



CONTRATO Nº 13/SRH/CE/2022

FORTALEZA

ELABORAÇÃO DOS ESTUDOS BÁSICOS E CONCEPÇÃO, ESTUDO DE VIABILIDADE AMBIENTAL – EVA, PLANO DE DESMATAMENTO RACIONAL E DETALHAMENTO DO PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM BOA VISTA DOS PARENTES, NO MUNICÍPIO DE SENADOR POMPEU, NO ESTADO DO CEARÁ.

LOCALIDADE BOA VISTA,
DISTRITO DE ENCANTADO,
QUIXERAMOBIM, DIVISA COM
SENADOR POMPEU/CEARÁ

**FASE C – PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM
VOLUME 3 – MEMORIAL DE CÁLCULO**

FORTALEZA
JULHO - 2024

ÍNDICE

APRESENTAÇÃO	6
1 INTRODUÇÃO	8
1.1 Contextualização do Projeto da Barragem.....	8
1.2 Localização e Acesso	9
1.3 Características Técnicas da Barragem Boa Vista dos Parentes	11
2 MEMORIAL DE CÁLCULO	14
2.1 Geometria da Barragem	15
2.1.1 Cálculo da Folga da Barragem.....	15
2.1.2 Cálculo da Cota do Coroamento	19
2.1.3 Altura Máxima da Barragem de Terra	19
2.1.4 Cálculo da Largura do Coroamento da Barragem	19
2.1.5 Proteção do Coroamento	20
2.1.6 Taludes da Barragem de Terra	20
2.1.7 Proteção dos Taludes da Barragem.....	21
2.1.8 Fundação.....	21
2.2 Drenagem Interna da Barragem	21
2.2.1 Granulometria dos Materiais da Drenagem Interna	24
2.2.2 Dimensionamento da Largura do Filtro Inclinado	27
2.2.3 Dimensionamento da Espessura do Tapete Horizontal	27
2.3 Análise de Estabilidade dos Taludes	28
2.3.1 Parâmetros de Entrada	29
2.3.2 Resultados e Análises.....	36
2.4 Estudo Hidráulico do Vertedouro	41
2.4.1 Da Largura do Vertedouro.....	41
2.4.2 Características do Vertedouro.....	41
2.4.3 Dados de Projeto e Parâmetros de Cálculo.....	41
2.4.4 Resultados da Simulação Hidráulica.....	44
2.5 Dimensionamento da Bacia de Dissipação	47
2.5.1 Cálculo do Comprimento e da Altura dos Muros Laterais da Bacia de Dissipação 50	50
2.5.2 Curvas-Chave do Canal de Restituição.....	50
2.6 Canal de Restituição.....	51
2.6.1 Simulação Hidráulica (Vertedouro + Bacia de Dissipação + Canal de Restituição) 52	52
2.6.2 Resultados.....	57

2.6.3	Considerações	58
2.7	Dimensionamento da Tomada D'Água	58
2.7.1	Cálculo do Diâmetro em Regime Permanente	58
2.7.2	Verificação do Diâmetro para Esvaziamento do Reservatório	60
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		66

Lista de Tabelas

Tabela 2-1 – Cálculo do <i>fetch</i> Efetivo	18
Tabela 2-2 – Inclinação Dos Taludes – U.S. Bureau of Reclamation.....	20
Tabela 2-3 - Valores de permeabilidades utilizados nos cálculos de permeabilidade	22
Tabela 2-4 – Critérios para dimensionamento granulométrico	24
Tabela 2-5 – Resumo dos dados de entrada para os materiais da barragem, nas análises de estabilidade	30
Tabela 2-6 – Resistência à compressão uniaxial das rochas segundo suas características.....	31
Tabela 2-7 - Valores da constante m segundo tipo de rocha.	32
Tabela 2-8 – Valores dos parâmetros de cálculo do modelo, segundo critérios utilizados.....	35
Tabela 2-9 - Resultados obtidos com simulação do vertedouro com o HEC-RAS, para TR = 1.000 anos.....	44
Tabela 2-10 - Resultados Numéricos para as vazões analisada.....	51
Tabela 2-11 – Coeficientes de perda das peças da tomada d'água.....	59
Tabela 2-12 – Coeficientes de perda da válvula borboleta, considerando seus ângulos de abertura	59
Tabela 2-13 - Dados da curva cota x área x volume.....	61

Lista de Figuras

Figura 1-1 - Mapa de localização e acesso	10
Figura 2-1 – Rosa dos Ventos – Estação Meteorológica de Quixeramobim	16
Figura 2-2 – Pista de vento esquemática para a direção norte	17
Figura 2-3 – Seção de estudo	23
Figura 2-4 – Rede de fluxo, com equipotenciais em m.	23
Figura 2-5 - Curva Granulométrica das Amostras de Jazidas.....	25
Figura 2-6 – Seção tipo adotada para análise da estabilidade.....	29
Figura 2-7 - Valores da constante D em função do tipo de perturbação para desagregação do maciço.	33
Figura 2-8 - Ábaco para valores de GSI do Maciço Rochoso.	34
Figura 2-9 – Análise de Estabilidade – Final de Construção – Montante	36
Figura 2-10 – Análise de Estabilidade – Final de Construção – Jusante	37
Figura 2-11 – Análise de Estabilidade – Regime Permanente (Operação)	38
Figura 2-12 – Análise de Estabilidade – Regime Permanente (Operação)	39
Figura 2-13 – Análise de Estabilidade – Esvaziamento Rápido – Montante	40
Figura 2-14 - Seções em planta para simulação do Vertedouro da Barragem.....	42
Figura 2-15 - Perfil do canal vertedouro da Barragem.	43
Figura 2-16 - Perfil longitudinal do vertedouro para vazão de projeto com TR = 1.000 anos. ...	45
Figura 2-17 - Perfil longitudinal do vertedouro para vazão de projeto com TR = 10.000 anos. .	46
Figura 2-18 - Bacia de dissipação USBR I.....	48
Figura 2-19 - Bacia de dissipação USBR II.....	49
Figura 2-20 - Bacia de dissipação USBR III.....	49
Figura 2-21 – Curva chave do canal de restituição.....	51
Figura 2-22 - Representação esquemática do vertedouro da Barragem Boa Vista.....	52
Figura 2-23 - Notação para cotas	53
Figura 2-24 – Ilustração da discretização do domínio em malha mista.....	55
Figura 2-25 – Mapa de inundação resultante do vertimento, tomando como base hidrograma afluente relativo ao TR=1.000 anos.	56
Figura 2-26 - Distribuição espacial de velocidades no momento de máxima vazão.....	57
Figura 2-27 - Ábaco de vazões devidas à abertura da válvula borboleta.....	60
Figura 2-28 - Gráfico altura de carga hidráulica (H) X área do espelho d'água.....	62
Figura 2-29- Esvaziamento do reservatório em função do tempo, para uma tubulação de 450 mm na tomada d'água.	63
Figura 2-30 - Ábaco de vazões devidas à abertura da válvula borboleta, em caso de tomada d'água com diâmetro de 450 mm.....	64
Figura 2-31 - Esvaziamento do reservatório em função do tempo, operando uma tubulação de 250 mm na tomada d'água	64

Figura 2-32 - Ábaco de vazões devidas à abertura da válvula borboleta, em caso de tomada d'água com diâmetro de 250 mm.....	65
---	----

APRESENTAÇÃO

A empresa de Consultoria e Engenharia Maximino dos Santos & Cia Ltda – EPP, no âmbito do contrato Nº 13/SRH/CE/2022 assinado em 05/09/2022 com ordem serviço nº 02/2023/SRH emitida em 20/04/2023 tem por finalidade a ELABORAÇÃO DOS ESTUDOS BÁSICOS E CONCEPÇÃO, ESTUDO DE VIABILIDADE AMBIENTAL-EVA, PLANO DE DESMATAMENTO RACIONAL E DETALHAMENTO DO PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM BOA VISTA DOS PARENTES, SITUADA NO MUNICÍPIO DE SENADOR POMPEU, NO ESTADO DO CEARÁ.

Os estudos desenvolvidos, em atendimento ao Termo de Referência, são constituídos por atividades multidisciplinares que permitem a elaboração de relatórios específicos organizados em FASE A – Estudos Básicos, FASE B – Estudos ambientais e FASE C – Detalhamento do Projeto Executivo, conforme são apresentados na sequência:

❖ FASE A: Estudos Básicos

- Volume 1: Estudos Cartográficos;
- Volume 2: Estudos Topográficos;
- Volume 3: Estudos Geológico-Geotécnicos;
- Volume 4: Estudos Hidrológicos;
- Volume 5: Relatório de Concepção da Barragem

❖ FASE B: Estudos Ambientais

- Volume 1: Estudos de Viabilidade Ambiental – EVA;
- Volume 2: Plano de Desmatamento Racional – PDR

❖ FASE C: Detalhamento do Projeto Executivo

- Volume 1: Memorial Descritivo do Projeto;
- Volume 2: Desenhos;
- Volume 3: Memória de Cálculo;
- Volume 4: Especificações Técnicas;
- Volume 5: Quantitativos e Orçamentos;
- Volume 6: Relatório Síntese

O presente relatório refere-se ao Relatório de **Detalhamento do Projeto Executivo – Volume 3: Memorial de Cálculo**.

Este relatório tem como principal objetivo apresentar o memorial de cálculo do projeto.

1 - INTRODUÇÃO

1 INTRODUÇÃO

O presente documento é parte integrante da Fase C e compõe um dos produtos do detalhamento do PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM BOA VISTA DOS PARENTES, a ser construída nos Municípios de Quixeramobim e Senador Pompeu, no Estado do Ceará, objeto do contrato Nº 13/SRH/CE/2022, que tem como objetivo a “Contratação de Serviços de Consultoria para a Elaboração dos Estudos básicos e Concepção, Estudo de Viabilidade Ambiental (EVA) e Plano de Desmatamento Racional e Detalhamento do Projeto Executivo da Barragem Boa Vista dos Parentes, situada no Município de Senador Pompeu, no Estado do Ceará.

1.1 Contextualização do Projeto da Barragem

A região Nordeste do Brasil é caracterizada por ser semiárida, com chuvas irregulares e períodos prolongados de seca. A escassez hídrica nessa região é um desafio constante, impactando a disponibilidade de água para consumo humano, agricultura e outras atividades econômicas. A gestão sustentável dos recursos hídricos é essencial para lidar com essas condições climáticas adversas.

O Ceará, em particular, enfrenta desafios significativos relacionados à escassez de água. A construção de infraestrutura hídrica, como açudes e sistemas de irrigação, é uma estratégia comum para lidar com a falta de água. Além disso, programas de conscientização sobre o uso eficiente da água e a implementação de tecnologias sustentáveis são fundamentais para enfrentar a escassez hídrica.

A aprimoração do fornecimento de água para diversas finalidades é uma ação essencial para o progresso regional. Dentro desse cenário, a implementação de barragens não apenas se configura como uma alternativa para lidar com as secas recorrentes, mas também como uma estratégia de convivência com essas condições desafiadoras, visando melhorar as circunstâncias adversas.

A Barragem Boa Vista dos Parentes é uma obra planejada, que objetiva o abastecimento da população regional.

Neste contexto, a Barragem Boa Vista dos Parentes terá como finalidade reforçar a garantia hídrica na região entre os municípios de Quixeramobim e Senador Pompeu, permitindo o armazenamento de água durante os períodos de chuva e contribuindo para o desenvolvimento sustentável da região.

1.2 Localização e Acesso

A barragem Boa Vista dos Parentes será formada pelo barramento do riacho Boa Vista tributário do rio Banabuiú situada a 1,5 km da Sede do Distrito de Encantado, no município de Quixeramobim na divisa com o município de Senador Pompeu, no Estado do Ceará.

A localização da referida barragem está materializada por três marcos implantados no eixo do barramento indicado, com base no Sistema de Referência Geocêntrico para as Américas (SIRGAS), sua realização do ano de 2000 (SIRGAS 2000), conforme a descrição a seguir:

- ✓ Marco (M5) - Estaca 00: 466.862,010E; 9.390.794,696N - Cota 187,20m (margem direita);
- ✓ Marco (M3) - Estaca 09: 466.927,890E; 9.390.628,812N – Cota 164,74m (riacho principal);
- ✓ Marco (M4) - Estaca14+11,77m: 466.961,911 E; 9.390.520,744 N–Cota183,71m (margem esquerda).

Partindo de Fortaleza, o percurso pode ser feito pela BR 116 até o Triângulo de Quixadá (67 km). Depois segue-se pela CE 060 / BR 122 até a Sede do Município de Quixeramobim, após passar pela barragem Quixeramobim, entra à esquerda na CE 166, quando se segue até o Distrito de Encantado, num total de 246 km. Para chegar ao local do barramento entra à esquerda na estrada vicinal após o Posto Arruda, e percorre-se 1,5 km até o eixo do barramento proposto situado no Povoado Boa Vista dos Parentes. Ver Figura 1-1 a seguir.

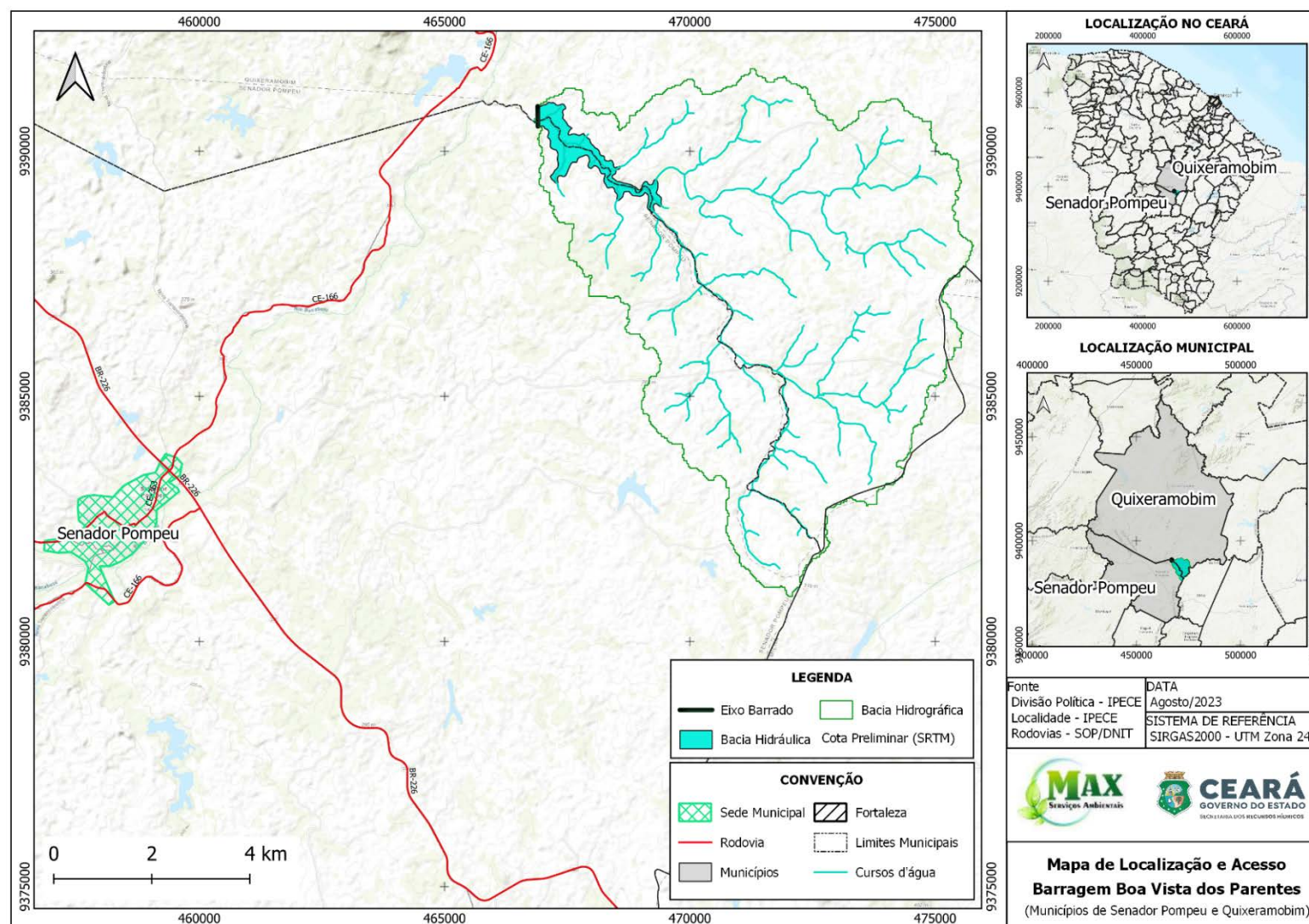


Figura 1-1 - Mapa de localização e acesso

1.3 Características Técnicas da Barragem Boa Vista dos Parentes

Identificação

Denominação:Barragem Boa Vista dos Parentes
Município:Quixeramobim / Senador Pompeu
Localidade:Boa Vista dos Parentes
Estado:Ceará
Coordenadas: 9.390.628,812N; 466.927,890E
Curso d'água barrado: Riacho Boa Vista
Bacia: Rio Banabuiú
Proprietário:Governo do Ceará/SRH
Autor do Projeto: Max Serviços Ambientais

Bacia Hidrográfica

Área: 58,00 km²
Perímetro: 50,20 km
Comprimento do rio: 14,40 km
Cota do talvegue a montante: 311,00 m
Cota do talvegue a jusante: 172,00 m
Declividade média do rio: 9,80 m/km

Características do Reservatório

Área da Bacia Hidráulica 84,07 ha
Volume de Acumulação (soleira 178,00m): 5,14 hm³
Volume morto: 0,10 hm³
Volume útil: 5,04 hm³
Vazão Afluente Anual: 3,08 hm³
Vazão afluente máx. de projeto (TR=1.000 anos):355,50 m³/s
Vazão máxima de projeto amortecida (TR=1.000 anos):221,90 m³/s
Vazão afluente máx. de projeto de verificação (TR=10.000 anos):468,80 m³/s
Vazão máxima de verificação amortecida (TR=10.000 anos):303,20 m³/s
Vazão regularizada 25,46 L/s

Nível d'água máximo maximorum (TR=1.000 anos): 179,80 m
Nível d'água máximo maximorum (TR=10.000 anos): 180,20 m

Barragem

Tipo:..... Terra Heterogênea
Altura máxima acima das fundações:20,34 m
Largura do coroamento:5,90 m
Extensão pelo coroamento: 235,80 m
Revanche4,50 m
Cota do coroamento : 182,50 m
Talude de montante:2,5 H:1,0 V
Talude de jusante:2,0 H: 1,0 V

Vertedouro

Tipo:Canal Escavado em Rocha
Localização (eixo da barragem):Ombreira direita
Cota da soleira: 178,00 m
Largura do vertedouro:60,00 m
Lâmina máxima vertente (TR = 1.000 anos):2,80 m
Descarga de projeto (TR = 1.000 anos):.....221,90 m³/s
Lâmina máxima vertente (TR = 10.000 anos):3,20 m
Descarga de projeto (TR = 10.000 anos):.....302,20 m³/s

Tomada D'água

Tipo:.....Galeria
Localização (eixo da barragem):Ombreira Direita
Estaca: 6,0+0,00
Vazão regularizada: 25,46 L/s
Número de condutos: 2 un
Diâmetro da tubulação: 250 mm

2 – MEMORIAL DE CÁLCULO

2 MEMORIAL DE CÁLCULO

Conforme exposto nos estudos básicos e na análise de alternativas, a Barragem Boa Vista doas Parentes será composta de uma estrutura em solo compactado com vertedouro escavado em rocha. A concepção do vertedouro contará com uma estrutura composta por um canal de aproximação, uma soleira espessa e um canal de restituição.

A constituição do maciço em terra homogênea terá um material predominantemente classificado como tipo SM - SC, de acordo com os resultados dos ensaios de laboratório efetuados nas amostras de solo coletadas, apresentados no Volume 3 – Estudos Geológicos-Geotécnicos dos Estudos Básicos (Fase A), com os materiais provenientes das jazidas JS-1 e JS-2 delimitadas.

A fundação do barramento será realizada diretamente sobre no substrato rochoso, após limpeza composta através de escavação, conforme sondagens realizadas ao longo do eixo da barragem e apresentadas no Volume 3 – Estudos Geológicos-Geotécnicos dos Estudos Básicos (Fase A).

Para caracterização da fundação do barramento foram realizados 7 furos de sondagens mistas, conforme mapa apresentado no Volume 3 – Estudos Geológicos-Geotécnicos dos Estudos Básicos (Fase A). Observou-se que na zona da calha do rio ocorre um depósito aluvionar com espessura rasa, em contato com o maciço rochoso caracterizado por gnaiss. Na calha do rio subjacente ao pacote aluvionar, constatou-se a presença de uma rocha biotita-gnaiss, com veios de quartzito, muito dura com RQD em média de 80%. Na ombreira esquerda o topo rochoso encontra-se pouco profundo, inclusive aflorando em várias locais. Na parte alta da ombreira direita ocorrem também solos residuais, de composição silto arenosa ou silto argilosa, micáceos, com pequena espessura.

Os estudos geotécnicos no local do sangradouro foram realizados com a finalidade de fazer a identificação e caracterização do subsolo, inclusive, avaliando a capacidade do material rochoso de resistir aos processos erosivos provocados pelas descargas previstas. Para este fim foram realizados 2 furos de sondagens mistas, conforme mapa apresentado no Volume 3 – Estudos Geológicos-Geotécnicos dos Estudos Básicos (Fase A).

Está prevista uma tomada d'água situada na ombreira esquerda, composta por uma tubulação em aço com diâmetro de 250 mm.

O vertedouro projetado foi posicionado na ombreira direita, do tipo soleira espessa e escavado em rocha, composto por um canal de aproximação, cordão de fixação e um canal de restituição.

A seguir serão apresentadas, com memoriais descritivos e de cálculo, as principais características técnicas das obras e estruturas que compõem a solução proposta para a Barragem Boa Vista dos Parentes.

2.1 Geometria da Barragem

2.1.1 Cálculo da Folga da Barragem

A borda livre (ou “folga”, “revanche”, “freeboard”) é a distância vertical entre a crista da barragem e a cota da soleira do vertedouro, proporcionando proteção e objetiva a segurança contra o transbordamento, que pode ser provocado pela ação de ondas formadas pela ação dos ventos, evitando danos e erosão no talude de jusante.

O cálculo da borda livre de uma barragem de terra deve ser realizado de acordo com a seguinte metodologia:

- 1 - Determinação do nível de água do reservatório que servirá de referência para o cálculo da borda livre;
- 2 - Análises dos registros de ventos;
- 3 – Cálculo do “fetch” efetivo;
- 4 - Cálculo das características das ondas;
- 5 - Seleção final da borda livre em função dos resultados obtidos, da declividade do talude da barragem e do tipo de paramento.

O nível de água do reservatório que servirá de referência para o cálculo da borda livre foi definido nos Estudos Hidrológicos na cota 178,00.

Para a análise dos ventos, utilizou-se a Estação Meteorológica de Quixeramobim, com dados disponíveis de julho de 2007 à novembro de 2023, de modo a determinar a direção predominante dos ventos. A Figura 2-1 apresenta a rosa dos ventos calculada, indicando uma direção predominante NE.

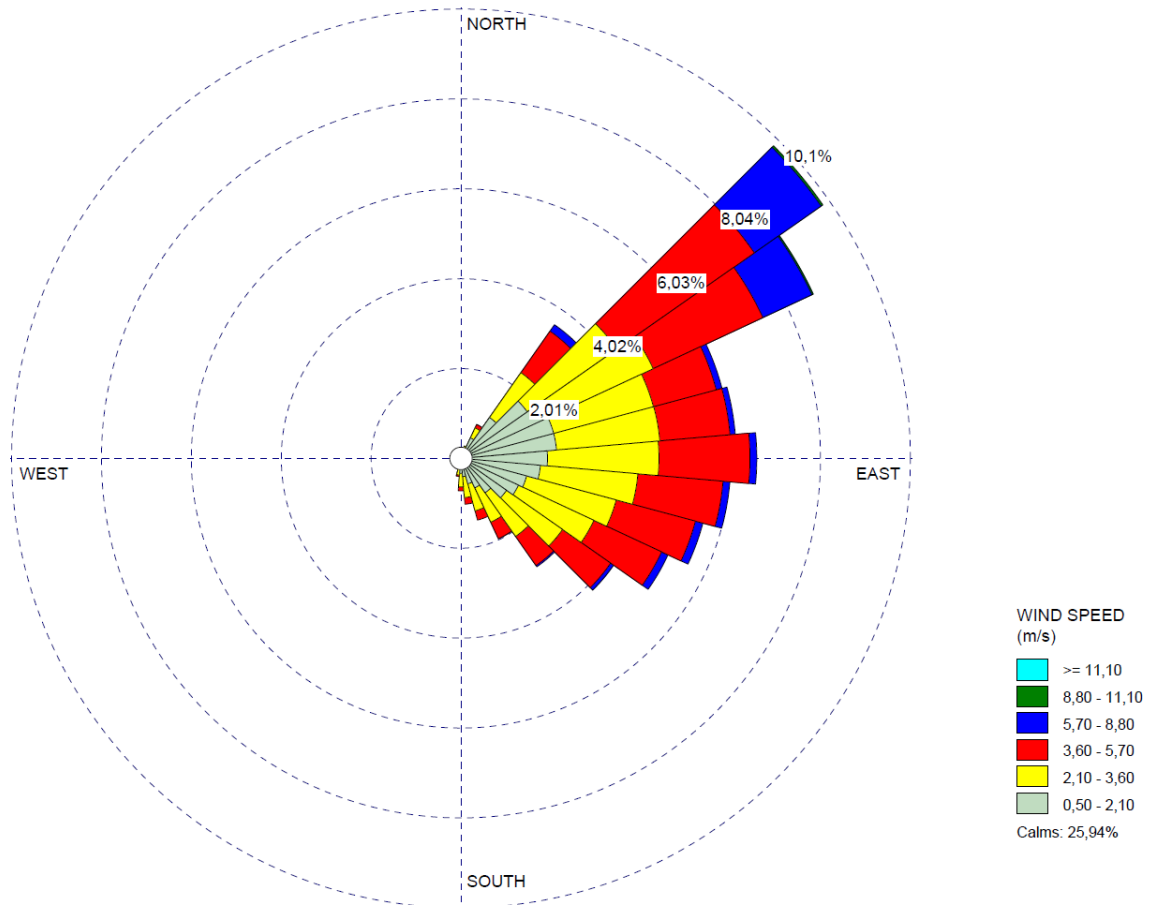


Figura 2-1 – Rosa dos Ventos – Estação Meteorológica de Quixeramobim

A folga da barragem (F) é dimensionada em função da ação dos ventos sobre a superfície da água e pode ser estimada através da equação empírica abaixo:

$$F = 0,75 \times h_o + \frac{v_o^2}{2g}$$

Em que:

h_o = altura das ondas (m);

v_o = velocidade da onda (m/s), determinada pela expressão $V_o = 1,5 + 2h(m/s)$;

g = aceleração da gravidade admitida como $9,81m/s^2$.

Para o cálculo da altura das ondas, utilizou-se a seguinte equação empírica:

$$h_o = 0,75 + 0,34\sqrt{f} - 0,26^4\sqrt{f} \quad \text{para } f < 18 \text{ km}$$

$$h_o = 0,34\sqrt{f} \quad \text{para } f > 18 \text{ km}$$

Em que:

$f = \text{fetch}$ - distância máxima (em km) em linha reta entre qualquer extremidade do lago e um ponto qualquer sobre o barramento.

Para o cálculo do “fetch” efetivo utilizou-se a metodologia Saville Modificado. Saville et al. (1954) propõe um método que consiste na construção de 19 linhas radiais a partir do ponto de incidência da onda em intervalos de 5°, de tal modo que as radiais extremas formem com a direção do vento um ângulo de 45°. Cada uma destas radiais deve se estender até a margem, conforme ilustrado pela Figura 2-2.

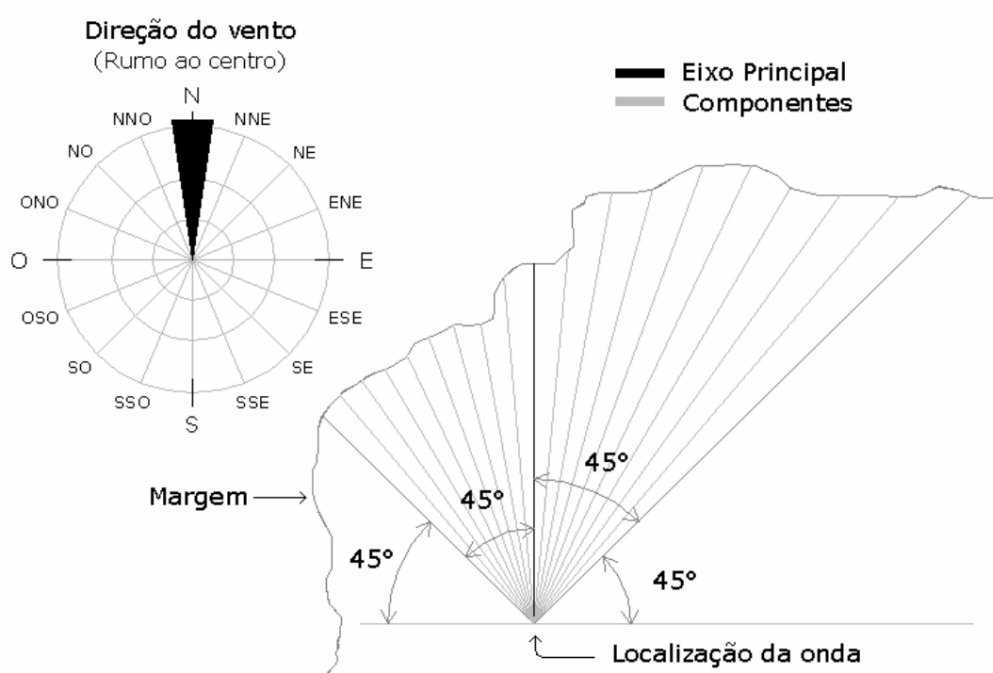


Figura 2-2 – Pista de vento esquemática para a direção norte

Fonte: Marques et. al (2007)

Conforme descrito por Marques et. al (2007), para o cálculo do comprimento da pista efetiva, esta passa a ser a projeção dos segmentos no eixo principal sendo que a amplitude máxima do segmento mais distante do eixo principal é de 45°, de acordo com a Figura 2-2. Neste método desprezam-se os fenômenos de refração e reflexão, ou seja, supõe-se que as ondas serão completamente absorvidas pelas margens. Considera-se que a direção do vento é uniforme e que mantém a mesma direção dentro da área de geração. Despreza-se ainda, a influência da topografia marginal, considerando o relevo a uma mesma cota da lâmina de água. O comprimento da pista é obtido pela seguinte relação:

$$f = \frac{\sum_i x_i \times \cos^2(\alpha)_i}{\sum_i \cos(\alpha)_i}$$

Em que:

α_i = ângulo entre a direção considerada e a direção principal do vento, e

x_i = extensão do reservatório na direção α_i (os valores de α_i devem ser tomados de 5 em 5 graus até 45°, em ambos os lados da direção principal).

A Tabela 2-1 apresenta o cálculo do *fetch* efetivo através da metodologia descrita.

Tabela 2-1 – Cálculo do *fetch* Efetivo

A	Cos(α)	X (Km)	x.cos²(α)
45°	0,707	0,535	0,268
40°	0,766	0,441	0,259
35°	0,819	0,439	0,295
30°	0,866	0,450	0,337
25°	0,906	0,467	0,383
20°	0,940	0,503	0,444
15°	0,966	0,607	0,566
10°	0,985	0,729	0,707
5°	0,996	0,457	0,453
0°	1,000	0,453	0,453
5°	0,996	0,513	0,509
10°	0,985	0,419	0,407
15°	0,966	0,435	0,406
20°	0,940	0,354	0,312
25°	0,906	0,334	0,275
30°	0,866	0,317	0,238
35°	0,819	0,281	0,188
40°	0,766	0,224	0,132
45°	0,707	0,178	0,089
f efetivo		0,398 km	

Desta forma, a folga da Barragem Boa Vista dos Parentes pode ser determinada através das seguintes expressões abaixo:

$$h_o = 0,75 + 0,34 \times \sqrt{0,398} - 0,26 \times \sqrt[4]{0,398} = 0,766 \text{ m}$$

$$V_o = 1,5 + 2 \times 0,758 = 3,031 \text{ m/s}$$

$$F = 0,75 \times 0,766 + \frac{(3,031)^2}{2 \times 9,81} = 1,043 \text{ m}$$

2.1.2 Cálculo da Cota do Coroamento

A cota de coroamento pode ser definida como sendo a cota da soleira do vertedouro acrescida da Revanche da barragem que, por definição é a lâmina máxima de sangria adicionada da folga calculada para o barramento. Assim, a cota do coroamento pode ser determinada pela expressão abaixo:

$$CC = C_s + H_s + F$$

Em que:

C_s = cota da soleira do sangradouro = 178,00 m;

H_s = Lâmina máxima de sangria (TR = 1.000 anos) = 2,8 m

F = folga da barragem = 1,043 m

$$CC = 178,0 + 2,8 + 1,043 = 181,843 \text{ m}$$

$$CC_{adotada} = 182,0 \text{ m}$$

Como forma de verificar a cota de coroamento adotada para a cheia decamilenar ($H_s = 3,20$), adotou-se a folga de segurança recomendada por Cruz (1996) de 0,5 m a partir da altura das ondas calculada anteriormente:

$$CC = 178,0 + 3,2 + 0,766 + 0,50 = 182,466 \text{ m}$$

$$CC_{adotada} = 182,5 \text{ m}$$

2.1.3 Altura Máxima da Barragem de Terra

A altura máxima do barramento é definida como sendo a diferente entre a cota calculado do coroamento e a cota do terreno na seção máxima considerada e pode ser descrita pela seguinte expressão:

$$H_B = C_c - C_t$$

Em que:

C_c = Cota do coroamento: 182,50 m

C_t = Cota do terreno na seção máxima considerada: 162,159 m

$$H_B = 182,50 - 162,159$$

$$H_B = 20,341 \text{ m}$$

2.1.4 Cálculo da Largura do Coroamento da Barragem

A largura do coroamento de um barramento pode ser definida pela fórmula de Preece, descrita a seguir:

$$L_C = 1,10\sqrt{H_B} + 0,90$$

Em que:

L_C = Largura da barragem (m);

H_B = Altura da barragem (m).

Para a barragem Boa Vista dos Parentes, calculou-se a seguinte largura do coroamento:

$$L_C = 1,10\sqrt{20,34} + 0,90 = 5,9 \text{ m//}$$

2.1.5 Proteção do Coroamento

Para permitir o escoamento das águas que precipitarem sobre o coroamento, este será concebido com um abaulamento de 2%, com meios fios de concreto simples em toda a extensão.

Será previsto ainda um revestimento de 0,30 m de espessura de material granular (cascalho natural ou produto de britagem).

2.1.6 Taludes da Barragem de Terra

Para a definição das inclinações dos taludes de montagem e jusante, utilizou-se as recomendações do U.S. Bureau of Reclamation, conforme Tabela 2-2.

Tabela 2-2 – Inclinação Dos Taludes – U.S. Bureau of Reclamation

Caso	Sujeito a Esvaziamento Rápido	Classificação dos Solos	Montante	Jusante
A	Não	GW, GP, SW, SP	Permeável, não adequado	
		GC, GM, SC, SM	2,5:1	2:1
		CL, ML	3:1	2,5:1
		CH, MH	3,5:1	2,5:1
B	Sim	GW, GP, SW, SP	Permeável, não adequado	
		GC, GM, SC, SM	3:1	2:1
		CL, ML	3,5:1	2,5:1
		CH, MH	4:1	2,5:1

A barragem apresentará dois taludes em materiais distintos. O talude de montante em solo compactado, utilizará material predominante nas jazidas de solo (JS-01 e JS-02), que se apresentam conforme exposto nos Estudos Geotécnicos (SC, SM-CL). Assim, este talude da seção do barramento foi definida com inclinação de montante de 2,5:1,0. O talude de jusante será constituído de enrocamento com inclinação de jusante de 2,0:1,0. Essas características de taludes encontram-se respaldadas pelos resultados obtidos nas análises de estabilidade apresentadas na seção 2.3 deste relatório.

2.1.7 Proteção dos Taludes da Barragem

Sendo a barragem heterogênea, com talude de jusante em enrocamento e talude de montante em solo compactado, somente este talude de montante deverá receber proteção contra erosão causada pela ação das ondas que se formarão no lago (montante).

2.1.7.1 Talude de Montante

No talude de montante, será adotada a solução em *rip-rap*, formado por uma camada de enrocamento (*rip-rap*), de 0,60 m, e outra camada de transição produzida na obra de 0,30 m, totalizando, como proteção uma espessura total de 0,90 m.

2.1.8 Fundação

Para determinação do substrato de fundação que receberá as cargas solicitantes da barragem, foi considerado que:

- A escavação para as obras do vertedouro torna imperiosa a utilização de material de 3ª categoria na constituição do maciço da barragem, tendo sido recomendado o uso desse material para as obras do talude de jusante;
- Barragens de enrocamento exigem substrato de fundação mais resistentes às maiores cargas solicitantes;
- Os resultados dos levantamentos geológicos e geotécnicos, por intermédio dos quais se identificou que o substrato rochoso se situa em profundidades não superiores a 3,5 m, sendo identificadas ainda significativas áreas de rocha aflorante.

Haja vista essas considerações, recomenda-se que a fundação da barragem seja executada em rocha. Para tanto, será necessária a retirada de todo o material aluvionar e silto argiloso presente ao longo da área que será ocupada pelo maciço, conforme indicado em desenhos que orientam a escavação.

2.2 Drenagem Interna da Barragem

Os estudos de percolação efetuados tiveram como objetivo avaliar os valores das vazões percoladas pelo corpo da barragem e pela fundação, visando o dimensionamento dos dispositivos de drenagem interna.

Para obtenção destes valores foi adotado o processo gráfico do traçado da rede de fluxo admitindo a dissipação da carga total entre a entrada e a saída, através do programa SEEPW. Este é um programa desenvolvido pela empresa *Geoslope International®* e utiliza elementos finitos que analisam problemas de percolação em solos e dissipação de pressões neutras. O programa permite vários tipos de análises, tais como simples problemas em meios

saturados e regime estacionário a situações mais complexas envolvendo materiais não saturados em regime transitório. Adequa-se a projetos de engenharia geotécnica, hidrogeológica e de minas. Permite criar a geometria, gerar a malha de elementos finitos, impor as condições de contorno, resolver numericamente o problema e tratar graficamente os resultados obtidos.

Através do programa SEEP/W são determinadas as condições de fluxo pelo maciço e fundações da barragem através de elementos finitos, traçados a partir das condições de contorno especificadas na entrada de dados.

Os cálculos efetuados são apresentados no item 2.3.2 deste volume, através de listagens geradas pelo software, incluindo figuras com as superfícies críticas e malhas de procura para cada caso analisado.

Conforme solicitado pela fiscalização, no traçado da rede de fluxo foi considerada uma anisotropia entre as permeabilidades vertical e horizontal igual a 9.

A permeabilidade do maciço da barragem foi obtida a partir das análises dos ensaios de granulometria efetuados nos materiais das jazidas, bem como dos ensaios de permeabilidade realizados nas amostras de materiais coletados e conforme já citado, apresentados nos volumes de estudos básicos.

A análise dos resultados foi realizada e foram adotadas permeabilidades representativas dos ensaios, conforme apresentado na Tabela 2-3:

Tabela 2-3 - Valores de permeabilidades utilizados nos cálculos de permeabilidade

Material	Talude	k (m/s)
Solo compactado	Montante	1,00E-08
Solo compactado	Montante	1,00E-08
Enrocamento	Jusante	1,00E-04
Enrocamento	Jusante	1,00E-04
Areia do filtro	-	5,00E-05
Brita de transição	-	1,00E-04

Portanto, as análises do fluxo pelo maciço e fundações foram elaboradas combinando a seção máxima (seção tipo) com os valores de permeabilidade apresentados, tendo como resultado a seguinte seção de estudos esquematizada na Figura 2-3

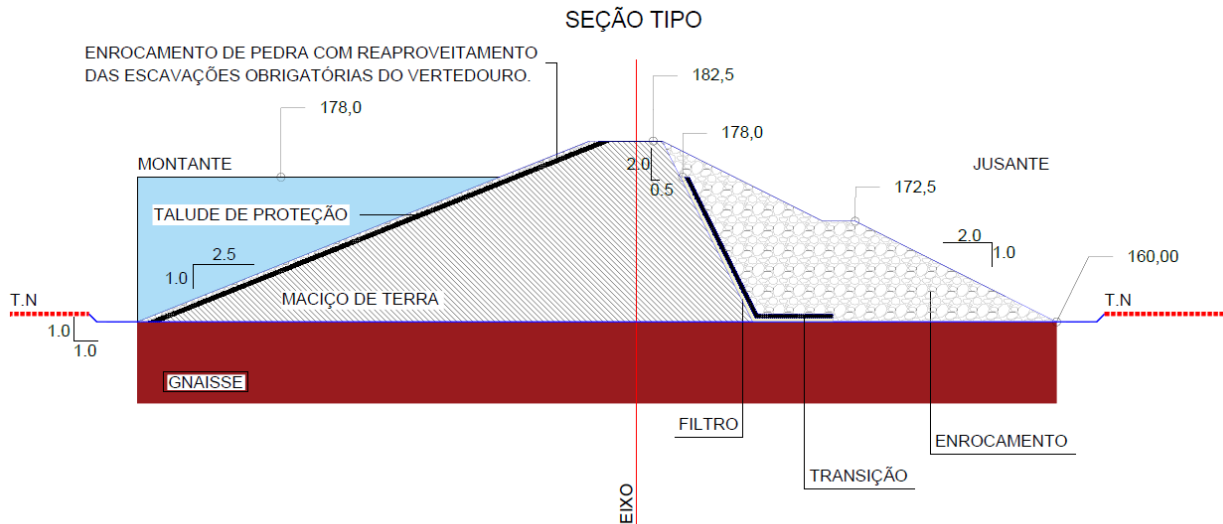


Figura 2-3 – Seção de estudo

A rede de fluxo gerada está representada na Figura 2 4 a seguir:

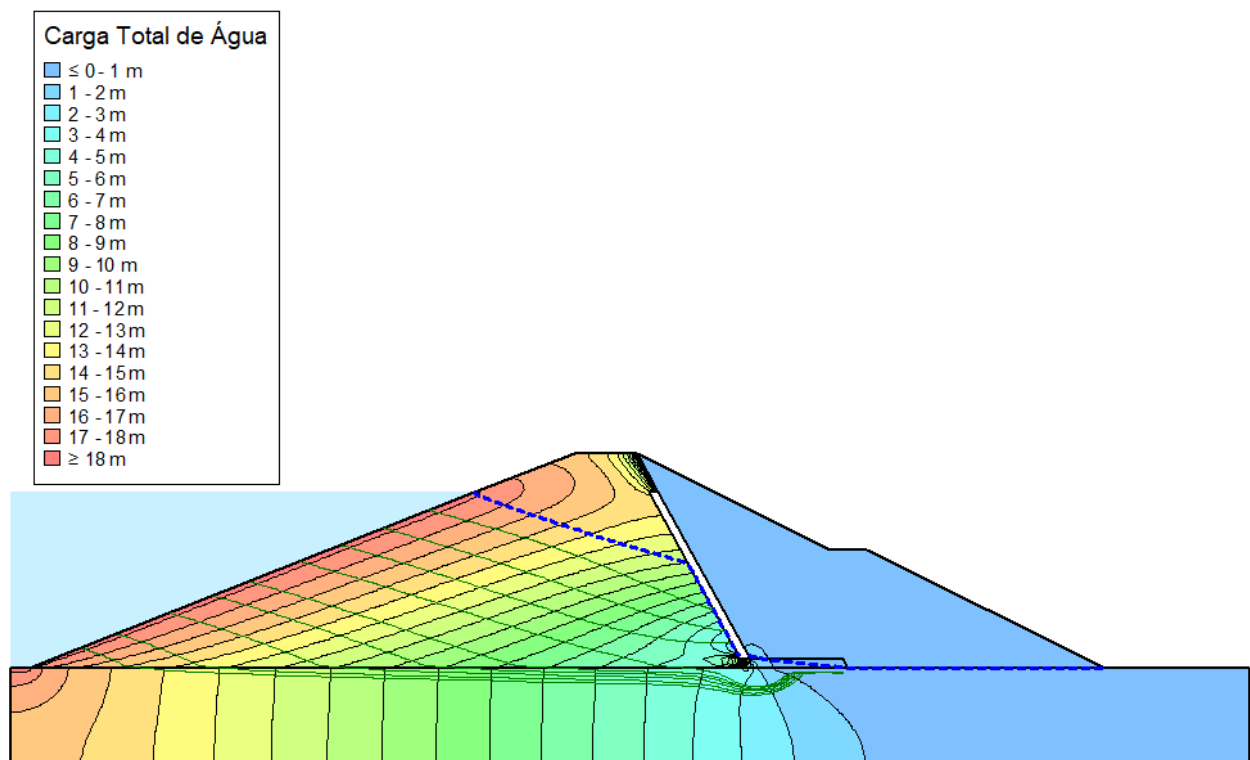


Figura 2-4 – Rede de fluxo, com equipotenciais em m.

Portanto, os resultados gerados pelo programa SEEP/W, em termos de vazões foram os seguintes:

- $Q_{\text{maciço}} = 6,40 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$
- $Q_{\text{fundações}} = 2,51 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$

2.2.1 Granulometria dos Materiais da Drenagem Interna

O sistema de drenagem interna da barragem será constituído por um filtro inclinado, ligado a um material de transição que, por sua vez, conecta-se ao talude jusante, o qual será constituído de enrocamento.

Para se determinar a granulometria do material dos drenos, foram adotadas as recomendações de Sherard realizadas com base nos critérios de filtragem de Terzaghi, buscando-se restringir o movimento de partículas entre diferentes materiais. Para o dimensionamento dos filtros, este deve seguir os critérios para projetos de filtro preconizados por Terzaghi, descritos a seguir:

- $D_{15}(\text{filtro}) \leq 4 \text{ a } 5 \times D_{85}(\text{solo})$ e $D_{15} \leq 1,00 \text{ mm}$ (critério de contenção);
- $D_{15}(\text{filtro}) \geq 4 \text{ a } 5 \times D_{15}(\text{solo})$ e $D_5 > 0,074 \text{ mm}$ (critério de permeabilidade).

Os materiais que constituem o dreno de pé deverão obedecer às Especificações Técnicas do Projeto, inclusive quanto ao dimensionamento dos blocos.

Para a areia utilizada deverão ser obedecidos os critérios de Terzaghi e Berthram, ou seja, critérios de proteção contra o carreamento das partículas mais finas e de garantia de permeabilidade. Assim, foram utilizados os critérios listados a seguir (Tabela 2-4).

Tabela 2-4 – Critérios para dimensionamento granulométrico

Grupo	% Finos	Critério
1	85 A 100	$\frac{D_{15}(\text{Filtro})}{D_{85}(\text{Maciço})} \leq 9$
2	40 A 85	$D_{15} \leq 0,70 \text{ MM}$
3	0 A 15	$\frac{D_{15}(\text{Filtro})}{D_{85}(\text{Maciço})} \leq 4$
4	15 A 40	Intermediário entre G2 e G3

Na Figura 2-5 é apresentado ábaco com curva granulométrica das amostras de jazidas. Neste gráfico, observa-se que:

$$D_{15}(\text{filtro}) = 0,6 \text{ mm}$$

$$D_{85}(\text{filtro}) = 2,3 \text{ mm}$$

$$D_{15}(\text{solo}) = 0,011 \text{ mm}$$

$$D_{85}(\text{solo}) = 3,0 \text{ mm}$$

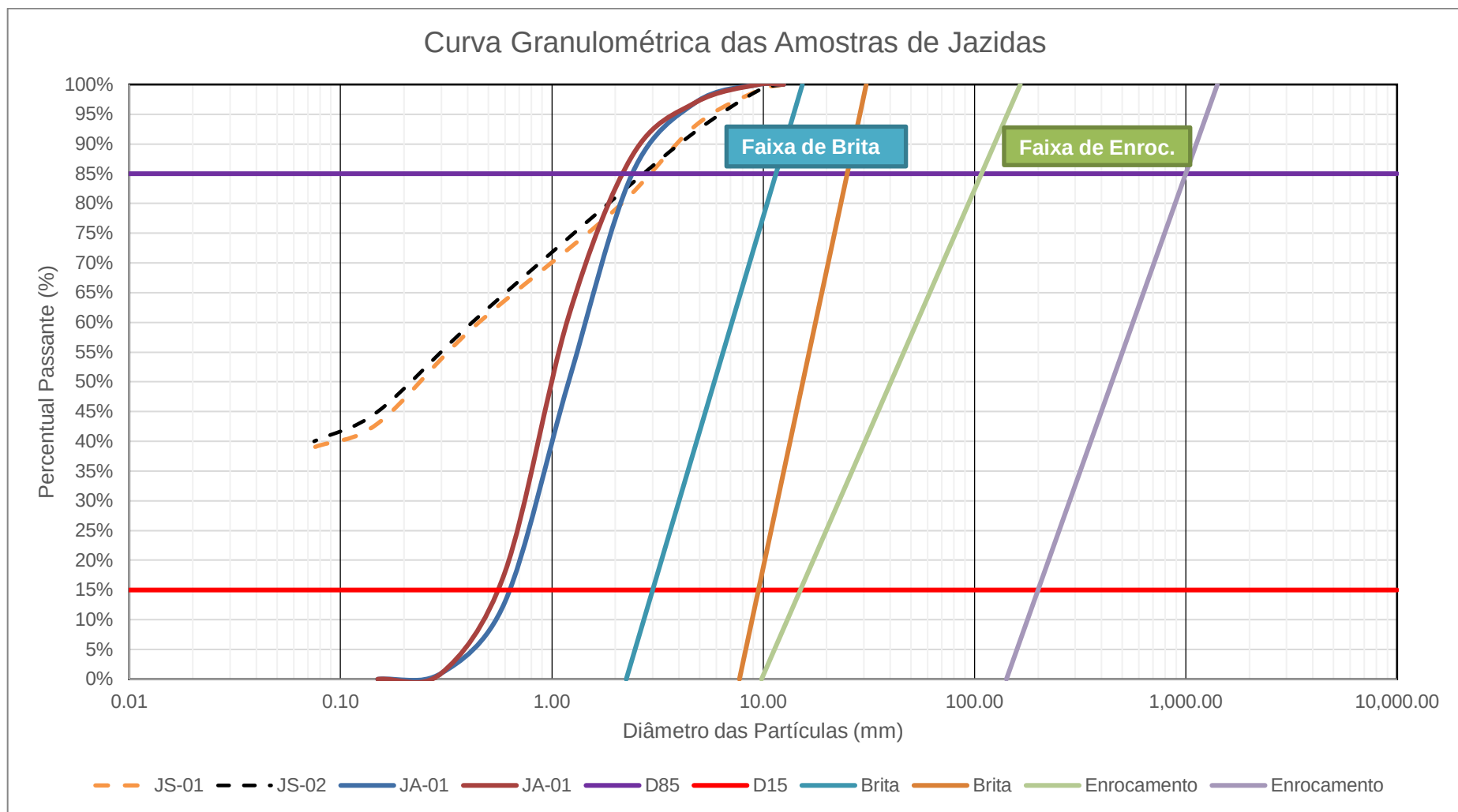


Figura 2-5 - Curva Granulométrica das Amostras de Jazidas

Assim, fazendo-se as análises quanto ao atendimento dos critérios, tem-se:

- **Interface maciço - filtro**

$$D_{15} (\text{areia filtro}) \leq 5 \times D_{85} (\text{solo}) = 0,60/3,0 = 0,20 \leq 5 \rightarrow \text{OK}$$

$$D_{15} (\text{areia filtro}) \geq 5 \times D_{15} (\text{solo}) = 0,60 \geq 5 \times 0,011 \rightarrow 0,60 > 0,055 \rightarrow \text{OK}$$

O material arenoso das jazidas atende aos critérios de filtragem adotados.

- **Interface filtro – transição de brita (tb):**

$$D_{15} (\text{tb})/D_{85} (\text{filtro}) \leq 5 \text{ (critério de contenção)}$$

$$D_{15} (\text{tb})/D_{15} (\text{filtro}) \geq 5 \text{ e } D_{15} (\text{tb}) > 0,074 \text{ mm (critério de permeabilidade)}$$

Então:

$$D_{15} (\text{tb})/D_{85} (\text{filtro}) \leq 5$$

$$D_{15} (\text{tb}) \leq 5 D_{85} (\text{filtro}) \rightarrow D_{15} (\text{tb}) \leq 5 \times 2,40 \rightarrow D_{15} (\text{tb}) \leq 12,00 \text{ mm}$$

$$D_{15} (\text{tb}) / D_{15} (\text{filtro}) \geq 5 \rightarrow D_{15} (\text{tb}) \geq 5 \times 0,60 \rightarrow D_{15} (\text{tb}) \geq 3,00 \text{ mm}$$

$$\textbf{Portanto: } 3,00\text{mm} \leq D_{15} (\text{tb}) \leq 12,00 \text{ mm //$$

- **Interface transição de brita - enrocamento:**

Para material a ser utilizado no enrocamento do talude de jusante será aproveitado material rochoso oriundo de escavação do vertedouro cujo diâmetro deverá variar entre 250 mm e 1.000 mm. Assim, para atendimento a critérios de contenção e permeabilidade:

$$D_{15} (\text{enroc})/D_{15} (\text{tb}) \geq 5 \text{ (critério de permeabilidade)}$$

$$D_{15} (\text{enroc})/D_{85} (\text{tb}) \geq 9 \text{ (critério de contenção)}$$

Assim, tem-se::

$$D_{15} (\text{enroc})/D_{15} (\text{tb}) \geq 5 \rightarrow 5 \times 3,00 = 15,00 \text{ mm}$$

$$D_{15} (\text{enroc})/D_{85} (\text{tb}) \geq 9 \rightarrow 9 \times 12,00 = 108,00 \text{ mm}$$

$$\textbf{Então, temos: } 15,00 \text{ mm} \leq D_{15} \leq 108,00 \text{ mm}$$

O ábaco da Figura 2-5 apresenta as curvas granulométricas dos materiais recomendados para o sistema de drenagem da barragem.

2.2.2 Dimensionamento da Largura do Filtro Inclinado

Para o cálculo da largura do filtro vertical será utilizada a Equação de Darcy para escoamento em meios porosos.

$$Q_{maciço} = k \cdot i \cdot A$$

Em que,

$Q_{maciço}$: vazão passante pelo maciço ($Q_{maciço} = 1,23 \cdot 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$);

k : coeficiente de permeabilidade da areia do filtro ($k = 5,0 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$);

i : gradiente hidráulico, então considerado unitário ($i = 1 \text{ m/m}$);

A : área da seção transversal ao fluxo, sendo:

$$A = L \cdot B$$

L : comprimento do filtro ($L = 1,0 \text{ m}$);

B : espessura do filtro.

Assim:

$$B = \frac{Q}{k} = \frac{1,23 \cdot 10^{-6}}{5,0 \cdot 10^{-5}} = 0,03 \text{ m}$$

Por questões construtivas, adotou-se $B = 1,0 \text{ m}$.

2.2.3 Dimensionamento da Espessura do Tapete Horizontal

Como o talude de jusante é constituído por enrocamento, será recomendado um dreno horizontal mais curto ($L = 10,0 \text{ m}$), a ser construído após o filtro de areia. Será utilizado um material mais permeável (brita 1), conforme pode ser observado no dimensionamento granulométrico das transições.

A espessura do tapete horizontal será dimensionada de modo a dar vazão à descarga freática através do maciço (Q_1) e das fundações (Q_2), conforme mostrada anteriormente no esquema da Figura 2-4:

$$A_h = \sqrt{\frac{(Q_1 + Q_2)}{k}}$$

Em que:

k = permeabilidade do filtro $= 1,0 \times 10^{-2} \text{ cm/s} = 1,0 \times 10^{-4} \text{ m/s}$;

L_h = comprimento de percolação no tapete horizontal;

Q1 = vazão pelo maciço;

Q2 = vazão pelas fundações.

Do programa SEEP/W, é obtida a seção máxima com percolação no maciço e nas fundações, incluindo a posição da freática bem como a rede de fluxo traçada.

Assim, considerando-se o fluxo unidimensional e somente a areia para compor o tapete, o valor obtido para a espessura do tapete horizontal será:

$$Q_1 = Q_b = 6,40 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \text{ e } Q_2 = Q_f = 2,51 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Então, considerando-se o filtro trabalhando em carga, conforme Massad (2003)

$$A_h = B2 \times 1 = \sqrt{\frac{(Q_b + Q_f) \times L_h}{k_F}}$$
$$B2 = \sqrt{\frac{(6,4 \times 10^{-6} + 2,51 \times 10^{-8}) \times 10,0}{1 \times 10^{-4}}} =$$
$$B2 = 0,76 \text{ m}$$

Será adotada uma espessura $B2 = 0,80 \text{ m}$.

2.3 Análise de Estabilidade dos Taludes

Para avaliar a estabilidade da solução proposta foram efetuados cálculos utilizando-se a análise estática com base no método de equilíbrio limite e adotando-se a metodologia segundo Morgenstern-Price, implementada automaticamente através do programa de cálculos SLOPE/W. A seção escolhida para os cálculos foi a seção máxima (Estaca 7+10,00), pois esta apresenta as condições mais desfavoráveis. As avaliações foram embasadas na comparação entre os fatores de segurança (FS) calculados com os admissíveis para o projeto. A Figura 2-7 ilustra a seção tipo adotada.

- Solo compactado dos taludes de montante;
- Enrocamento do talude de jusante;
- Areia do filtro vertical;
- Brita 1, a ser usada na transição e filtro horizontal.

A Tabela 2 5 apresenta o resumo dos dados de entrada para os materiais da barragem, nas análises de estabilidade.

Tabela 2-5 – Resumo dos dados de entrada para os materiais da barragem, nas análises de estabilidade

Material	Condição	Talude	k (m/s)	γ (kN/m³)	ϕ (°)	C' (kPa)
Solo compactado	Final de Obra	Montante	1,00E-08	20,32	29,50	13,00
Solo compactado	Rebaixamento rápido	Montante	1,00E-08	20,32	29,50	13,00
Enrocamento	Final de Obra	Jusante	1,00E-04	25,00	-	0,00
Enrocamento	Operação	Jusante	1,00E-04	25,00	-	0,00
Areia do filtro	-	-	5,00E-05		30,00	0,00
Brita de transição	-	-	1,00E-04			0,00

Para a análise do talude de jusante composto por enrocamento, foi utilizado o critério de ruptura proposto por Hoek-Brown (1980). Este critério permite representar a resistência do maciço rochoso adequadamente sendo aplicável em taludes executados em enrocamento. A determinação dos parâmetros de resistência pode ser realizada com o conhecimento da resistência a compressão simples da rocha, da litologia e da condição do maciço rochoso, representada pelo fraturamento e condição das descontinuidades.

A utilização do critério de Hoek-Brown para a estimativa da resistência e deformação de rochas requer que três propriedades sejam estimadas:

- A resistência à compressão uniaxial σ_{ci} da rocha intacta (Tabela 2-6);
- Os valores das constantes m_i (Tabela 2-7), m_b , s e a para a rocha intacta;
- O valor da constante D para o maciço rochoso, dada a natureza de perturbação à qual será submetido para sua desagregação (Tabela 2-7);
- O valor do GSI (índice de resistência geológica) para o maciço rochoso (Tabela 2-8).

Os parâmetros para uso do modelo descrito são calculados mediante uso das seguintes equações:

$$m_b = m_i \cdot e^{\frac{GSI-100}{28-14D}}$$

$$s = e^{\frac{GSI-100}{9-3D}}$$

$$a = \frac{1}{2} + \frac{1}{6} \left(e^{-\frac{GSI}{15}} - e^{-\frac{20}{3}} \right)$$

A Tabela 2-6 apresenta resistência à compressão uniaxial das rochas segundo suas características, enquanto a Tabela 2-7 descreve os valores da constante m_i segundo tipo de rocha.

Tabela 2-6 – Resistência à compressão uniaxial das rochas segundo suas características

GRAU	Designação da Resistência	Resistência à Compressão Uniaxial (MPa)	Características
R0	Extremamente Baixa	0,25 - 1,0	Penetrada pela ponta do dedo polegar; moldada pelas mãos; facilmente penetrada pelo canivete e martelo de geólogo; escavada por equipamento manual
R1	Muito Baixa	1,0 - 5,0	Esmigalha-se facilmente sob o impacto de martelo de geólogo; riscada facilmente pela ponta fina do martelo de geólogo; riscada e raspada facilmente pelo canivete; deslocamentos ao longo da foliação sob pressão dos dedos; bordas dos fragmentos facilmente quebradas pela pressão dos dedos; pequenos fragmentos (2 X 2 X 2 cm) não quebram sob pressão dos dedos; escavação mecanizada
R2	Baixa	5,0 - 25,0	Quebra-se sob único impacto do martelo; cavidade rasa sob impacto firme da ponta fina do martelo de geólogo; as bordas dos fragmentos podem ser quebradas pela pressão dos dedos; a lâmina do canivete provoca sulco acentuado na superfície do fragmento; podem ser raspadas pelo canivete; escavação por equipamentos mecanizados, exigindo em alguns casos, fogo de afrouxamento do maciço
R3	Mediana	25,0 - 50,0	Espécimes de mão podem ser quebrados sob poucos golpes firmes do martelo de geólogo; bordas finas dos fragmentos podem ser quebradas pelas mãos com certa dificuldade; superfície pouco riscável por lâmina de aço; não pode ser raspada pelo canivete; escavada por desmonte a fogo
R4	Elevada	50,0 - 100,0	Espécimes de mão requerem alguns golpes do martelo para serem quebrados; bordas dos fragmentos dificilmente quebradas pelas mãos; superfície dificilmente riscada pelo canivete; escavada por desmonte a fogo
R5	Muito Elevada	100,0 - 250,0	Espécimes de mão requerem muitos golpes do martelo para serem quebrados; fragmentos possuem bordas cortantes que resistem ao corte por lâmina de aço; superfície praticamente não riscada pelo canivete; escavada por desmonte a fogo
R6	Extremamente Elevada	> 250	Espécimes somente lascados com o uso do martelo

Tabela 2-7 - Valores da constante m_i segundo tipo de rocha.

Tipo de Rocha		Textura		m_i	Desvio
Sedimentar	Clástica	Grosseira	Conglomerado	21	± 3
		Média	Arenito	17	± 4
		Fina	Siltito	7	± 2
	Carbonática	Grosseira	Calc. Cristalino	12	± 3
		Média	Calc. Esparítico	10	± 2
		Fina	Calc. Micrítico	9	± 2
Ígnea	Intrusiva	Grosseira	Granito	32	± 3
	Hipabissal	Grosseira	Pórfiro	20	± 5
		Fina	Dolerito	16	± 5
	Vulcânica	Grosseira	Aglomerado	19	± 3
		Fina	Basalto	25	± 5
Metamórfica	Foliada	Grosseira	Gnaiss	28	± 5
		Média	Xisto	12	± 3
		Fina	Filito	7	± 3
	Levemente Foliada	Grosseira	Migmatito	29	± 3
	Sem Foliação	Grosseira	Mármore	9	± 3
		Fina	Quartzito	20	± 3

Para uso dos ábacos e tabelas e determinação dos parâmetros e constantes necessários, foram feitas as seguintes considerações:

- Rocha do tipo gnaiss com resistência elevada (R4);
- Desagregação da rocha por explosão, resultando em material de variados diâmetros, a serem usados no talude de jusante;

A Tabela 2-8 apresenta os valores dos parâmetros de cálculo do modelo, segundo os critérios descritos.

A Figura 2-7 apresenta os valores da constante D em função do tipo de perturbação para desagregação do maciço, enquanto a Figura 2-8 ilustra o ábaco para valores de GSI do Maciço Rochoso

Appearance of rock mass	Description of rock mass	Suggested value of D
	Excellent quality controlled blasting or excavation by Tunnel Boring Machine results in minimal disturbance to the confined rock mass surrounding a tunnel.	D = 0
	Mechanical or hand excavation in poor quality rock masses (no blasting) results in minimal disturbance to the surrounding rock mass. Where squeezing problems result in significant floor heave, disturbance can be severe unless a temporary invert, as shown in the photograph, is placed.	D = 0 D = 0.5 No invert
	Very poor quality blasting in a hard rock tunnel results in severe local damage, extending 2 or 3 m, in the surrounding rock mass.	D = 0.8
	Small scale blasting in civil engineering slopes results in modest rock mass damage, particularly if controlled blasting is used as shown on the left hand side of the photograph. However, stress relief results in some disturbance.	D = 0.7 Good blasting D = 1.0 Poor blasting
	Very large open pit mine slopes suffer significant disturbance due to heavy production blasting and also due to stress relief from overburden removal. In some softer rocks excavation can be carried out by ripping and dozing and the degree of damage to the slopes is less.	D = 1.0 Production blasting D = 0.7 Mechanical excavation

Figura 2-7 - Valores da constante D em função do tipo de perturbação para desagregação do maciço.

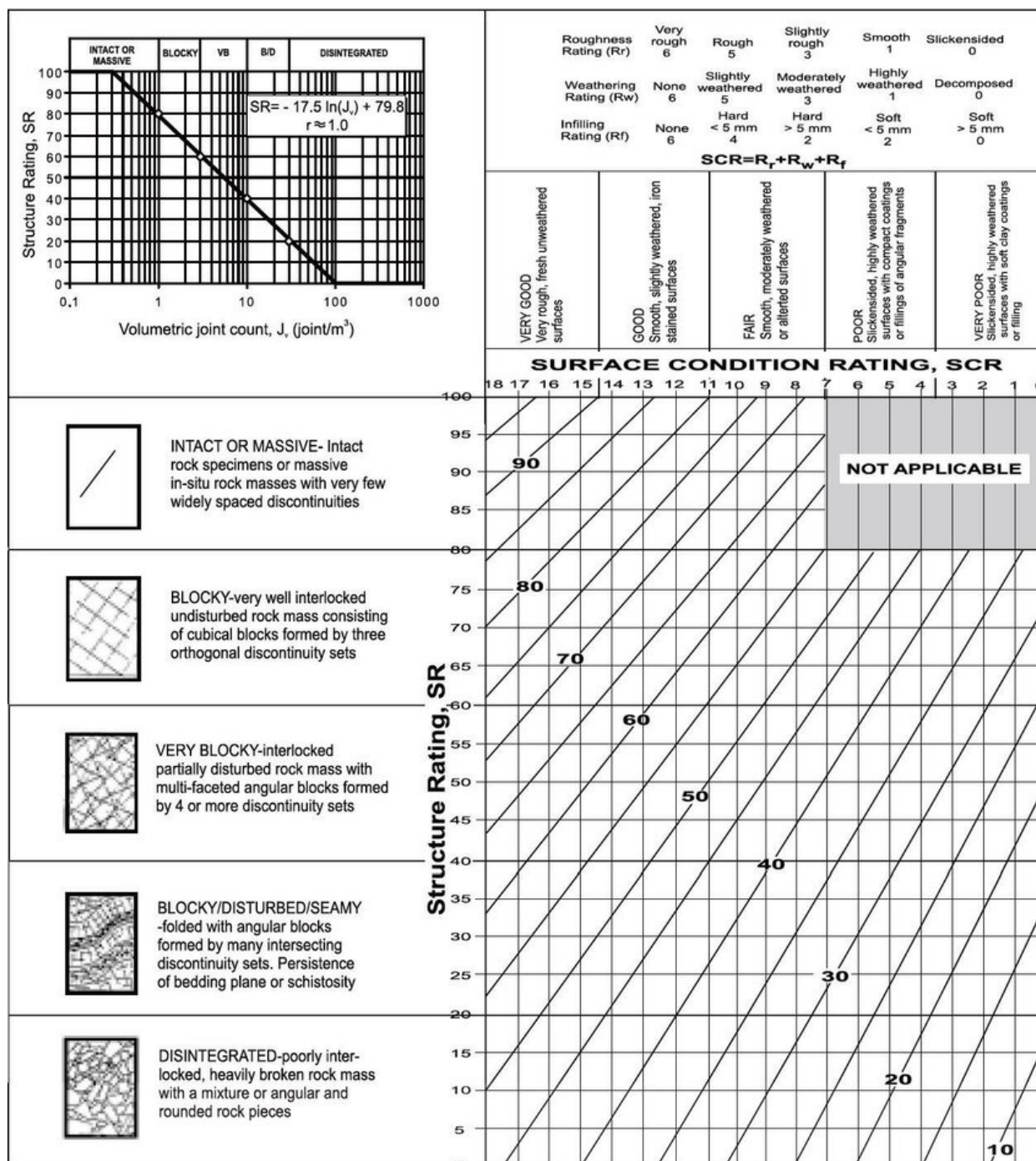


Figura 2-8 - Ábaco para valores de GSI do Maciço Rochoso.

Tabela 2-8 – Valores dos parâmetros de cálculo do modelo, segundo critérios utilizados.

Parâmetro	Valor	Unidade	Critério
GSI	20		Tipo enrocamento (ábaco)
D	1,0		Perturbação por explosão
m_i	28,0		Gnaisse
m_b	0,0924		Equação
s	1,62E-06		Equação
a	0,544		Equação
RCU_{int}	50.000,00	kPa	RQD e Características Gnaisse
RQD	50-75	%	Análises (Estudos Básicos)

2.3.1.2 Critérios para Análise de Transientes

Foram analisadas as condições de estabilidade do talude de jusante considerando a barragem sujeita a rebaixamento rápido do nível de seu reservatório, conforme condições apresentadas como critério de dimensionamento da tomada d'água, descritas no item 2.7.2 deste relatório. Desta forma, foram calculados os fatores de segurança dadas as condições de esvaziamento ilustradas no gráfico da Figura 2-29, na qual se observa que as características da tomada d'água permitem a variação de nível do reservatório desde sua cota máxima de operação ($z = 178,0$ m) até a cota da tomada d'água ($z = 165,0$ m) em 124 dias.

2.3.2 Resultados e Análises

2.3.2.1 Final de Construção – Montante

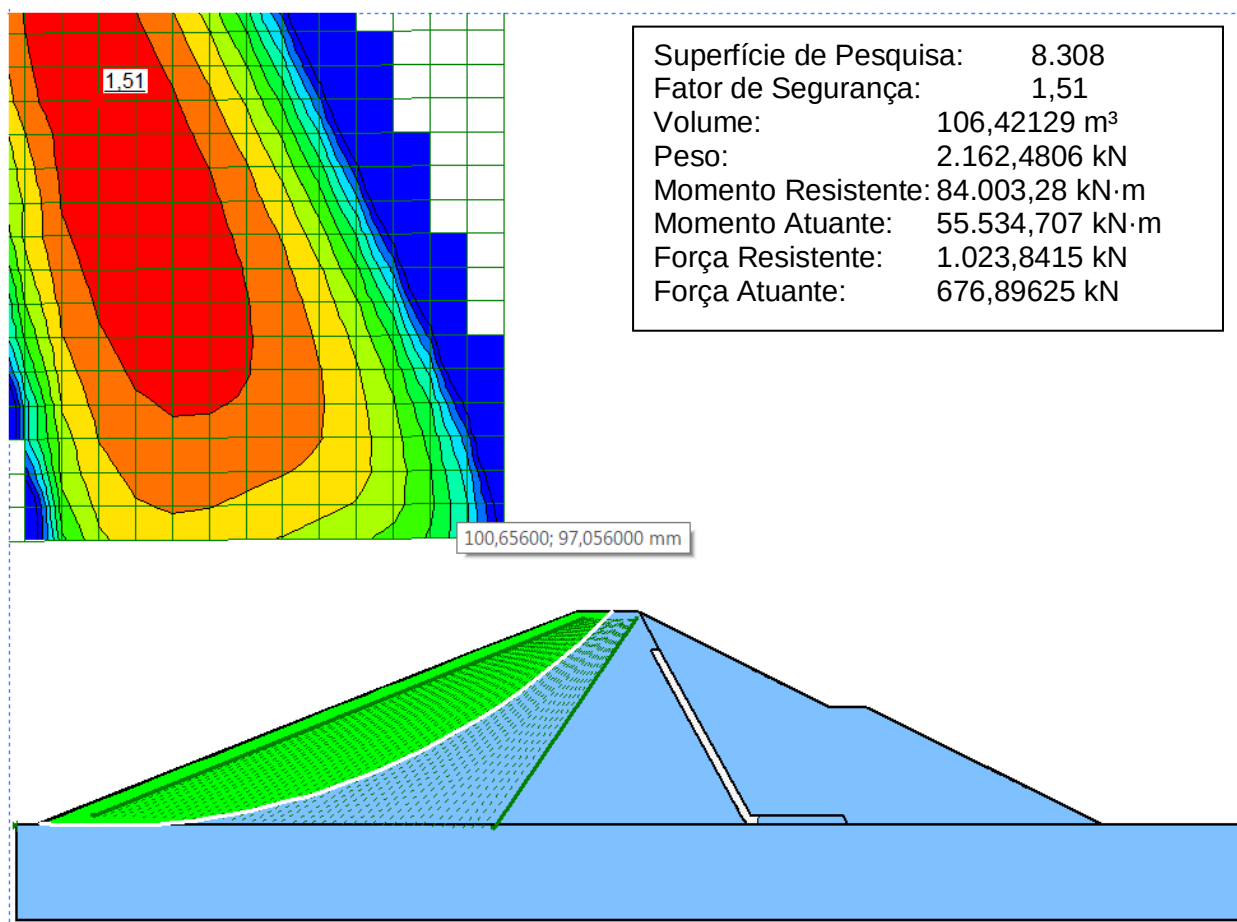


Figura 2-9 – Análise de Estabilidade – Final de Construção – Montante

Ao analisarmos a estabilidade do talude de montante na condição de final de construção, observou-se uma resistência ao cisalhamento com fator de segurança de 1,51, frente ao fator de segurança de 1,30 admissível recomendado pelas normas da Eletrobras, indicando que o talude é estável nesta condição.

2.3.2.2 Final de Construção – Jusante

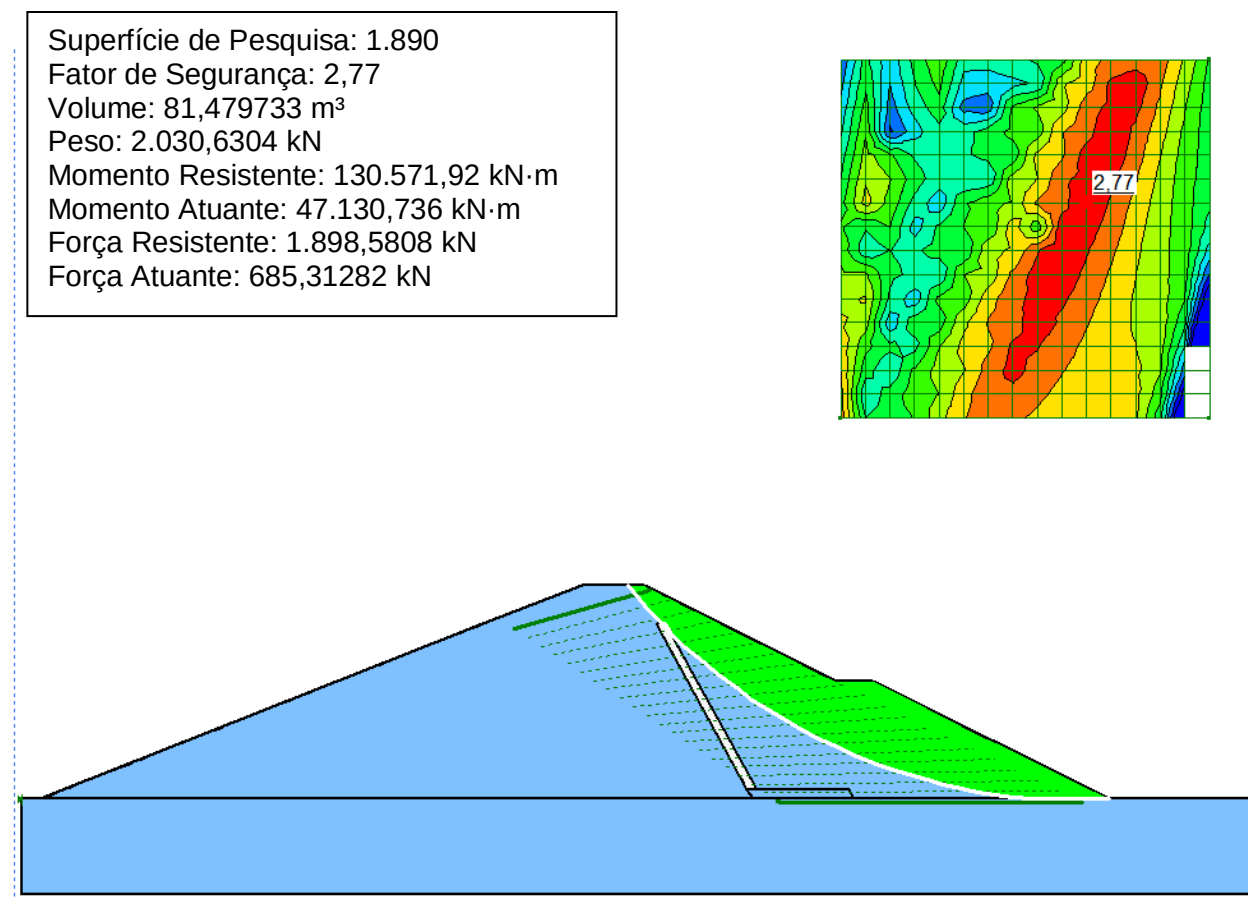


Figura 2-10 – Análise de Estabilidade – Final de Construção – Jusante

Ao analisarmos a estabilidade do talude de jusante na condição de final de construção, observou-se uma resistência ao cisalhamento com fator de segurança de 2,77, frente ao fator de segurança de 1,30 admissível recomendado pelas normas da Eletrobras, indicando que o talude é estável nesta condição.

2.3.2.3 Regime Permanente (Operação)

Superfície de Pesquisa:	1.512
Fator de Segurança:	2,87
Volume:	69,497587 m ³
Peso:	1.730,934 kN
Momento Resistente:	107.779,64 kN·m
Momento Atuante:	37.530,107 kN·m
Força Resistente:	1.670,5477 kN
Força Atuante:	581,77724 kN

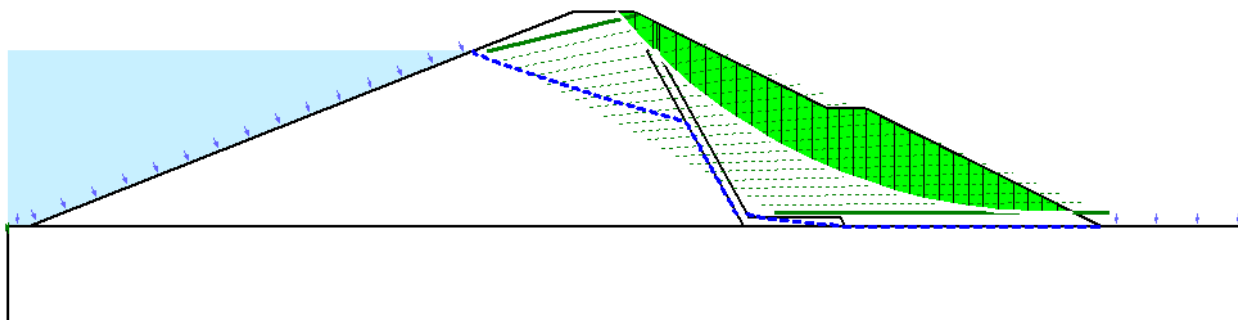
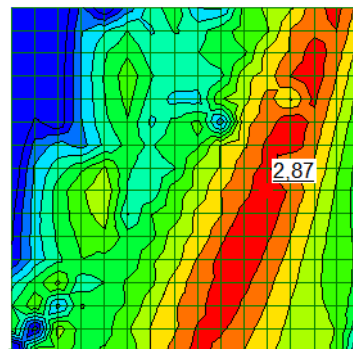


Figura 2-11 – Análise de Estabilidade – Regime Permanente (Operação)

Ao analisarmos a estabilidade do talude de jusante na condição de regime permanente (operação), observou-se uma resistência ao cisalhamento com fator de segurança de 1,70, frente ao fator de segurança de 1,50 admissível recomendado pelas normas da Eletrobras, indicando que o talude é estável nesta condição.

2.3.2.4 Regime Permanente com Sismo

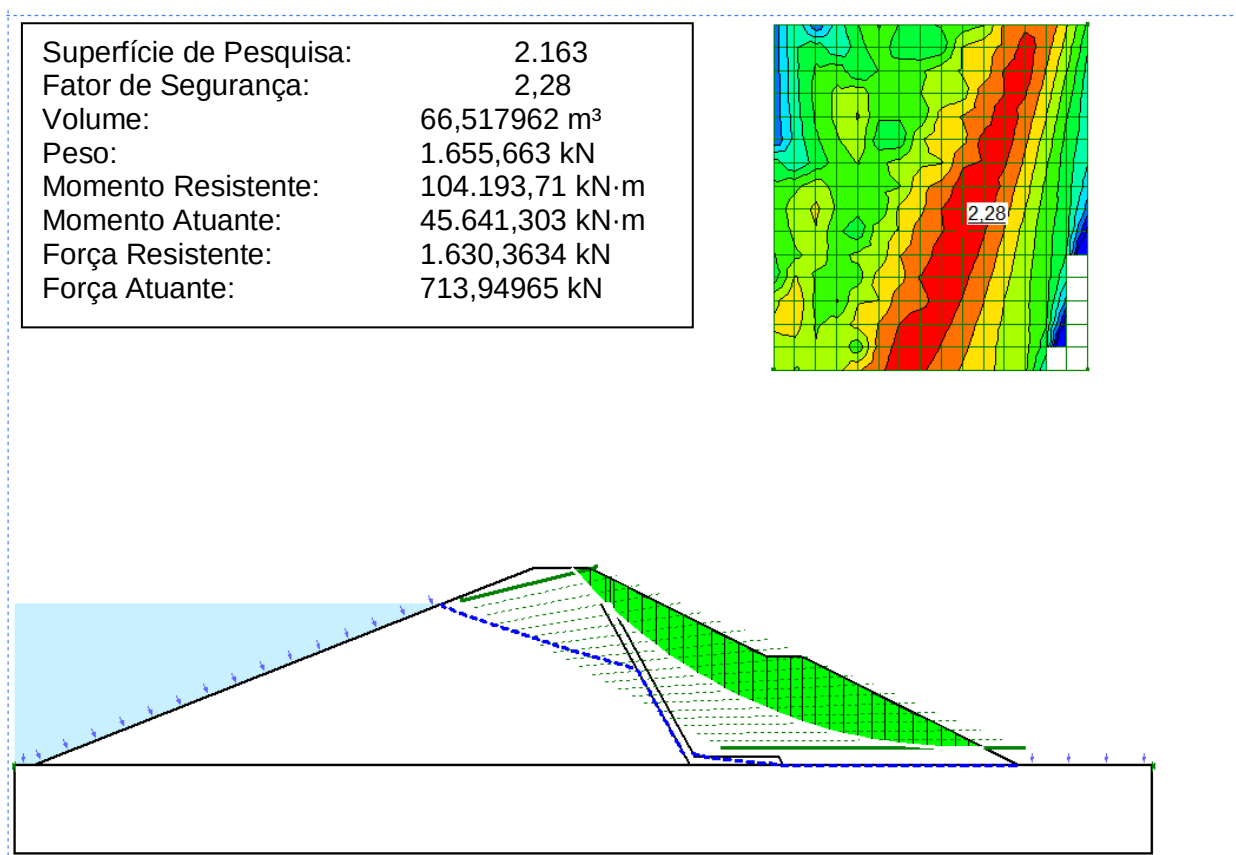


Figura 2-12 – Análise de Estabilidade – Regime Permanente (Operação)

Ao analisarmos a estabilidade do talude de jusante na condição de regime permanente com sismo, observou-se uma resistência ao cisalhamento com fator de segurança de 2,28, frente ao fator de segurança de 1,20 admissível recomendado pelas normas da Eletrobras, indicando que o talude é estável nesta condição.

2.3.2.5 Regime Transiente – Esvaziamento Rápido

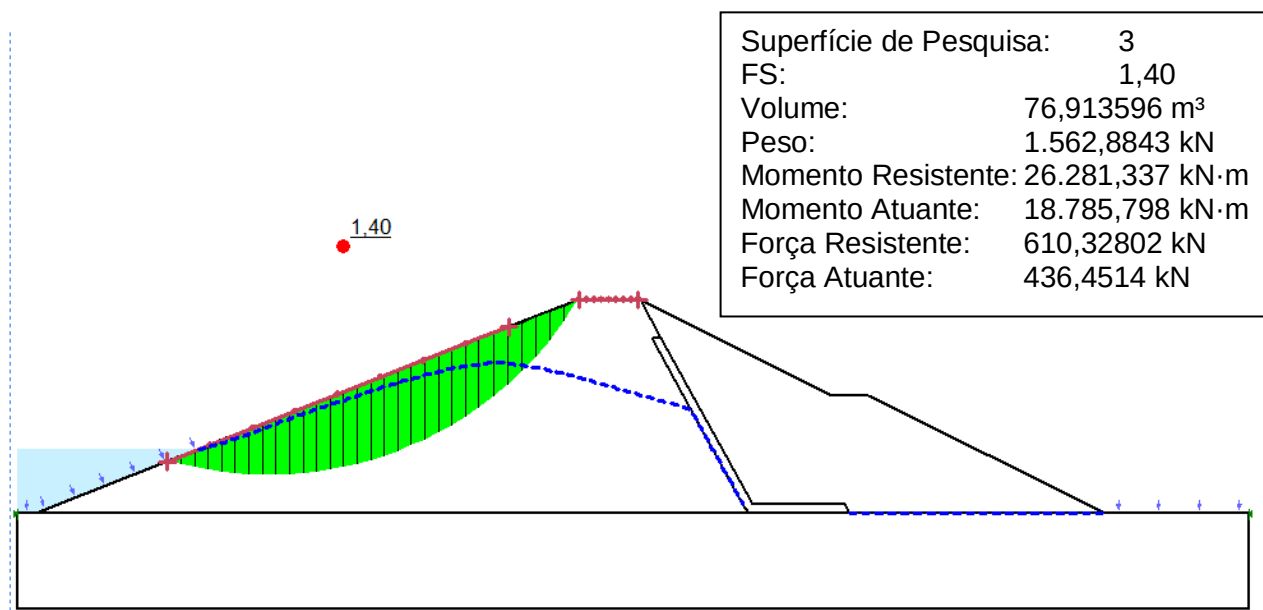


Figura 2-13 – Análise de Estabilidade – Esvaziamento Rápido – Montante

Ao analisarmos a estabilidade do talude de montante na condição de rebaixamento rápido do reservatório, observou-se uma resistência ao cisalhamento com fator de segurança de 1,40, frente ao fator de segurança entre 1,1 e 1,30 admissível recomendado pelas normas da Eletrobras, indicando que o talude é estável nesta condição.

2.4 Estudo Hidráulico do Vertedouro

O vertedouro adotado para a Barragem Boa Vista dos Parentes será um vertedouro do tipo canal escavado em rocha de alta declividade, dadas as condições do maciço. Para a determinação da crista vertente e o projeto da bacia de dissipação, será seguida a metodologia apresentada neste capítulo, seguindo as recomendações do *United States Bureau of Reclamation* (USBR).

2.4.1 Da Largura do Vertedouro

Ressalta-se que nos estudos hidrológicos entregues na **FASE A** foi considerada uma largura de vertedouro igual a 60,0 m, vertendo vazões de 355,50 m³/s – cheia milenar – a 468,80 m³/s – cheia decamilenar. Essas dimensões serão verificadas neste estudo.

2.4.2 Características do Vertedouro

Para a verificação hidráulica e dimensionamento da bacia de dissipação do vertedouro da Barragem Boa Vista dos Parentes serão considerados os seguintes dados:

- Descarga Total de Projeto (milenar): $Q = 355,50 \text{ m}^3/\text{s}$
- Descarga Total de Projeto (decamilenar): $Q = 468,80 \text{ m}^3/\text{s}$
- Lâmina Máxima calculada (H_0) 0,21 m
- Coeficiente descarga para sangradouro (soleira espessa): $C_0 = 1,7 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$
- Cota da soleira do vertedouro: $C_c = 178,00 \text{ m}$
- Cota do leito do rio na seção de jusante do sangradouro: $C_{TW} = 124,00 \text{ m}$
- Borda livre a partir da decamilenar: 0,50 m

2.4.3 Dados de Projeto e Parâmetros de Cálculo

Para escolha do tipo de bacia de dissipação e para o dimensionamento das estruturas que farão papel de anteparo causador de ressalto, foi necessário o cálculo da velocidade no pé do canal vertedouro. Para tanto, foram traçadas seções transversais no HEC-RAS, a fim de se simular o vertedouro. A Figura 2-14 apresenta as seções numeradas, em planta, e a Figura 2-15 apresenta o perfil do canal.

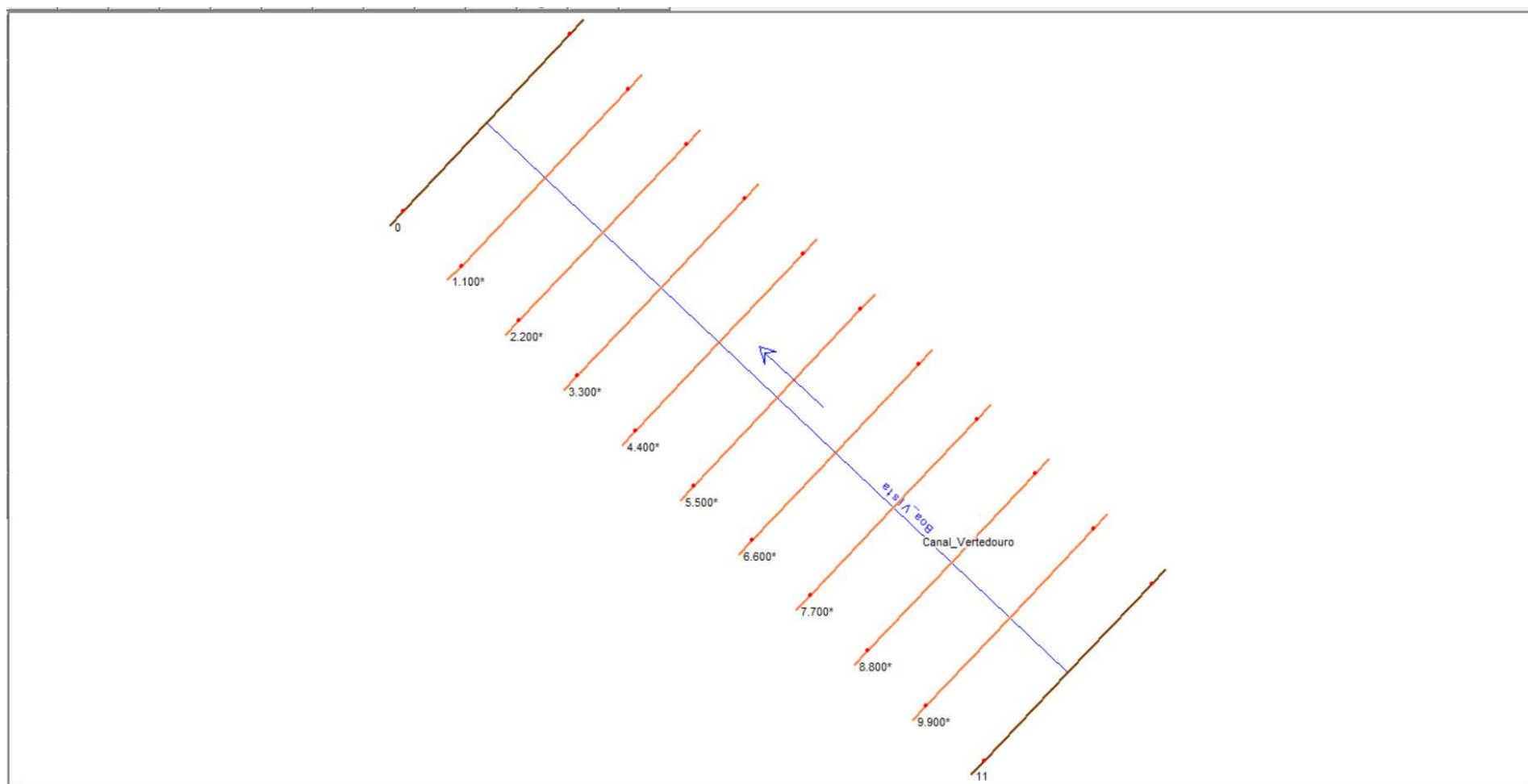


Figura 2-14 - Seções em planta para simulação do Vertedouro da Barragem.

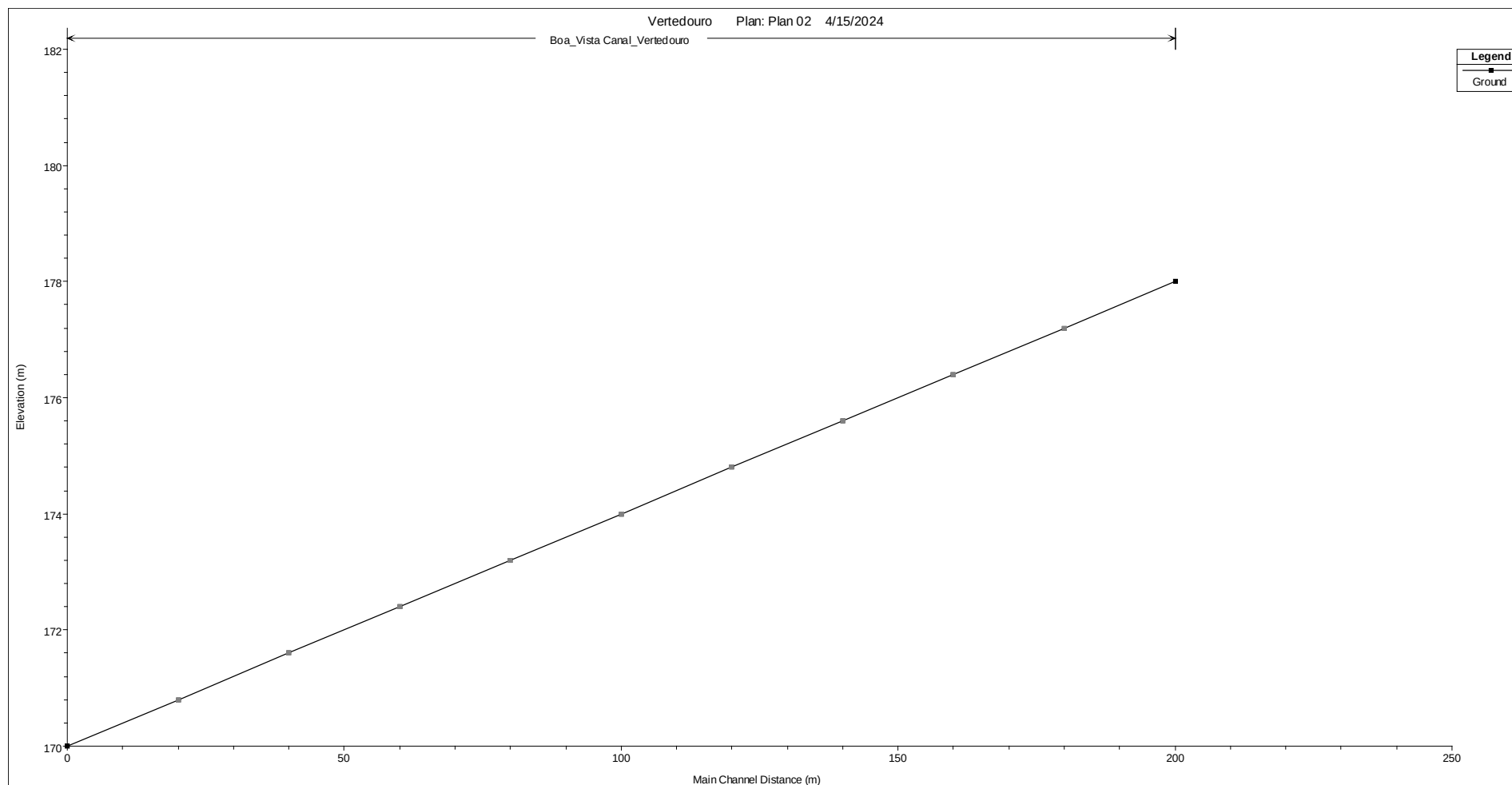


Figura 2-15 - Perfil do canal vertedouro da Barragem.

2.4.4 Resultados da Simulação Hidráulica

Neste item são apresentados os resultados das simulações para as seções definidas anteriormente na geometria do canal do vertedouro. Foram calculados os parâmetros (velocidade, altura de lâmina e Froude) a serem utilizados como premissas para o dimensionamento da bacia de dissipação (TR=1.000 anos). Logo a seguir, têm-se os resultados das simulações com o funcionamento da bacia de dissipação.

São mostrados os perfis longitudinais a partir da crista do vertedouro até a seção de pé do canal do vertedouro para as vazões de projeto para TR=1.000 e TR=10.000 anos, definidas nos Estudos Hidrológicos. A Figura 2-16 e a Figura 2-17 apresentam os referidos perfis, enquanto a Tabela 2-9 apresenta os resultados obtidos com simulação do vertedouro, a serem utilizadas para o dimensionamento da bacia de dissipação.

Tabela 2-9 - Resultados obtidos com simulação do vertedouro com o HEC-RAS, para TR = 1.000 anos.

Estaca	Q Total (m³/s)	Cota da Soleira (m)	Cota N.A (m)	Nível Crítico (m)	Vel (m/s)	Froude
11	250.4	178.00	179.21	179.21	3.46	1.01
9.9	250.4	177.20	177.96	178.40	5.47	2.01
8.8	250.4	176.40	177.16	177.60	5.47	2.01
7.7	250.4	175.60	176.36	176.80	5.47	2.01
6.6	250.4	174.80	175.56	176.01	5.47	2.00
5.5	250.4	174.00	174.76	175.20	5.46	2.00
4.4	250.4	173.20	173.96	174.41	5.47	2.01
3.3	250.4	172.40	173.16	173.61	5.47	2.01
2.2	250.4	171.60	172.36	172.80	5.46	2.00
1.1	250.4	170.80	171.56	172.00	5.47	2.01
0	250.4	170.00	170.76	171.21	5.46	2.00

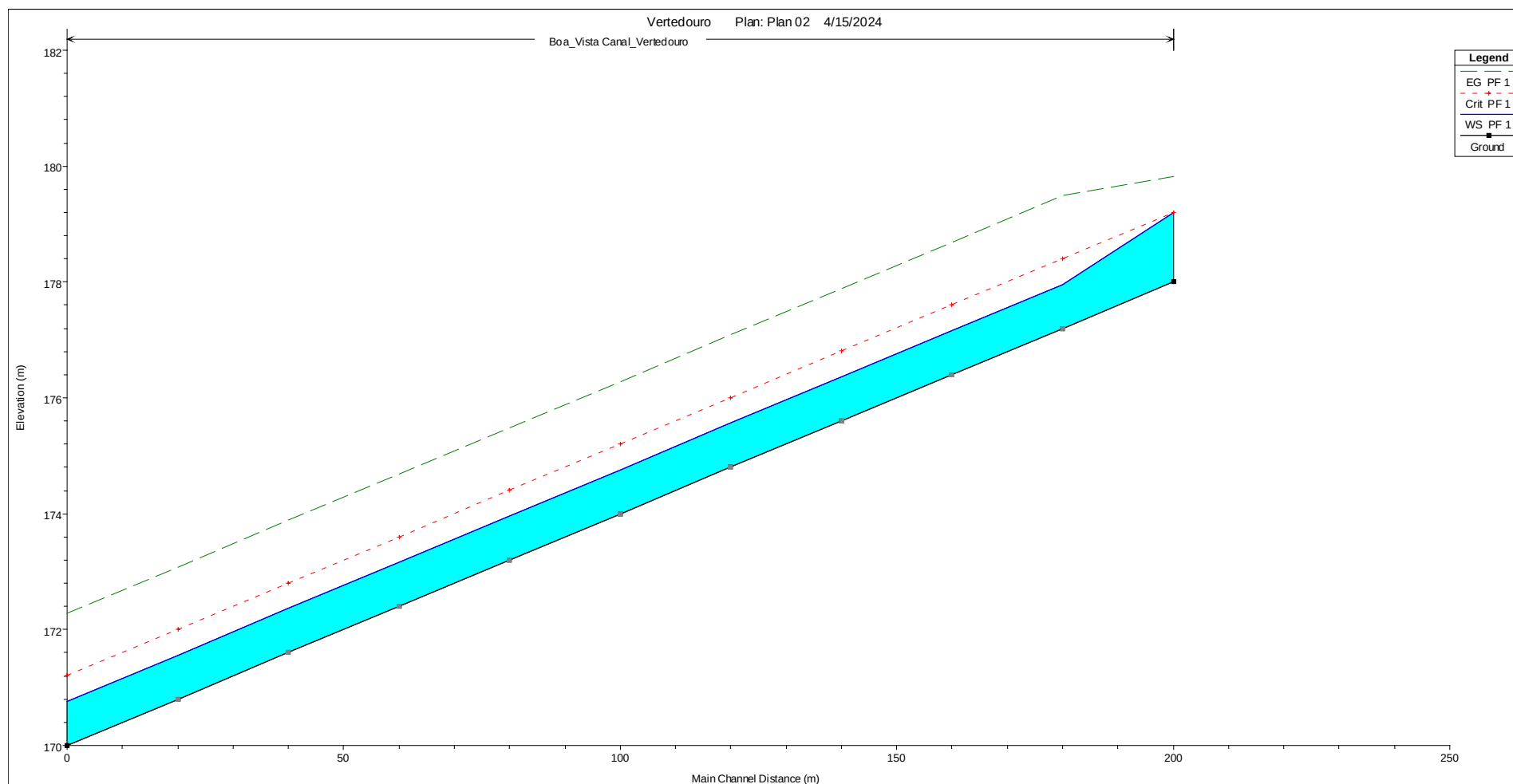


Figura 2-16 - Perfil longitudinal do vertedouro para vazão de projeto com TR = 1.000 anos.

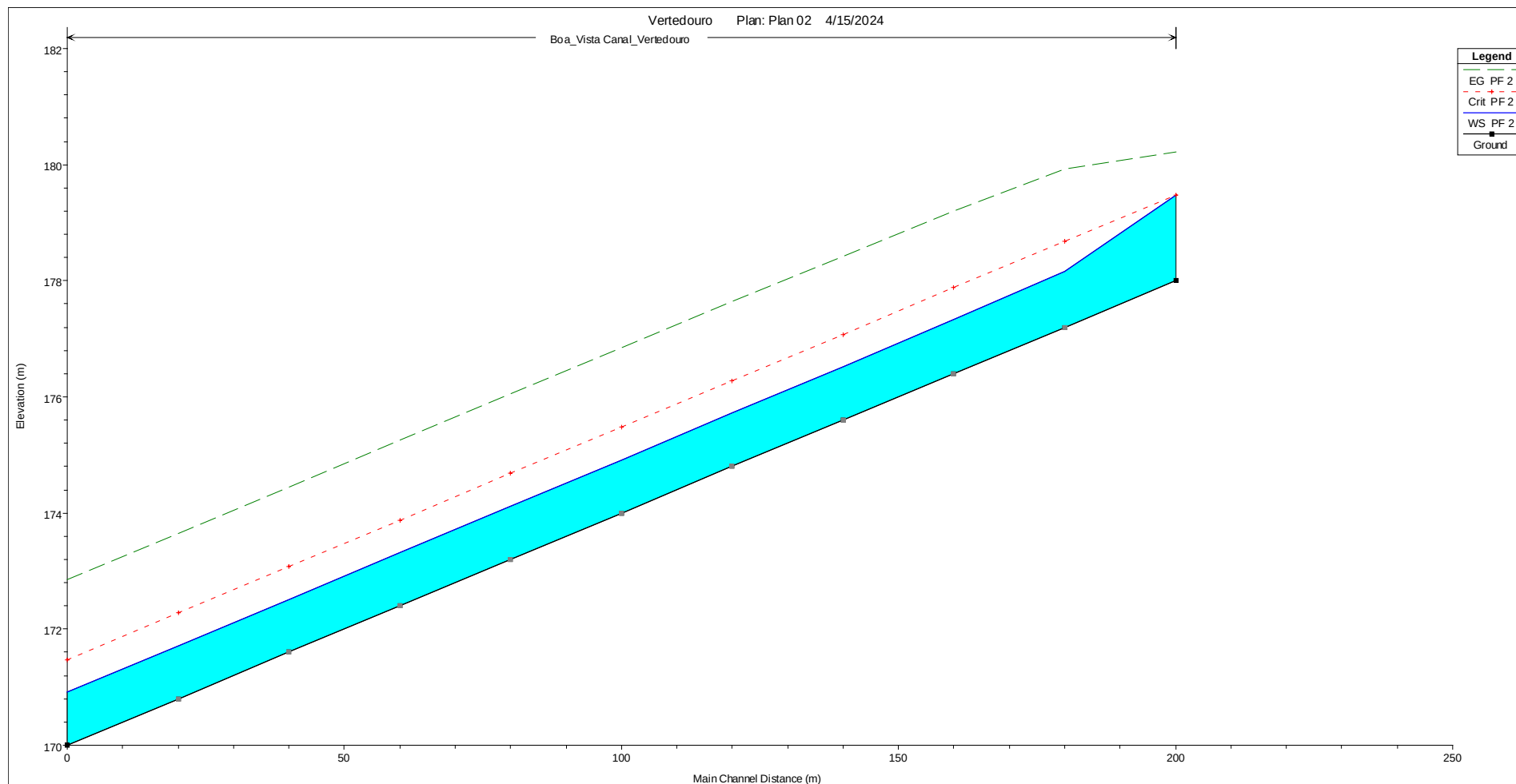


Figura 2-17 - Perfil longitudinal do vertedouro para vazão de projeto com TR = 10.000 anos.

2.5 Dimensionamento da Bacia de Dissipação

Tomando por base os valores de vazões efluentes resultantes do estudo de cheias e dimensionamento hidráulico do vertedouro, bem como o tipo de estrutura de vertimento selecionada, faz-se necessário dimensionarem-se as estruturas que promoverão a redução da velocidade e a dissipação de energia à jusante do vertedouro, como forma de evitar erosão e degradação do canal receptor (leito e margens). A dissipação de energia passa pela criação de mecanismos de absorção do impacto do escoamento e redução da velocidade para níveis aceitáveis, ou seja, não erosivos e degradantes para o meio.

Desta forma, para manter a energia do escoamento dentro dos limites compatíveis com a estabilidade do leito, deve-se transformar a energia cinética em turbulência e finalmente em calor, por ação da viscosidade, com o objetivo de dissipá-la. Por definição, um dissipador de energia econômico é aquele que tem um efeito impactante dentro de uma região relativamente pequena. Os dissipadores de energia podem ser divididos em três grupos, a saber:

- Estruturas com finalidade de conter a zona de dissipação de energia hidráulica do escoamento supercrítico;
- Estruturas que lançam o escoamento supercrítico para longe da obra através de um jato;
- Estruturas que não dissipam a energia de forma concentrada, mas sim de forma distribuída ao longo da própria estrutura de condução.

Após cálculo do Número de Froude ($Fr = 2,00$) a jusante (pé do canal vertedouro), optou-se pela solução utilizando-se da Bacia de Dissipação Tipo I, do *Bureau of Reclamation*¹.

As bacias horizontais com formação de ressalto são possivelmente as estruturas de dissipação mais pesquisadas pelos hidráulicos devido a sua grande aplicação, com sucesso, na prática da construção de estruturas hidráulicas. Esta estrutura consiste na construção de uma bacia a jusante do vertedouro em que parte da energia é dissipada devido à mudança de regime do escoamento. Uma bacia de dissipação deve ser projetada para confinar o comprimento total do ressalto hidráulico sobre a sua estrutura.

O *Bureau of Reclamation*², reconhecido pela excelência em suas pesquisas na área de hidráulica, classificou 10 tipos de bacias de dissipação, entretanto, as mais difundidas foram *United States Bureau of Reclamation* (USBR) I, USBR II e USBR III.

¹ UNITED STATES OF AMERICA. Department of Interior. Bureau of Reclamation. Model Studies of Imperial Dam, Desilting Works, All-American Canal Structures, Boulder Canyon Project – Final Report, Hydraulic Investigations, Washington, Bulletin 4, Part VI, 1948.

A bacia USBR I é a bacia que envolve o ressalto clássico. Desenvolvida inicialmente para números de Froude entre 1,7 e 2,5, atualmente ela é utilizada para números de Froude até 10. Esta estrutura não possui nenhum dispositivo anexo, exceto um degrau ascendente em forma de parede vertical ou inclinado na extremidade de jusante. Nestas obras deve-se assegurar a horizontalidade da estrutura, conforme a Figura 2-18 - Bacia de dissipação USBR I.

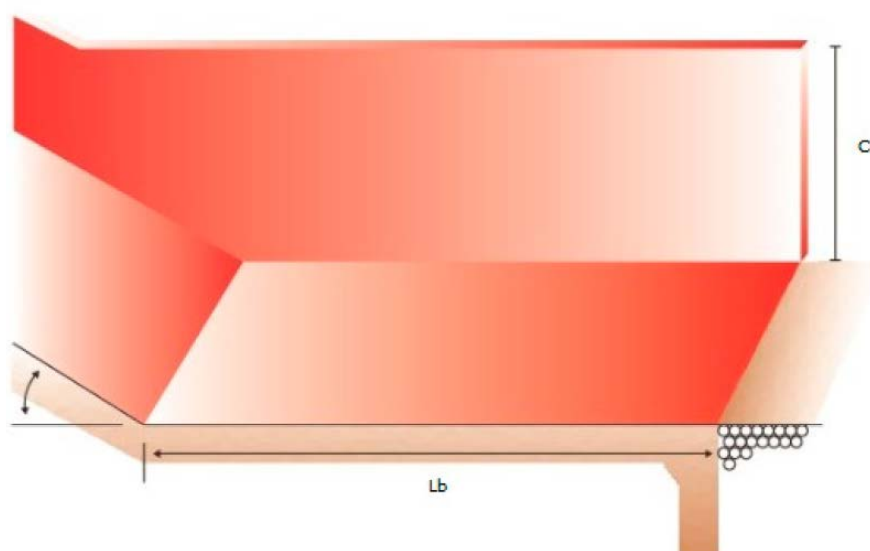


Figura 2-18 - Bacia de dissipação USBR I.

A bacia USBR II (Figura 2-19) é utilizada para número de Froude a montante superior a 4,0. Esta estrutura possui blocos de queda no início e uma soleira terminal dentada, que interfere no ressalto possibilitando uma redução no comprimento da bacia.

² UNITED STATES OF AMERICA. Department of Interior. Bureau of Reclamation. Model Studies of Imperial Dam, Desilting Works, All-American Canal Structures, Boulder Canyon Project – Final Report, Hydraulic Investigations, Washington, Bulletin 4, Part VI, 1948.

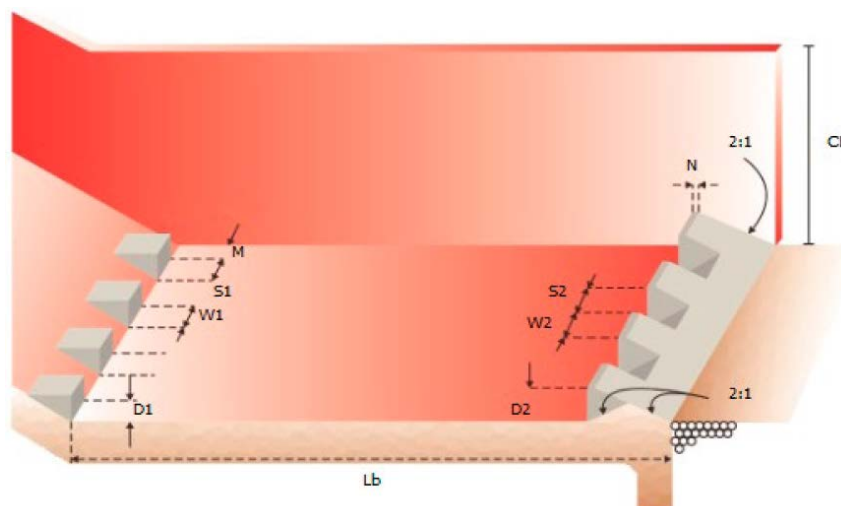


Figura 2-19 - Bacia de dissipação USBR II.

A bacia USBR III (Figura 2-20) é utilizada para condições com número de Froude superior a 4,5 e esta estrutura contém uma linha de blocos integrantes. Seu comprimento é inferior ao da bacia USBR II sendo, portanto, bastante compacta.

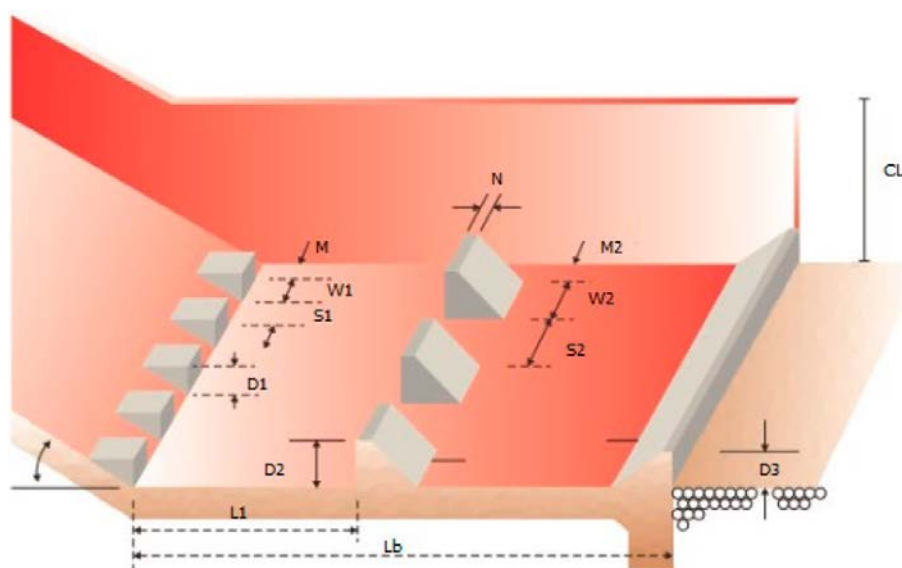


Figura 2-20 - Bacia de dissipação USBR III.

Estas estruturas necessitam de cuidados especiais, principalmente devido a problemas de cavitação, que podem ocorrer junto aos blocos anexos. No presente trabalho, será estudada a eficiência hidráulica da utilização de uma bacia de dissipação USBR I para a dissipação de energia a jusante do vertedouro da barragem.

Por ter apresentado Número de Froude ($Fr = 2,00$), no cálculo da seção de jusante, indicando regime supercrítico, recorreu-se a uma solução simples para dissipação Tipo I.

2.5.1 Cálculo do Comprimento e da Altura dos Muros Laterais da Bacia de Dissipação

Os parâmetros para o dimensionamento da bacia serão:

$$y_l = \text{tirante no pé do canal (m)}$$

$$y_l = 0,76\text{m}$$

$$y_r = \text{tirante pós-ressalto (escoamento fluvial)}$$

$$\frac{y_r}{y_l} = 0,5 \times \sqrt{1 + 8 \times F^2} - 1$$

$$\text{sendo } F = 2,00$$

$$y_r = \left(0,5 \times \sqrt{1 + 8 \times 2,00^2} - 1 \right) \times 0,76 \Rightarrow y_r = 1,81\text{m}$$

Para a determinação do comprimento teórico do ressalto (L_b) de dissipação, utilizou-se a equação proposta por Simões (2008):

$$L_b = y_r \cdot \left(\frac{F^2 - 81,85 \cdot F + 61,13}{-0,62 - 10,71 \cdot F} \right) \Rightarrow L_b = y_r \cdot \left(\frac{2,0^2 - 81,85 \cdot 2,0 + 61,13}{-0,62 - 10,71 \cdot 2,0} \right) = 8,06\text{m}$$

Adotou-se, no projeto, a bacia de dissipação com um comprimento, no sentido do fluxo igual a 8,06m.

Para determinação da altura dos muros laterais, utilizaram-se as seguintes expressões:

$$f = 0,1 \times (V_1 + y_r) \Rightarrow f = 0,1 \times (5,46 + 1,81) = 0,73\text{m}$$

$$H_L = f + y_r \Rightarrow H_L = 0,73 + 1,81 = 2,54\text{ m}$$

Em que:

f = Folga calculada;

H_L = Altura do muro lateral.

Adotou-se, no projeto, a altura dos muros laterais de 2,55 m. Desta forma, recomenda-se que seja escavado um canal de restituição com os muros laterais citados anteriormente até as imediações do ponto final de lançamento da vazão vertida, no rio, como forma de proteger a plataforma da mesma contra possíveis inundações advindas das cheias.

2.5.2 Curvas-Chave do Canal de Restituição

A Tabela 2-10 apresenta os resultados da seção a jusante da bacia de dissipação para as vazões estudadas relativas aos períodos de retorno de 1.000 e 10.000 anos.

Tabela 2-10 - Resultados Numéricos para as vazões analisada.

TR	Q (m³/s)	N.A (m)	Vel. (m/s)	Fr
1000	250.4	171.81	2.27	0.54
10000	339.6	172.23	2.46	0.53

A Figura 2-21 apresenta a curva chave do canal de restituição na seção imediatamente após a bacia de dissipação.

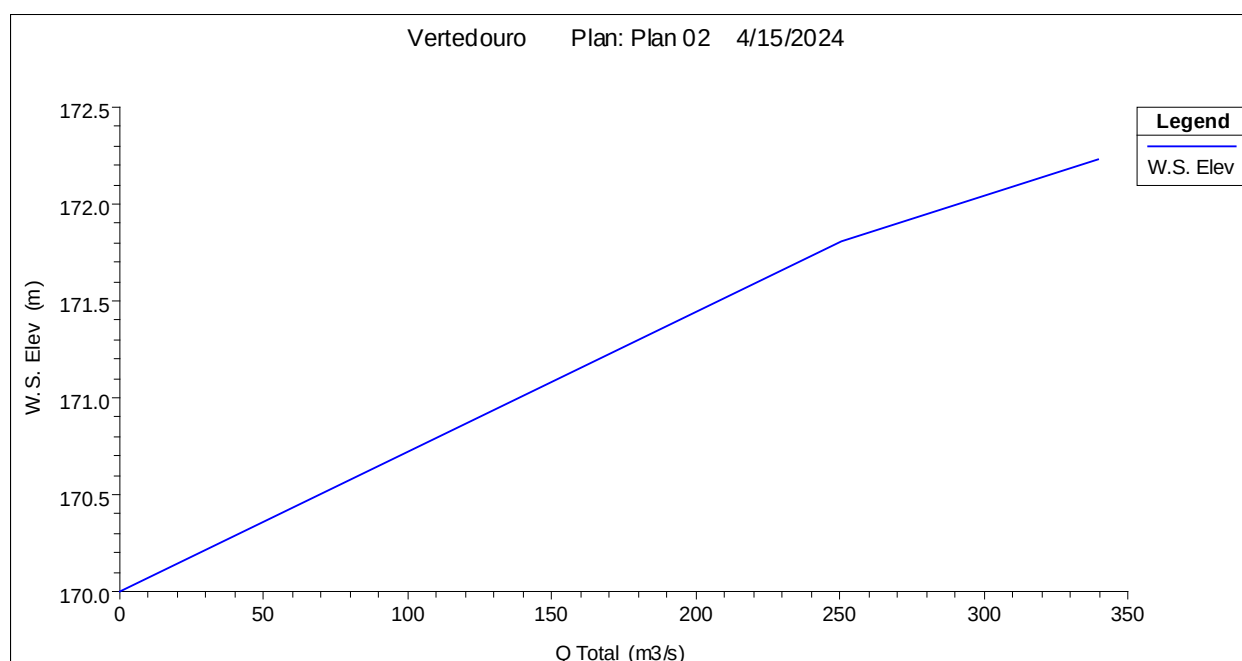


Figura 2-21 – Curva chave do canal de restituição.

2.6 Canal de Restituição

A condução da água vertida para jusante do rio barrado será realizada por um canal de restituição, de seção trapezoidal, a ser situado a jusante da bacia de dissipação a partir de sua última estaca, como representado na Figura 2-22. Este canal será constituído em toda sua integralidade por rocha oriunda da escavação do vertedouro, correspondendo em parte à área de descarga do material rochoso não utilizado nos elementos estruturais de maciço da barragem e ensecadeira.

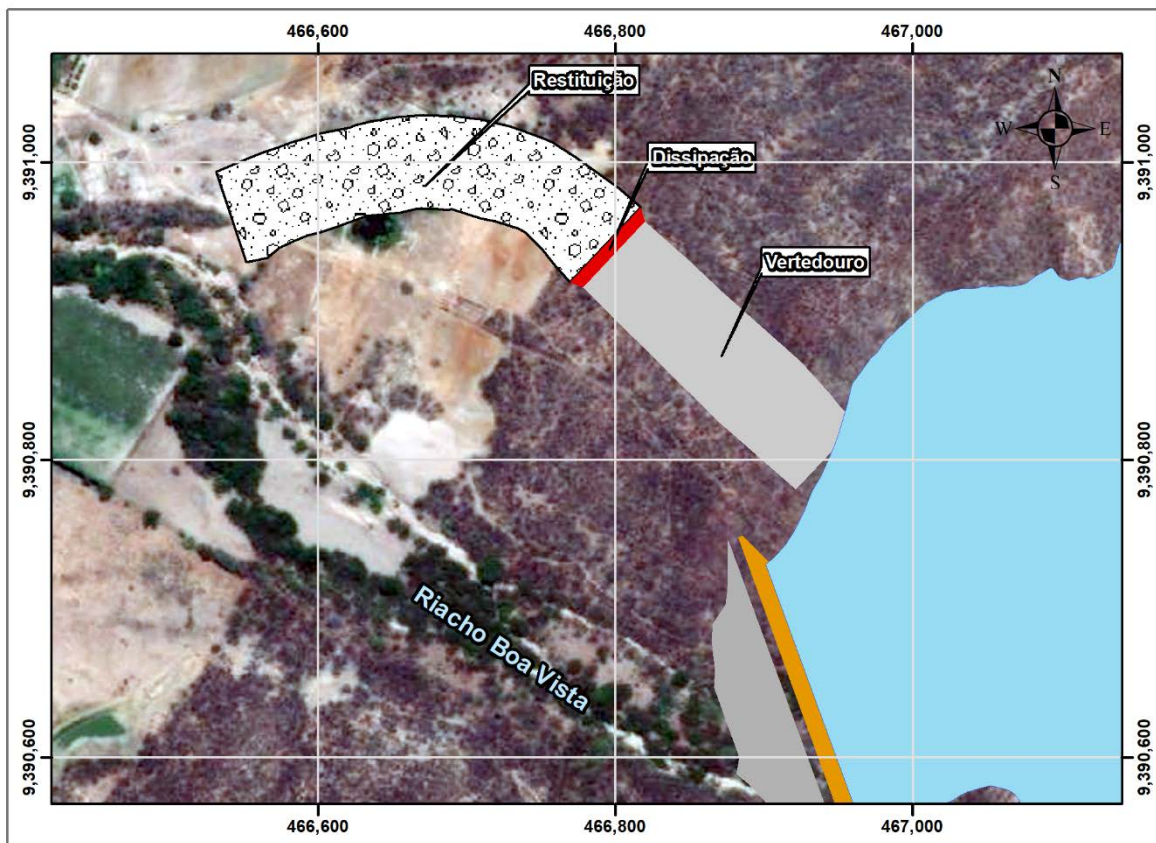


Figura 2-22 - Representação esquemática do vertedouro da Barragem Boa Vista

Foi mantida a largura do canal do vertedouro (60,0 m) e definida uma declividade longitudinal de 2,37%. Os taludes de corte são de 2,0:1,0. Para realização de aterro, não será necessário garantir a seção trapezoidal em toda a extensão do canal, pois este, em alguns trechos, se confundirá com leitos coletores naturais. O que se recomenda é a garantia das dimensões apresentadas nos desenhos, para que as condições hidráulicas simuladas sejam coerentes com a realidade.

2.6.1 Simulação Hidráulica (Vertedouro + Bacia de Dissipação + Canal de Restituição)

Foi realizada uma simulação hidráulica do conjunto vertedouro, bacia de dissipação, canal de restituição, com o objetivo de se definirem as condições hidráulicas do escoamento na restituição e de serem determinados os impactos ao leito natural do Rio Boa Vista, bem como as edificações existentes. Esta simulação parte da solução numérica das Equações de Navier Stokes em duas dimensões (2D), utilizando o conjunto de modelos computacionais disponível no HEC-RAS.

As equações de Navier-Stokes descrevem o movimento dos fluidos em três dimensões. No contexto da modelagem de canais e inundações, novas simplificações são impostas. Um conjunto simplificado de equações são as equações de Água Rasa (SW):

- Escoamento incompressível;
- Densidade uniforme e pressão hidrostática são assumidos;
- As equações são calculadas médias de Reynolds para que o movimento turbulento seja aproximado usando viscosidade turbulenta.
- Assume-se também que a escala de comprimento vertical é muito menor do que as escalas de comprimento horizontal.

Como consequência da assunção dessas hipóteses, a velocidade vertical é pequena e a pressão é hidrostática, levando à forma diferencial das equações SW derivadas em seções subsequentes.

Outras hipóteses simplificadoras podem ser aplicadas às Equações de Águas Rasas, como, por exemplo, o termo gravitacional e de fricção serem dominantes nas equações do momento, possibilitando desconsiderar os termos de aceleração e viscosidade. Assim, a equação do momento toma a forma bidimensional do modelo de Onda de Difusão. Combinando esse termo com a equação da continuidade, tem-se o conhecido modelo de Onda de Difusão para as Equações de Águas Rasas (DSW).

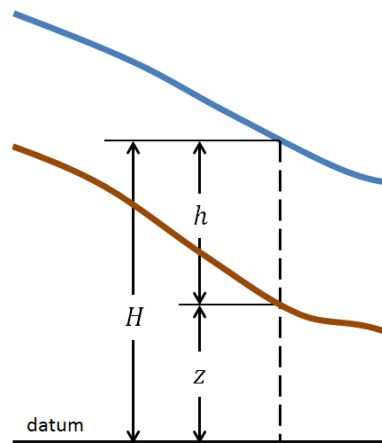


Figura 2-23 - Notação para cotas

Para a apresentação do equacionamento que descreve o escoamento estudado nesta etapa de projeto, será considerada a seguinte notação para apresentação das cotas de elevação, conforme ilustrado na Figura 2-23.

$$H(x, y, t) = z(x, y, t) + h(x, y, t)$$

Em que,

$H(x, y, t)$: cota do nível d'água;

$z(x, y, t)$: cota do terreno;

$h(x, y, t)$: altura de lâmina d'água.

Considerando que o fluxo é incompressível, a forma não-permanente da equação da continuidade é dada pela equação.

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{\partial(hu)}{\partial x} + \frac{\partial(hv)}{\partial y} + q = 0$$

Em que,

t : tempo;

u : componente x da velocidade;

v : componente y da velocidade;

q : termo que representa a fonte/retirada de vazão.

Quando as dimensões horizontais são muito maiores que as verticais, implica que as velocidades verticais serão pequenas. As equações do momento de Navier-Stokes podem ser usadas com pressão quase hidrostática. Considerando a água como incompressível, desconsiderando as forças do vento e pressões não hidrostáticas, a equação do momento ponderada verticalmente é adequada. As velocidades verticais e derivadas em relação ao eixo z podem ser desconsideradas (na equação do momento e da massa). As equações de águas rasas são obtidas.

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial x} + \nu_t \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) - c_f u + f v$$

$$\frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} = -g \frac{\partial H}{\partial y} + \nu_t \left(\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 v}{\partial y^2} \right) - c_f v + f u$$

Em que,

g : aceleração da gravidade;

c_f : coeficiente de fricção;

f : coeficiente de *Coriolis*;

ν : viscosidade cinemática;

Para simular o comportamento hidráulico descrito, utilizou-se o software HEC-RAS. Este opera de forma a buscar solução ao conjunto de equações que descrevem o escoamento com base nas conservações de massa e de movimento aplicando uma combinação de métodos numéricos (das diferenças finitas e dos volumes finitos), a partir da geração de uma malha poligonal - triangular, quadrangular ou mista -, como ilustrado na Figura 2-24.

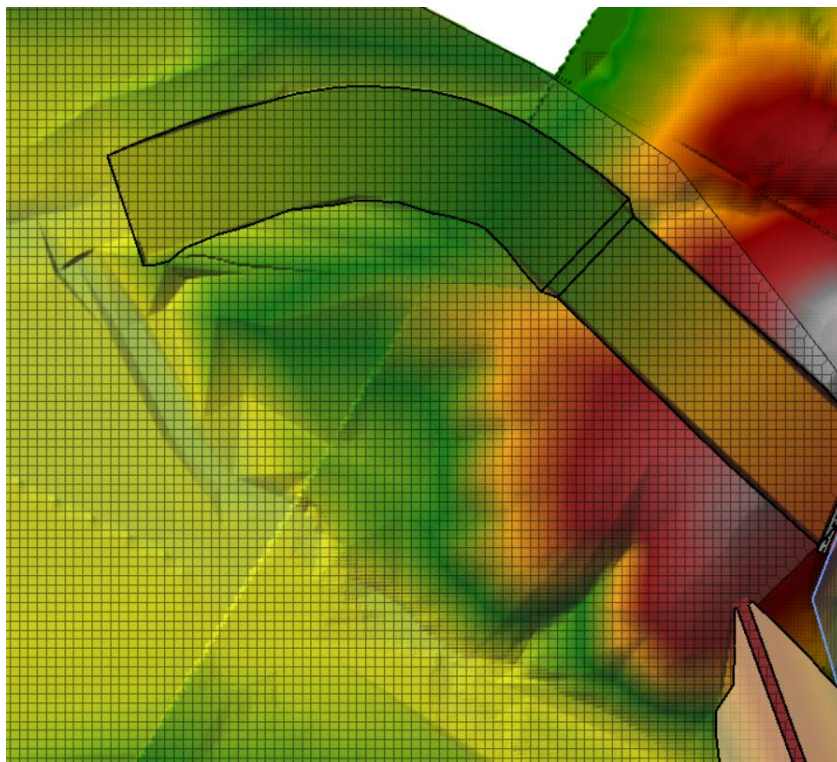


Figura 2-24 – Ilustração da discretização do domínio em malha mista.

Para aplicação do modelo então descrito, foi necessária a utilização dos seguintes dados de entrada:

- Modelo digital do terreno, elaborado a partir da criação de mosaico que combina dados de levantamento topográfico e de imagens de satélite;
- Hidrograma correspondente a TR=1.000 anos, disponível no volume de Estudos Básicos;
- Coeficientes de rugosidade de Manning para:
 - o Vertedouro escavado em rocha irregular: $n = 0,050 \text{ s.m}^{-1/3}$
 - o Canal natural com pedras (dissipação e restituição): $n = 0,06 \text{ s.m}^{-1/3}$
 - o Canal natural com alguma mata ciliar: $n = 0,045 \text{ s.m}^{-1/3}$
- Curva cota x área x volume para o reservatório, disponível no volume de Estudos Básicos;
- Declividade do Rio Banabuiú (jusante) de aproximadamente 0,5%.

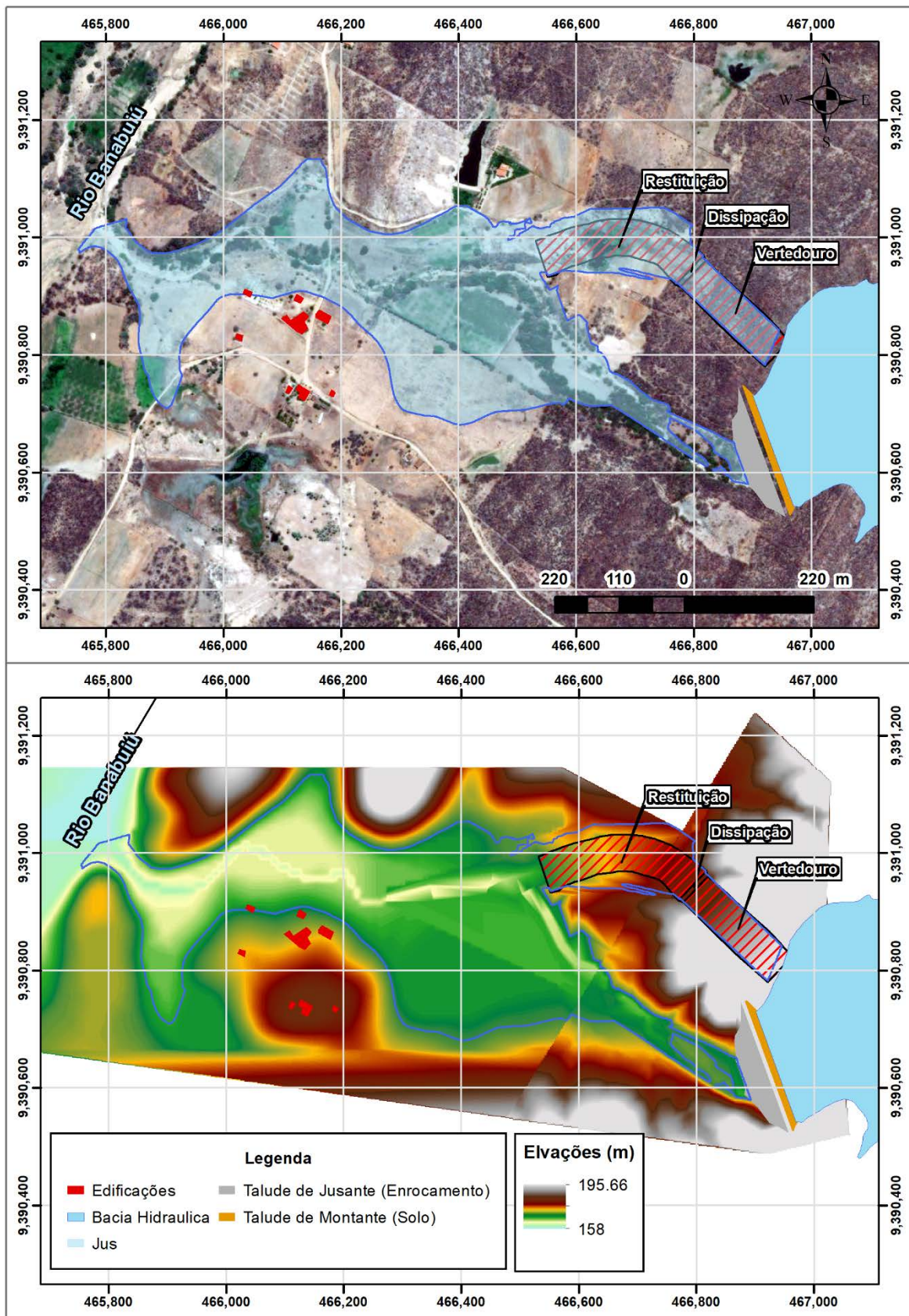


Figura 2-25 – Mapa de inundação resultante do vertimento, tomando como base hidrograma afluente relativo ao TR=1.000 anos.

2.6.2 Resultados

A Figura 2-25 apresenta o mapa de inundação resultante da simulação do vertimento, tomando como base hidrograma afluente relativo ao TR=1.000 anos. Com base nos resultados da geração dessa mancha de inundação pode-se observar:

- Impacto sobre edificações e áreas utilizadas para plantio;
- Vertimento dessa magnitude atinge 2 pequenos açudes, sendo necessária, inclusive para a regularização do Canal de Restituição, a demolição daquele situado logo a jusante da bacia de dissipação;
- Assoreamento da calha do rio, dada a forma como se apresenta seu uso e ocupação, ocasiona estrangulamento da calha do rio, redundando em fluxo na direção do maciço, embora gerando lâminas que não excedem 50 cm, nas proximidades do talude de jusante da barragem, o qual é constituído de enrocamento, e portanto, não vulnerável ao efeito de poropressões, sob o ponto de vista de sua estabilidade;
- Velocidades no canal de restituição não excedem 4,5 m/s e ocorrem durante curto intervalo de tempo, ao ser atingido o pico de vazão do hidrograma. A Figura 2-26 ilustra a distribuição espacial das velocidades no momento de máxima vazão.

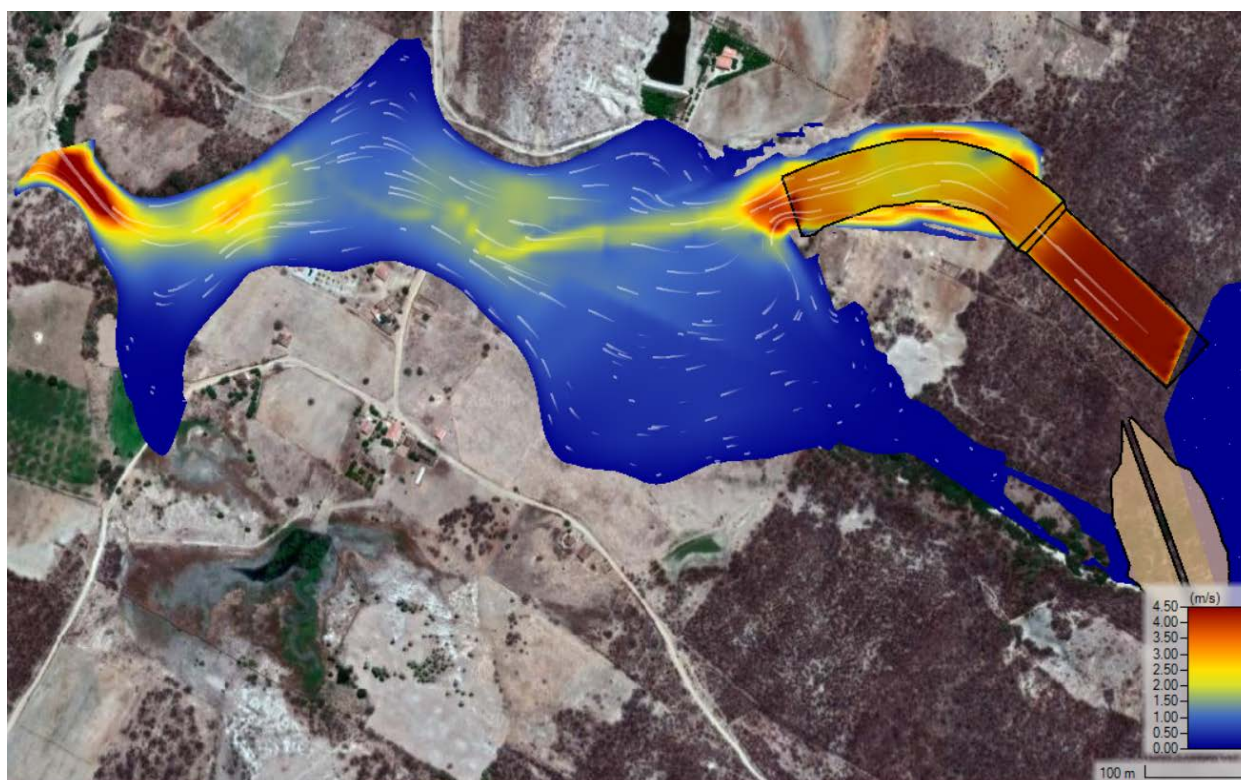


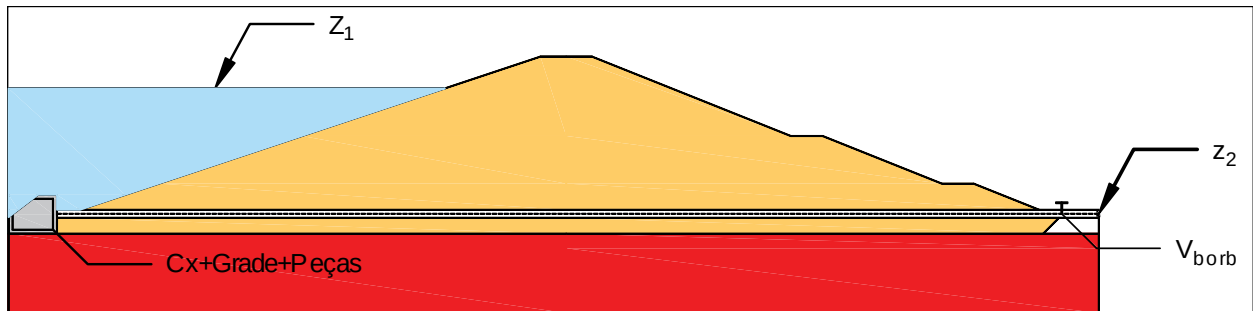
Figura 2-26 - Distribuição espacial de velocidades no momento de máxima vazão.

2.6.3 Considerações

2.7 Dimensionamento da Tomada D'Água

2.7.1 Cálculo do Diâmetro em Regime Permanente

A escolha do diâmetro da tomada d'água é realizado a partir da aplicação da Equação de Bernoulli entre o nível do reservatório e a cota definida para a tomada d'água.



$$\frac{p_1}{\gamma} + z_1 + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{p_2}{\gamma} + z_2 + \frac{V_2^2}{2g} + \Delta h_t$$

Para a perda de carga total Δh_t , tem-se

$$\Delta h_t = \Delta h_d + \Delta h_{loc}$$

Em que,

Δh_d : Perda de carga distribuída, calculada por

$$\Delta h_d = f \frac{L}{D} \frac{V_2^2}{2g}$$

f : fator de atrito, calculado por:

$$f = \left\{ \left(\frac{64}{Rey} \right)^8 + 9,5 \left[\ln \left(\frac{\varepsilon}{3,7D} + \frac{5,74}{Rey^{0,9}} \right) - \left(\frac{2500}{Rey} \right)^6 \right]^{-16} \right\}^{0,125}$$

L : comprimento da tubulação (131,0 m)

D : diâmetro da tubulação (250 mm);

V_2 : velocidade da água na tomada d'água;

g : gravidade;

Rey : número de Reynolds, calculado por:

$$Rey = \frac{\rho V_2 D}{\mu}$$

ρ : massa específica da água;

μ : viscosidade da água;

ε : rugosidade absoluta do material da tubulação (ferro fundido = 0,25 mm);

Δh_{loc} : perda de carga localizada, calculada por:

$$\Delta h_{loc} = \left(\sum k \right) \frac{V_2^2}{2g}$$

$\sum k$: totalidade dos coeficientes de perdas de carga das peças;

Para os coeficientes de perda de carga localizada foram utilizados os valores apresentados na Tabela 2-11. A Tabela 2-12 apresenta os coeficientes de perda da válvula borboleta, considerando seus ângulos de abertura.

Tabela 2-11 – Coeficientes de perda das peças da tomada d'água

Peça	K
Grade	1,45
Crivo	2,3
Registro de Gaveta	0,1
Entrada	1
Saída	1

Tabela 2-12 – Coeficientes de perda da válvula borboleta, considerando seus ângulos de abertura

									Aberta
α	10°	20°	30°	40°	50°	60°	70°	80°	90°
k	670	145	47	18	7	3	1,4	0,7	0,36

Como resultado da aplicação da equação de Bernoulli, conforme descrito, obteve-se a equação para a velocidade e posteriormente, aplica-se a equação da continuidade, para a obtenção da vazão (Q).

$$z_1 - z_2 = \frac{V_2^2}{2g} \left(\sum k + f \frac{L}{D} + 1 \right)$$

$$V_2 = \left[\frac{2g(z_1 - z_2)}{\left(\sum k + f \frac{L}{D} + 1 \right)} \right]^{0,5}$$

$$Q = \frac{\pi D^2}{4} V_2$$

Foram calculadas vazões considerando-se a operação da válvula borboleta com ângulos de abertura que variaram de 10° a 90° (totalmente aberta), além de terem sido simuladas cotas de operação variando de 166,0 m a 178,0 m (cota da soleira do vertedouro)

tendo como base a vazão regularizada com 90% de garantia (25,46 L/s). Para a solução do sistema de equações apresentado, utilizou-se um método iterativo, através de planilha eletrônica. A Figura 2-27 apresenta o ábaco de vazões devidas à abertura da válvula borboleta.

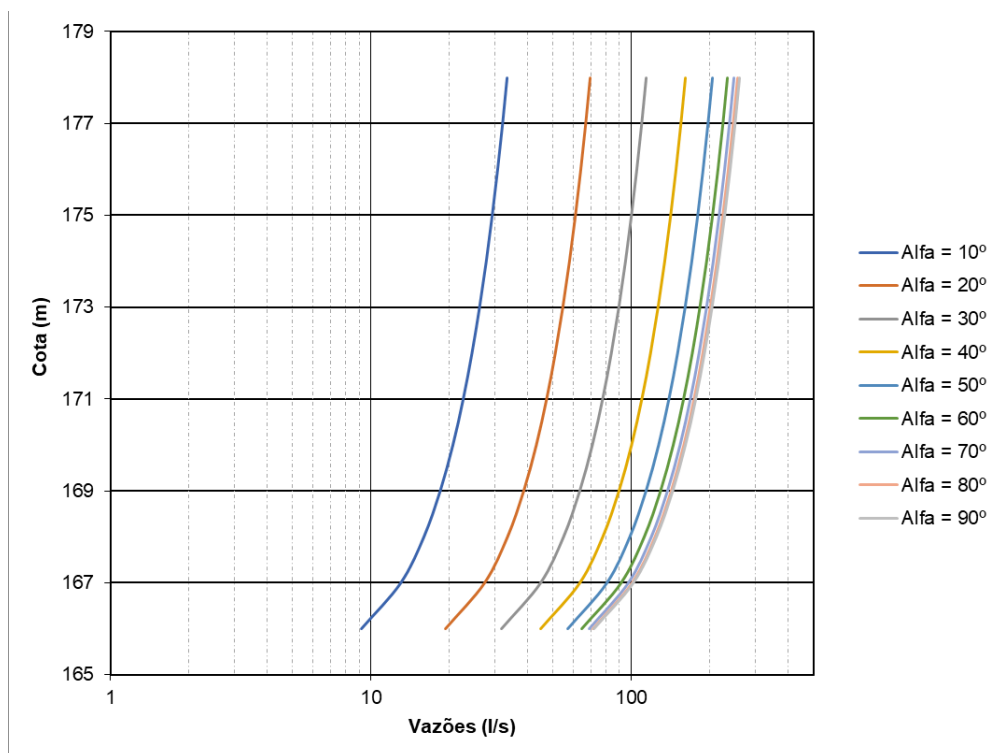


Figura 2-27 - Ábaco de vazões devidas à abertura da válvula borboleta

2.7.2 Verificação do Diâmetro para Esvaziamento do Reservatório

Para a verificação do esvaziamento do reservatório pela tomada d'água, contemplando o cumprimento da **PORTARIA Nº2003/SRH/CE**, de 24 de setembro de 2021, será considerado o funcionamento da tomada d'água como orifício. Portanto, foi calculado um coeficiente de descarga compatível com as vazões que passam pela tubulação com a válvula borboleta completamente aberta ($\alpha = 90^\circ$).

Consideremos a redução do volume do reservatório com o tempo de ocorrência de vazão. Esta redução de volume acarreta diminuição da carga hidráulica, fazendo com que a própria vazão seja também reduzida. Portanto, o tempo de esvaziamento pode ser calculado mediante a taxa de redução do volume do reservatório.

$$dVol = A_{(z)} \cdot dt$$

$$dVol = Q \cdot dt$$

Em que,

$dVol$: elemento de variação volumétrica;

$A_{(z)}$: área em função da cota z , obtida mediante análise da cota x área x volume;

dt : elemento de variação do tempo;

Q : descarga em orifício segundo a equação:

$$Q = C_d \cdot A_{or} \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

C_d : coeficiente de descarga;

A_{or} : área da seção transversal da tubulação da tomada d'água (orifício);

g : gravidade;

h : altura de carga hidráulica;

$$h = Z_w - Z_t$$

Z_w : cota do espelho d'água;

Z_t : cota do eixo da tomada d'água.

Ressalta-se que a área do espelho d'água, que interfere no cálculo do volume armazenado do reservatório, é variável em função da cota do espelho d'água. Dessa forma, para resolver as equações supracitadas, tendo como objetivo o cálculo do diâmetro da tubulação da tomada d'água, faz-se necessário determinar a função que relaciona área com cota do espelho d'água. Dessa forma, lançou-se mão dos dados de cota x área x volume, apresentados na Tabela 2-13, para se determinar uma curva $A = f(H)$, traçando-se curva de tendência do tipo polinomial de grau 2. Para isso, foi considerado o eixo da tomada d'água assente sobre a cota 165,0 m.

Tabela 2-13 - Dados da curva cota x área x volume.

Z (m)	Área (m²)	Volume (m³)
161	100,00	6,41
162	1.800,00	510,61
163	11.400,00	6.627,91
164	29.300,00	26.365,04
165	52.100,00	66.763,56
166	85.400,00	133.660,45
167	132.100,00	242.140,36
168	181.500,00	397.840,35
169	230.100,00	603.914,63
170	281.100,00	859.014,19
171	339.000,00	1.168.540,76
172	396.900,00	1.536.347,00
173	459.000,00	1.963.430,76
174	524.600,00	2.454.715,11
175	594.600,00	3.014.386,70
176	665.700,00	3.643.687,86
177	747.300,00	4.349.682,80
178	840.700,00	5.142.049,75

A Figura 2-28 apresenta o gráfico altura de carga hidráulica (H) X área do espelho d'água.

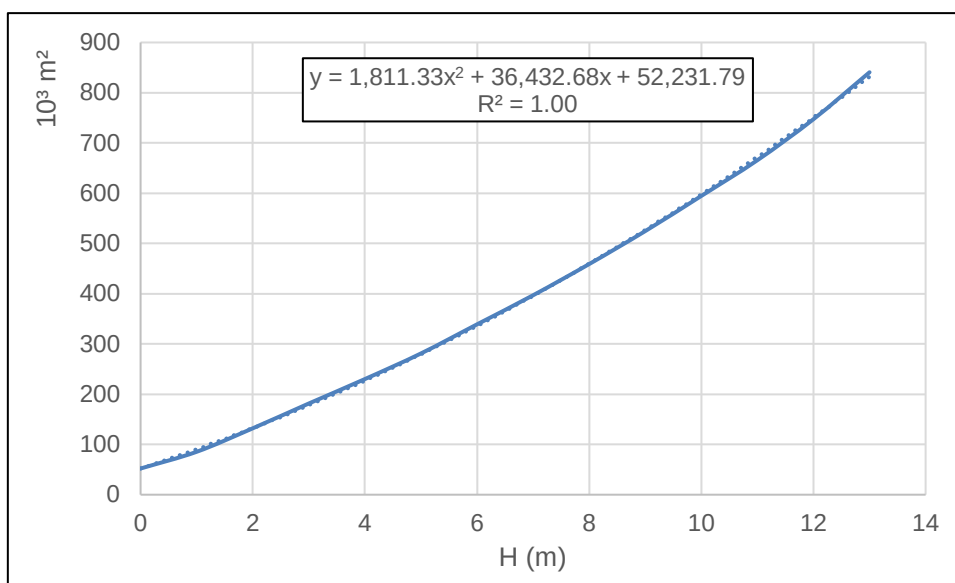


Figura 2-28 - Gráfico altura de carga hidráulica (H) X área do espelho d'água.

Com isso, a solução do sistema de equações para o cálculo do tempo de esvaziamento apresentado previamente é dado por:

$$t = \frac{1}{C_d \cdot A_{or} \cdot \sqrt{2 \cdot g}} \int_0^H \frac{ah^2 + bh + c}{h^{1/2}} \cdot dh$$

Em que,

a : coeficiente segundo Figura 2-23 igual a 1.811,33;

b : coeficiente segundo Figura 2-23 igual a 36.432,68;

c : coeficiente segundo Figura 2-23 igual a 52.231,79;

t : tempo em segundos.

Para a realização dessa simulação, foram feitas as seguintes considerações:

- Tomada d'água funcionando como orifício;
- Esvaziamento do reservatório correspondente à variação da cota do espelho d'água entre o nível de soleira do vertedouro ($Z_w = 178,00 \text{ m}$) e o nível do eixo do tubo da tomada d'água ($Z_t = 165,00 \text{ m}$);
- Coeficiente de descarga teórico considerando comprimento relativo ($L/D > 300$), sendo portanto $C_d = 0,38$;

- Foi considerado somente a retirada de água pela tomada d'água, desprezando-se qualquer possível aporte ou perdas de outras naturezas, tais quais infiltrações, percolações ou evapotranspiração.

Utilizando-se o critério recomendado na portaria citada, que estabelece prazo de 90 dias para esvaziamento do reservatório, foi calculada uma área de orifício aproximada equivalente a um tubo com diâmetro nominal de 450 mm, sendo este capaz de esvaziar o reservatório – dadas as condições predefinidas – em 84 dias, como pode ser observado no gráfico da Figura 2-29.

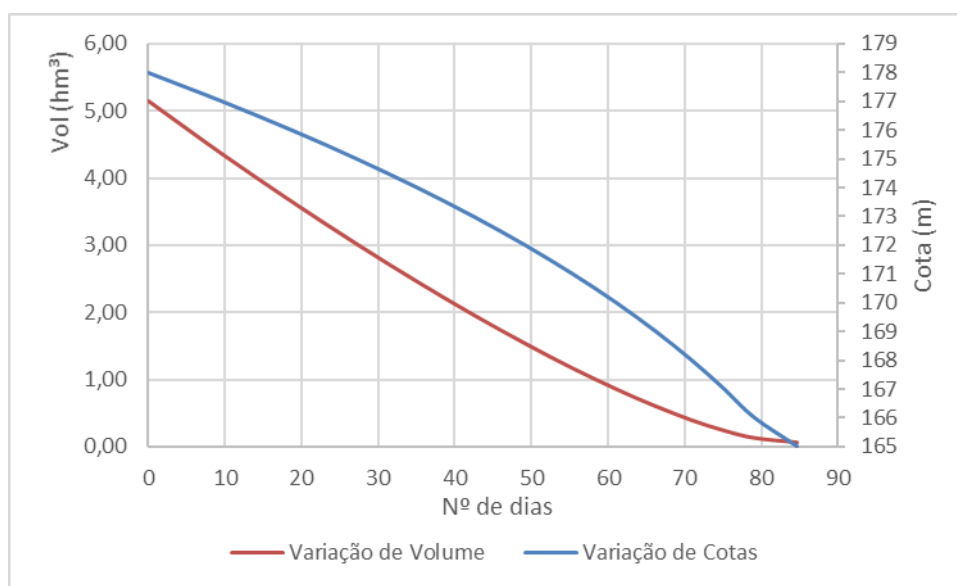


Figura 2-29- Esvaziamento do reservatório em função do tempo, para uma tubulação de 450 mm na tomada d'água.

Apesar de a solução com diâmetro de 450 mm atender à recomendação da portaria, esse diâmetro pode apresentar dificuldades à parte operacional, pois qualquer mínima abertura de válvula poderia ocasionar uma descarga superior à vazão de projeto ($Q_{90} = 25,46$ l/s), sobretudo nas ocasiões de muita carga hidráulica – quando do espelho d'água com cotas mais próximas à cota de soleira do vertedouro, como se pode observar no ábaco da Figura 2-30.

Sendo assim, com o objetivo de compatibilizar viabilidade de operação com atendimento à **PORTARIA 2003/SRH/CE**, recomenda-se uma linha dupla de tubos de 250 mm de diâmetro, sendo uma linha para operação com uma reserva para caso em que se necessite do esvaziamento rápido. Dessa forma, o tempo de esvaziamento passa para 124 dias, resultando numa faixa mais ampla de operação da válvula para atingir a vazão de referência (e Figura 2-31 e Figura 2-32)

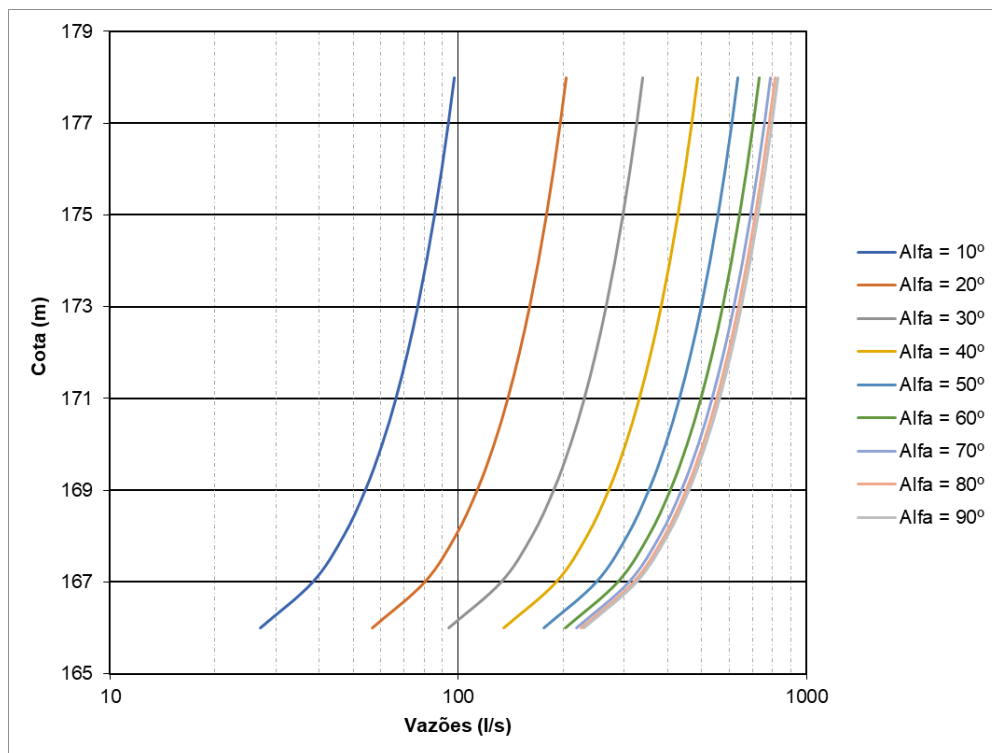


Figura 2-30 - Ábaco de vazões devidas à abertura da válvula borboleta, em caso de tomada d'água com diâmetro de 450 mm.

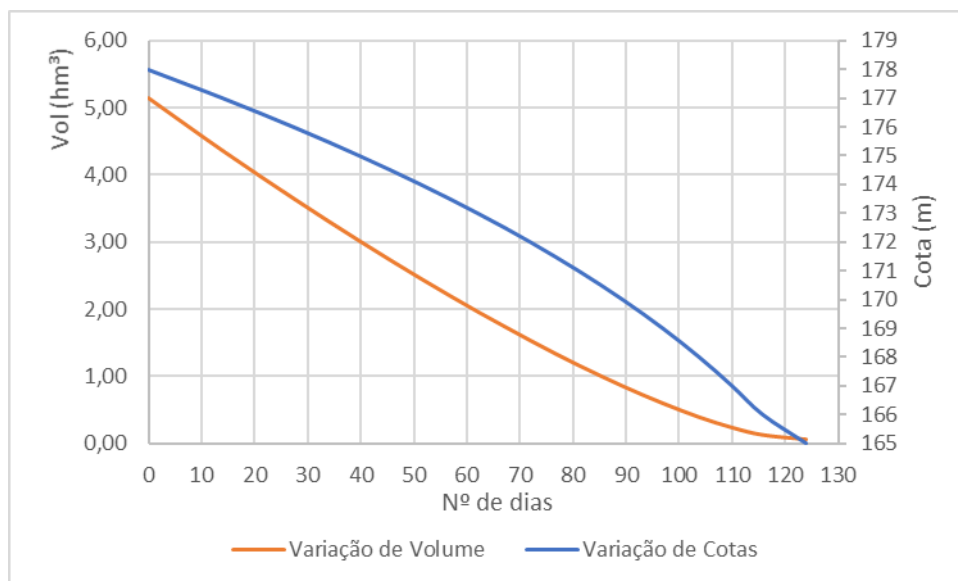


Figura 2-31 - Esvaziamento do reservatório em função do tempo, operando uma tubulação de 250 mm na tomada d'água

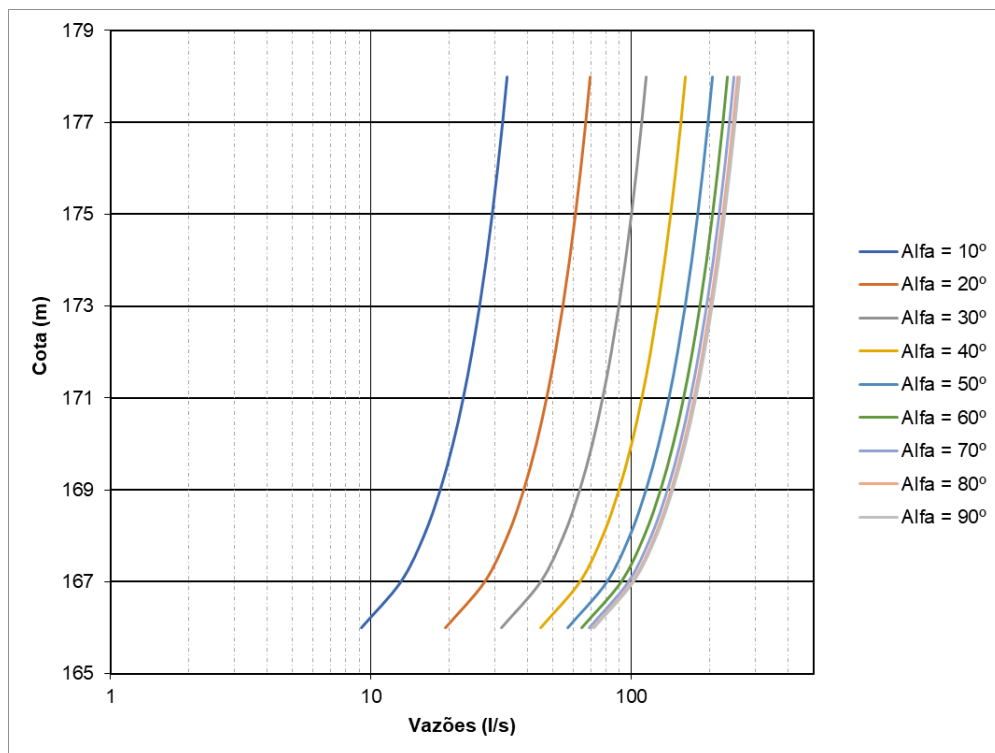


Figura 2-32 - Ábaco de vazões devidas à abertura da válvula borboleta, em caso de tomada d'água com diâmetro de 250 mm

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALEXANDRE, A.M.B; MARTINS, E.S.; CLARKE, R.T; REIS JR, D.S. (2005). “Regionalização de parâmetros de modelos hidrológicos” in Anais do XVI Simpósio Brasileiro de Recursos Hídricos, João Pessoa, 17 p.
- ANA (Agência Nacional de Águas). Manual do empreendedor sobre segurança de barragens. Diretrizes para elaboração de projetos de barragens - Volume V. Brasília – DF. 2016.
- CRUZ, P. T. 100 Barragens Brasileiras: Casos Históricos, Materiais de Construção, Projeto. 2. ed. São Paulo-SP: Oficina de Textos, FAPESP, 2004.
- Cruz, P.T., Materón, B., Freitas, M. Barragens de Enrocamento com Face de Concreto. (Concrete Face Rockfill Dams).São Paulo-SP: Oficina de Textos, 2009.
- DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de transporte). Diretoria de planejamento e pesquisa. Coordenação geral de estudos e pesquisa. Instituto de pesquisa Rodoviárias. Manual de hidrologia básica para estrutura de drenagem. - 2 ed. – Rio de Janeiro. 2005. 133p. (IPR. Publ. 715).
- ESTACIO, S. A. B.; COSTA, C. A.; SOUZA FILHO, F. DE A.; ROCHA, R. V. Uncertainty analysis in parameter regionalisation for streamflow prediction in ungauged semi arid catchments. Hydrological Sciences Journal, 2020.
- HARGREAVES, G.H.; SAMANI, Z.A., Reference crop evapotranspiration from temperature. Applied Engineering in Agriculture, St Joseph, v.1 n.2, p.96–99, 1985.
- HOEK, E.; Pratical Rock Engineering. Canadá, 2000.
- HOEK, E.; Rock Mass Properties for Underground Mines. Society for Mining, Metallurgy and Exploration (SME), 21 p. Littleton, Colorado, 2002.
- Hydrologic Modeling System* (HEC-HMS). v4.11. 2023. **US Army Corps of Engineers**. Disponível em < <https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/> >.
- INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA (INMET). Normais Climatológicas do Brasil, 1981-2010, 2018, Brasília, DF. Disponível em < <https://portal.inmet.gov.br/normais> >.
- KÖPPEN, W. *Grundriss der Klimakunde: Outline of climate science*. Berlin: Walter de Gruyter, 1931. 388p.
- LOPES, João Eduardo G.; BRAGA, Benedito B. F. Jr.; CONEJO, João Gilberto L., 1982. SMAP A Simplified Hydrologic Model. In: SINGH, P. VIJAY (Org.). Applied Modeling in Catchment Hydrology. Water Resources Publications. p. 167–176.

MARQUES, Marcelo & Maciel, Geraldo & Sobrinho, Milton. (2007). Estimativa das máximas pistas de vento no reservatório da barragem de Ilha Solteira, Estado de São Paulo. Acta Scientiarum-technology - ACTA SCI-TECHNOL. 29. 10.4025/actascitechnol.v29i1.112.

MCCUEN, R.H. (2005) Hydrologic Analysis and Design. 3rd Edition, Prentice Hall, Upper Saddle River.

NEGREIROS, J. R. Q., & Lima Neto, I. E. Relações simplificadas para estimativa do assoreamento de reservatórios.

PROJETO ALOCAR. Relatório de Cálculo das Afluências aos Reservatórios Estratégicos do Ceará: Definição das Vazões Oficiais. Fortaleza: FUNCAP/UFC/COGERH, 2021a. Disponível em: < <https://portal.cogerh.com.br/definicao-das-vazoes-oficiais-dos-reservatorios-monitorados-pela-cogerh> >.

SAVILLE, T. et al The effect of fetch width on wave generation. J. Tech. Mem., Washington, D.C, n. 70, 1954.

SOUZA, Mariana Miranda de. Estudo para o projeto geotécnico da barragem Alto Irani, SC. 2013. 129 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

Secretaria dos Recursos Hídricos (SRH), Plano Estadual dos Recursos Hídricos (PLANERH 2005), Fortaleza, SRH, 2005.

Soil Conservation Service, 1972, National Engineering Handbook, Sec. 4, Hydrology, U. S. Department of Agriculture.

STRAHLER, A. N. (1952). Hypsometric (area-altitude) analysis of erosional topography. Geological Society of America Bulletin, 63(11), 1117-1142.

THORNTHWAITE, C.W. An approach toward a rational classification of climate. Geographical Review, New York, v.38, n.1, p.55-94, 1948.

TORRICO, J. J. T. Práticas hidrológicas, Rio de Janeiro: Transcom, 1975, 120p.

TUCCI, C.E.M. (1998). Modelos Hidrológicos. Editora da UFRGS ABRH 650p.