AMBIENTAL, 2016).

Por fim, quanto ao assoreamento, prevê-se um transporte de sedimentos no rio Jaguariaíva de cerca de 115.000 t/ano, com deposição de materiais arenosos. Todavia, cerca de 18 km a montante do local do barramento da PCH Macacos há outra PCH, onde provavelmente será retida grande quantidade dos sedimentos carreados (A. MÜLLER CONSULTORIA AMBIENTAL, 2016). Além disso, como descrito na Seção 4.1.2, haverá duas tubulações que funcionarão como descarregadores de fundo, auxiliando na remoção dos sedimentos depositados no fundo do reservatório, atenuando, portanto, o assoreamento. Por outro lado, para reduzir a quantidade de sedimentos transportados, é conveniente identificar e proteger locais com focos de erosão nas margens do curso d'água a montante.

7.4 IMPACTOS SOCIOAMBIENTAIS

Para a estimativa da área e do volume do reservatório de acordo com a cota do nível d'água, podem ser empregadas as curvas cota x área e cota x volume, que para a PCH Macacos são mostradas na Figura 7.1. Considerando o NA coincidente com a cota da soleira do vertedor, isto é, 551,70 m, a área e o volume valem, respectivamente, 0,22 km² e 1,2 hm³. Já para o NA correspondente à carga projeto do vertedor de soleira livre, isto é, 554,76 m (conforme Seção 4.2.2), a área e o volume são iguais a cerca de 0,28 km² e 2,0 hm³. Vale destacar que, para o vertedor com comportas, cuja cota do NA relativo à carga de projeto é 554,94 m (conforme Seção 4.3.2), os valores obtidos pela Figura 7.1 são maiores do que aqueles estimados para o vertedor de soleira livre, cuja diferença, entretanto, não pode ser estimada com precisão por meio do gráfico devido à escala adotada.

Figura 7.1 – Curvas cota x área e cota x volume do reservatório da PCH Macacos



Fonte: Adaptado de GeoEnergy Engenharia (2018).

A partir do RAS (A. MÜLLER CONSULTORIA AMBIENTAL, 2016), sabe-se que a área da calha natural do rio, no local planejado para o reservatório, é de 10 ha, ou

0,10 km². Assim, de acordo com os níveis d'água estimados conforme descrito acima, a construção de barragem implica o alagamento de 0,12 km² para a cota do NA igual à cota da soleira do vertedor e de 0,18 km² para a cota do NA referente à carga de projeto, sendo estes aumentos da mesma ordem de grandeza da área original. O alagamento dessa área não ameaça a economia local, visto que os solos das margens não são utilizados para plantação ou criação de animais. Por outro lado, a vegetação da área alagada deve ser removida, bem como em trechos onde é prevista a construção das estruturas da usina, do canteiro de obras, dos alojamentos dos trabalhadores e das estradas de acesso. Com relação à influência do represamento sobre o ecossistema aquático, não são esperados impactos significativos, uma vez que a fauna aquática é pobre, em função da ocorrência de cachoeiras e corredeiras no rio Jaguariaíva, dos represamentos existentes a montante e da poluição do curso d'água, conforme o RAS citado.

Nas margens do reservatório, é prevista a manutenção de uma área de 72 m de largura correspondente a uma Área de Preservação Permanente (APP), para permitir o fluxo gênico animal e vegetal. Além disso, com vistas a prevenir, mitigar e compensar possíveis impactos negativos, planeja-se a execução de cinco programas socioambientais, a saber, Programa de Controle Ambiental da Obra, Programa de Indenização e Regularizações, Programa de Vida Silvestre Terrestre e Aquática, Programa de Educação Ambiental e Fiscalização e Programa de Oportunidades de Desenvolvimento, os quais devem ser aplicados durante todas as fases de implantação do empreendimento, incluindo a operação da usina (A. MÜLLER CONSULTORIA AMBIENTAL, 2016).

Em relação aos impactos sociais, a construção da PCH Macacos pode levar à necessidade de realocar algumas famílias, o que deve ser feito de modo a possibilitar a manutenção de suas atividades rotineiras, procurando-se movê-las para localidades com características similares às suas residências originais, mas preferencialmente com melhores condições habitacionais. Essa mudança, contudo, deve ser realizada caso estritamente necessário, a fim de não afetar as condições de vida das famílias e considerando o valor sentimental de suas moradias, onde residem há vários anos. De modo geral, para a população das áreas vizinhas, esperam-se efeitos positivos, como aumento da oferta de empregos, maior eficiência na distribuição de energia elétrica e desenvolvimento de novas atividades econômicas, relacionadas ao lazer e à piscicultura, por exemplo (A. MÜLLER CONSULTORIA AMBIENTAL, 2016).

7.5 ROMPIMENTO DA BARRAGEM

Em uma eventual ruptura de um barramento, ocorre uma onda de cheia que se propaga para jusante ao longo do curso d'água, em um escoamento variável, podendo provocar danos às regiões localizadas junto às margens do rio. Segundo o PAE da PCH Macacos (GEOENERGY ENGENHARIA, 2018), entre a barragem dessa usina e a foz do rio Jaguariaíva, a cerca de 46 km da obra, existem nove locais com construções próximas às margens desse curso d'água, cujas distâncias em relação à PCH e em relação às margens do rio são apresentadas na Tabela 7.1. O local identificado pelo número 3 corresponde a uma ponte rodoviária sobre o rio Jaguariaíva, enquanto os demais locais representam edificações em propriedades rurais, incluindo residências.

Tabela 7.1 – Distâncias aproximadas dos locais com construções próximas às margens do rio Jaguariaíva, a jusante da PCH Macacos

Local	Distância em relação à barragem (km)	Distância em relação à margem mais próxima do rio Jaguariaíva (m)
1	2,7	70
2	8,0	82
3	29,4	0
4	29,7	104
5	29,7	55
6	30,6	110
7	32,0	89
8	34,6	62
9	37,6	72

Fonte: GeoEnergy Engenharia (2018).

A partir da Tabela 7.1, observa-se que os locais designados pelos números 1 e 5 são os mais próximos, respectivamente, da barragem e do rio Jaguariaíva, excetuando-se a ponte rodoviária. Entretanto, o local 1 dista cerca de 70 m da margem esquerda do rio, além de sua cota ser alguns metros superior ao nível d'água normal de jusante da PCH; já com relação ao local 5, este é situado aproximadamente 30 km a jusante da barragem, também possuindo uma cota consideravelmente superior ao NA normal do rio. Além disso, devido ao amortecimento da cheia, esta seria dissipada em cerca de 6 km e, como a barragem é de concreto, sua eventual ruptura ocorreria de modo gradual, contribuindo para a atenuação dos efeitos a jusante. Portanto, pode-

se dizer que são baixos os riscos oferecidos às vidas humanas em decorrência do rompimento da barragem da PCH Macacos (GEOENERGY ENGENHARIA, 2018).

Sendo assim, tendo por base as análises das Seções 7.1 a 7.5, pode-se dizer que é fisicamente viável a implantação da PCH Macacos no local de projeto, em termos de queda natural, impactos sobre os recursos hídricos, impactos socioambientais e risco a vidas humanas a jusante em caso de ruptura da barragem. No entanto, é importante fazer algumas ressalvas, principalmente em relação às características das rochas da fundação das estruturas da obra, como barragem e casa de força, e à disponibilidade de jazidas de materiais na região para uso no empreendimento, pois as rochas são em sua maioria arenitos, de baixa resistência mecânica, e há escassez de materiais adequados para agregados do concreto nas proximidades, os quais devem ser adquiridos de municípios vizinhos. Tais aspectos, contudo, não impedem a execução da obra, dadas as demais análises aqui realizadas e os benefícios proporcionados pela PCH, justificando o fato de essa usina ter sido de fato construída e estar atualmente em operação.

8 CONCLUSÃO

Neste trabalho, procurou-se abordar de modo simplificado os principais aspectos envolvidos no projeto e na construção de pequenas centrais hidrelétricas, um assunto que é bastante abrangente e de caráter multidisciplinar, mobilizando diversas áreas da engenharia, como ambiental, civil, elétrica e mecânica. Para exemplificar, considerando a engenharia civil, o projeto de usinas desse porte requer a aplicação conjunta de conhecimentos de hidráulica, hidrologia, análise estrutural, geologia, mecânica dos solos e das rochas, dentre outras áreas de estudo. Assim, deve-se realizar um planejamento detalhado de todas as etapas de implantação do empreendimento, desde os estudos de viabilidade até a operação e manutenção da usina, para garantir a adequada realização, compatibilização e execução dos diferentes projetos incluídos na instalação de uma PCH.

Além da discussão dos aspectos técnicos acerca do projeto de uma pequena central hidrelétrica, foi mostrado um exemplo de aplicação de alguns desses aspectos para o caso de uma usina existente e em operação, a saber, a PCH Macacos, localizada no rio Jaguariaíva entre os municípios de Jaguariaíva e Sengés, no estado do Paraná. A partir dos dados desse aproveitamento hidrelétrico, foram feitos o dimensionamento hidráulico do vertedor e da bacia de dissipação, a determinação do *fetch* do reservatório e da potência gerada, bem como a análise da viabilidade física do empreendimento. Com base nesta análise, verificou-se que a implantação dessa PCH no local de projeto é justificada pelos benefícios proporcionados, sendo viável em termos da queda natural existente, da influência sobre os recursos hídricos, dos impactos socioambientais e do risco às vidas humanas a jusante da barragem em caso da ruptura desta estrutura.

Portanto, espera-se que as informações apresentadas, incluindo a síntese de tópicos abordados em manuais de projeto de pequenas centrais hidrelétricas e os exemplos de cálculo relativos à PCH Macacos, possam constituir um material de apoio para complementar os estudos sobre aproveitamentos hidrelétricos. No Brasil, ainda há uma parcela significativa do potencial hidrelétrico que ainda não foi aproveitada ou que está em estágios iniciais de exploração, o que provoca um incentivo aos estudos sobre o tema de barragens e usinas hidrelétricas e à atuação de profissionais de engenharia civil nessa área.

REFERÊNCIAS

A. MÜLLER CONSULTORIA AMBIENTAL. **RDAE – Relatório de Desempenho Ambiental de Empreendimento:** PCH Macacos. Curitiba, 2018. Disponível em: <https://pchmacacos.pchpesqueiro.com.br/iniciativas-ambientais/>. Acesso em: 20 jul. 2022.

A. MÜLLER CONSULTORIA AMBIENTAL. **Relatório Ambiental Simplificado – RAS PCH Macacos.** Curitiba, 2016. Disponível em: <https://pchmacacos.pchpesqueiro.com.br/iniciativas-ambientais/>. Acesso em: 20 jul. 2022.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO. **Portal HidroWeb.** 2022. Disponível em: <https://www.snhirh.gov.br/hidroweb/apresentacao>. Acesso em: 20 jul. 2022.

AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS E SANEAMENTO BÁSICO. **Resolução nº 91, de 02 de abril de 2012.** Estabelece a periodicidade de atualização, a qualificação do responsável técnico, o conteúdo mínimo e o nível de detalhamento do Plano de Segurança da Barragem e da Revisão Periódica de Segurança da Barragem, conforme art. 8º, 10 e 19 Lei nº 12.334 de 20 de setembro de 2010 – a Política Nacional de Segurança de Barragens – PNSB. Brasília: ANA, 2012.

AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA. **Resolução nº 394, de 04 de dezembro de 1998.** Estabelece os critérios para o enquadramento de empreendimentos hidrelétricos na condição de pequenas centrais hidrelétricas. Rio de Janeiro: ANEEL, 1998.

AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA. **Resolução nº 652, de 09 de dezembro de 2003.** Estabelece os critérios para o enquadramento de aproveitamento hidrelétrico na condição de Pequena Central Hidrelétrica (PCH). Rio de Janeiro: ANEEL, 2003.

AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA. **Resolução Normativa nº 696, de 15 de dezembro de 2015.** Estabelece critérios para classificação, formulação do Plano de Segurança e realização da Revisão Periódica de Segurança em barragens fiscalizadas pela ANEEL de acordo com o que determina a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010. Rio de Janeiro: ANEEL, 2015.

AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA. **Resolução Normativa nº 875, de 10 de março de 2020.** Estabelece os requisitos e procedimentos necessários à aprovação dos Estudos de Inventário Hidrelétrico de bacias hidrográficas, à obtenção de outorga de autorização para exploração de aproveitamentos hidrelétricos, à comunicação de implantação de Central Geradora Hidrelétrica com Capacidade Instalada Reduzida e à aprovação de Estudos de Viabilidade Técnica e Econômica e Projeto Básico de Usina Hidrelétrica sujeita à concessão. Rio de Janeiro: ANEEL, 2020.

AGÊNCIA NACIONAL DE ENERGIA ELÉTRICA. Resolução Normativa nº 890, de 21 de julho de 2020. Retifica a Resolução Normativa nº 875, de 10 de março de 2020, que estabeleceu, de forma consolidada, as normas referentes aos procedimentos e requisitos para realização de estudos de inventário hidrelétrico de bacias hidrográficas, exploração e outorga de empreendimentos hidrelétricos. Rio de Janeiro: ANEEL, 2020.

ARANTES, G. Planeta Água. In: ARANTES, G. **Amanhã**. [S. l.]: Elektra Records, 1983. 1 CD. Faixa 6.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. 238 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484: Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2020. 28 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6490: Rochas – Caracterização de ocorrência – Reconhecimento e amostragem. Rio de Janeiro, 2016. 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13133: Execução de levantamento topográfico. Rio de Janeiro, 1994. 35 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PCHS E CGHS. O que são PCHs e CGHs. 2014. Disponível em: <https://abrapch.org.br/2014/03/o-que-sao-pchs-e-cghs/>. Acesso em: 24 out. 2022.

BOURDEAUX, G. H. R. M. Projeto e construção de barragens de terra e enrocamento. Salvador: Clube de Engenharia, 1980. 300 p.

BRASIL. Lei n. 9.433/1998, de 08 de janeiro de 1997. Institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, cria o Sistema Nacional de Gerenciamento de Recursos Hídricos, regulamenta o inciso XIX do art. 21 da Constituição Federal, e altera o art. 1º da Lei nº 8.001, de 13 de março de 1990, que modificou a Lei nº 7.990, de 28 de dezembro de 1989. **Diário Oficial da União:** seção 1: Legislativo, n. 6, p. 470, 09 jan. 1997.

BRASIL. Lei n. 9.605/1998, de 12 de fevereiro de 1998. Dispõe sobre as sanções penais e administrativas derivadas de condutas e atividades lesivas ao meio ambiente, e dá outras providências. **Diário Oficial da União:** seção 1: Legislativo, n. 31, p. 1, 13 fev. 1998.

BRASIL. Lei n. 12.334/2010, de 20 de setembro de 2010. Estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens destinadas à acumulação de água para quaisquer usos, à disposição final ou temporária de rejeitos e à acumulação de resíduos industriais, cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens e altera a redação do art. 35 da Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997, e do art. 4º da Lei nº 9.984, de 17 de julho de 2000. **Diário Oficial da União:** seção 1: Legislativo, n. 181, p. 1, 21 set. 2010.

BRASIL. Lei n. 14.066/2020, de 30 de setembro de 2020. Altera a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), a Lei nº 7.797, de 10 de julho de 1989, que cria o Fundo Nacional do Meio Ambiente (FNMA), a Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997, que institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, e o Decreto-Lei nº 227, de 28 de fevereiro de 1967 (Código de Mineração). **Diário Oficial da União:** seção 1: Legislativo, n. 189, p. 3, 01 out. 2020.

CENTRAIS ELÉTRICAS BRASILEIRAS S. A. **Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas.** Rio de Janeiro: Eletrobras, 2003. 279 p.

CENTRAIS ELÉTRICAS BRASILEIRAS S. A. **Diagnóstico das condições sedimentológicas dos principais rios brasileiros.** 2. ed. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1998.

CENTRAIS ELÉTRICAS BRASILEIRAS S. A. **Diretrizes para estudos e projetos de Pequenas Centrais Hidrelétricas.** Rio de Janeiro: Eletrobras, 2000. 458 p.

CENTRAIS ELÉTRICAS BRASILEIRAS S. A. **Instruções para Estudos de Viabilidade de Aproveitamentos Hidrelétricos.** Rio de Janeiro: Eletrobras, 1997.

CENTRAIS ELÉTRICAS BRASILEIRAS S. A. **Sistema de Informações do Potencial Hidrelétrico Brasileiro.** Rio de Janeiro, 2018. Disponível em: <https://eletrobras.com/pt/Paginas/Potencial-Hidreletrico-Brasileiro.aspx>. Acesso em: 10 maio 2022.

CHOW, V. T. **Open-Channel Hydraulics.** New York: McGraw Hill, 1959. 680 p.

COLLISCHONN, W.; DORNELLES, F. **Hidrologia para Engenharia e Ciências Ambientais.** 2 ed. Porto Alegre: ABRHidro, 2015.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS. **Programa Levantamentos Geológicos do Brasil.** Brasília, 2001. Disponível em: <http://www.cprm.gov.br/publique/Geologia/Geologia-Basica/Programa-Levantamentos-Geologicos-Basicos-do-Brasil---PLGB-173.html>. Acesso em: 17 out. 2022.

CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE. Resolução nº 237, de 19 de dezembro de 1997. **Diário Oficial da União:** seção 1: Legislativo, n. 247, 22 dez. 1997.

DEMATTÉ, F. V. **Soluções em Geração de Energia – Usinas Hidrelétricas.** WEG, 2019. 24 slides. Disponível em: http://sindenergia.com.br/arquivos/165_weg_c._apresenta%C3%A7%C3%A3o_sindenergia_-hidro_r0.pdf. Acesso em: 19 jul. 2022.

ELEVATORSKI, E. A. **Hydraulic Energy Dissipators.** New York: Mc-Graw-Hill, 1959. 213 p.

FOLHA DE SÃO PAULO. **Chuva no PR deixa 3500 desabrigados.** 1997. Disponível em: <https://www1.folha.uol.com.br/fsp/1997/1/24/cotidiano/12.html>. Acesso em: 29 ago. 2022.

GEOENERGY ENGENHARIA. **PCH Macacos:** PAE – Plano de ação de Emergências. Florianópolis, 2018. Disponível em: <https://pchmacacos.pchpesqueiro.com.br/iniciativas-ambientais/>. Acesso em: 20 jul. 2022.

GOOGLE EARTH. Imagem de satélite: Estado do Paraná, Brasil. SIO; NOAA; U.S. Navy; NGA; GEBCO, 2015. LANDSAT/COPERNICUS. 13 dez. 2015. Disponível em: <https://earth.google.com/web/>. Acesso em: 31 out. 2022.

GOOGLE EARTH. Imagem de satélite: PCH Macacos, Brasil. Maxar Technologies, 2021a. 02 jul. 2021. Disponível em: <https://earth.google.com/web/>. Acesso em: 31 out. 2022.

GOOGLE EARTH. Imagem de satélite: PCH Macacos, estação Tamanduá e estação Colônia Barro Preto, Brasil. Maxar Technologies; CNES/Airbus; Airbus, 2021b. 02 jul. 2021. Disponível em: <https://earth.google.com/web/>. Acesso em: 10 nov. 2022.

HENN, E. A. L. **Máquinas de Fluido.** 2 ed. Santa Maria: Editora UFSM, 2006. 474 p.

HYDROFALL. **Relatório Fotográfico:** Outubro/2019. Rio do Sul, 2019. Disponível em: <https://pchmacacos.pchpesqueiro.com.br/relatorios-fotograficos-das-obras/>. Acesso em: 20 jul. 2022.

INSTITUTO BRASILEIRO DO MEIO AMBIENTE E DOS RECURSOS NATURAIS RENOVÁVEIS. **Avaliação de Impacto Ambiental – Agentes Sociais, Procedimentos e Ferramentas.** Brasília: IBAMA, 1995.

LANNA, A. E. L.; BENETTI, A. D.; COBALCHINI, M. S. Metodologias para Determinação de Vazões Ecológicas em Rios. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, Porto Alegre, v. 8, n. 2, p. 149-160, abr./jun. 2003. DOI: <https://doi.org/10.21168/rbrh.v8n2.p149-160>. Disponível em: <https://www.abrhidro.org.br/SGCv3/publicacao.php?PUB=1&ID=36&SUMARIO=525>. Acesso em: 20 set. 2022.

LENCASTRE, A. **Manual de Hidráulica Geral.** São Paulo: Editora Edgard Blucher, 1972. 411 p.

MARRANO, A.; IYOMASA, W. S.; MIYASHIRO, N. J. Investigações Geotécnicas e Geoambientais. In: OLIVEIRA, A. M. S; MONTICELLI, J. J. (ed.). **Geologia de engenharia e ambiental.** São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental, 2018. v. 2, cap. 14, p. 274-312.

MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA. **Boletim Mensal de Energia:** Referência setembro de 2022. Brasília: Departamento de Informações e Estudos Energéticos, 2022.

PINTO, V. G.; RIBEIRO, C. B. M; SILVA, D. D. Vazão ecológica e o arcabouço legal brasileiro. **Revista Brasileira de Geografia Física**, Recife, v. 9, n. 1, p. 91-109, 2016. DOI: <https://doi.org/10.26848/rbgf.v9.1.p091-109>. Disponível em: <https://periodicos.ufpe.br/revistas/rbgfe/issue/view/2523>. Acesso em: 20 set. 2022.

PORTE, R. M. **Hidráulica Básica**. 4 ed. São Carlos: EESC-USP, 2006. 540 p.

PORTE, R. M. **Tópicos de Hidráulica Aplicada**. Notas de aula – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1986. 86 p.

PROSENGE. **PAE – PCH Unaí Baixo**. 2017. Disponível em: <https://www.prosenge.com/portfolio-item/pae-pch-unai-baixo/>. Acesso em: 06 nov. 2022.

SÃO PAULO (Estado). Decreto nº 41.258/1996, de 31 de outubro de 1996. Aprova o Regulamento da outorga de direitos de uso dos recursos hídricos, de que tratam os artigos 9º a 13 da Lei 7.663, de 30/12/1991. **Diário Oficial do Estado de São Paulo**: seção 1: Executivo, v. 106, n. 210, p. 4, 01 nov. 1996.

SCHREIBER, G. P. **Usinas Hidrelétricas**. São Paulo: Editora Edgard Blucher – Engevix S.A., 1978. 237 p.

SILVEIRA, J. F. A. **Instrumentação e Segurança de Barragens de Terra e Enrocamento**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 416 p.

SOUZA, L. A. P.; GANDOLFO, O. C. B. Geofísica Aplicada. In: OLIVEIRA, A. M. S; MONTICELLI, J. J. (ed.). **Geologia de engenharia e ambiental**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental, 2018. v. 2, cap. 15, p. 314-333.

UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR. **Design of Small Dams**. Washington: U.S. Government Printing Office, Bureau of Reclamation, 1960.

UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR. **Design of Small Dams**. 2nd ed. Washington: U.S. Government Printing Office, Bureau of Reclamation, 1974.

UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR. **Design of Small Dams**. 3rd ed. Washington: U.S. Government Printing Office, Bureau of Reclamation, 1987.