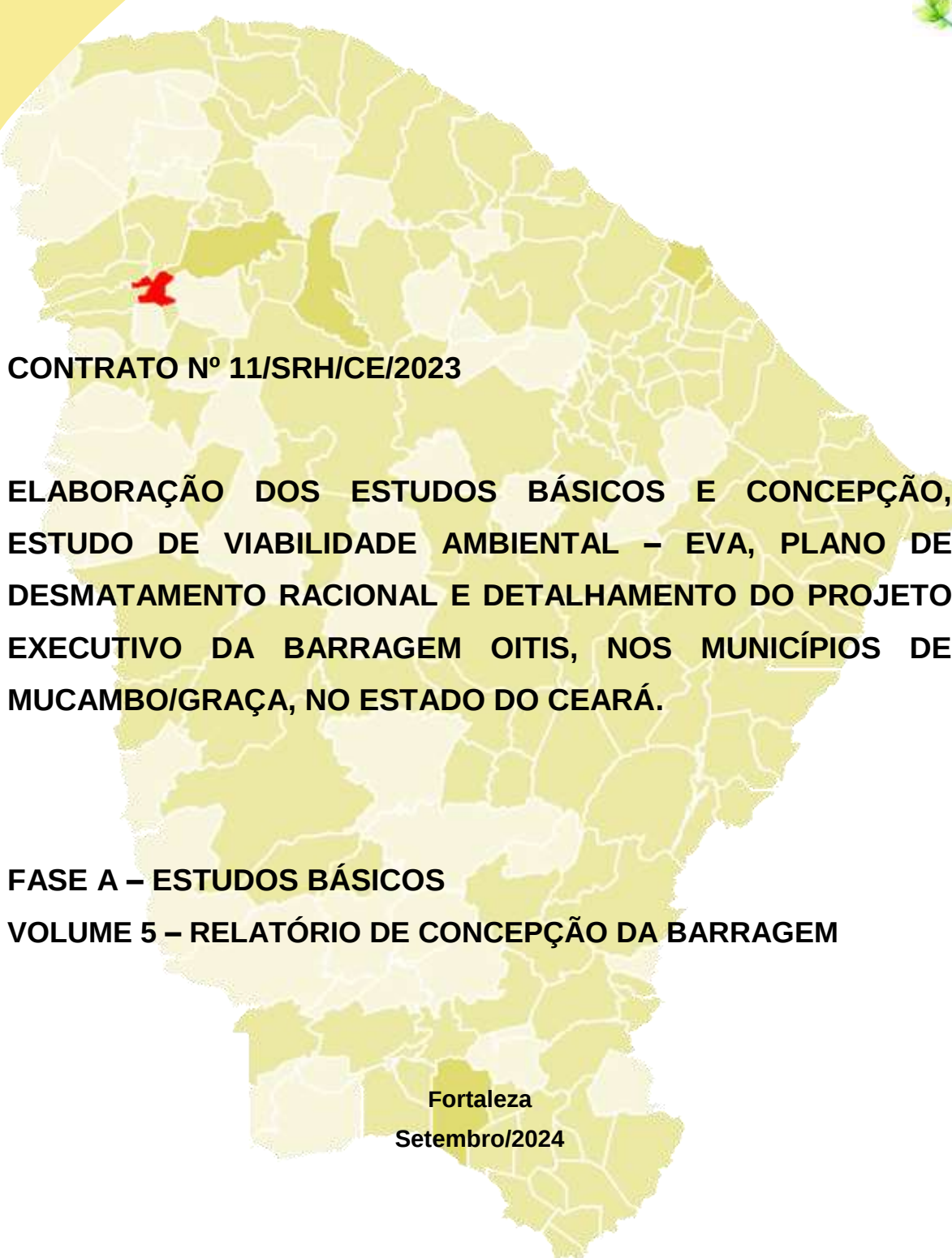




CONTRATO Nº 11/SRH/CE/2023

ELABORAÇÃO DOS ESTUDOS BÁSICOS E CONCEPÇÃO, ESTUDO DE VIABILIDADE AMBIENTAL – EVA, PLANO DE DESMATAMENTO RACIONAL E DETALHAMENTO DO PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM OITIS, NOS MUNICÍPIOS DE MUCAMBO/GRAÇA, NO ESTADO DO CEARÁ.

FASE A – ESTUDOS BÁSICOS

VOLUME 5 – RELATÓRIO DE CONCEPÇÃO DA BARRAGEM

Fortaleza
Setembro/2024

SUMÁRIO

APRESENTAÇÃO	10
1.0 - INTRODUÇÃO	11
1.1 - Contextualização do Projeto da Barragem.....	11
1.2 - Localização e Acesso.....	11
1.3 - Ficha Técnica	13
2.0 - ANÁLISE DOS ESTUDOS BÁSICOS.....	14
2.1 - Cartografia.....	14
2.1.1 - Análise da Documentação Cartográfica	14
2.1.2 - Estudos Cartográficos	15
2.1.3 - Metodologia do Levantamento	15
2.1.4 - Planejamento do Apoio de Campo	15
2.1.5 - Levantamento de Campo	15
2.1.6 - Processamento da Imagem e Geração do MDS	16
2.1.7 – Elementos produzidos	17
2.1.8 - Apoio terrestre	17
2.1.9 - Rastreamento da base	18
2.1.10 - Referências Normativas	19
2.2 – Estudos Topográficos.....	19
2.2.1 – Metodologia e Execução.....	19
2.2.2 - Transporte de cota e coordenadas para o Eixo da Barragem.....	19
2.2.3 - Locação do Eixo da barragem e o vertedouro.....	20
2.3 – Estudos Geológicos-Geotécnicos	22
2.3.1 - Geologia Regional	22
2.3.2 – Geologia local	23
3 - INVESTIGAÇÃO DA FUNDAÇÃO DA BARRAGEM	24
3.1 - Metodologia Utilizada para as Sondagens.....	24
3.1.1 - Ensaios de Permeabilidade	26
3.1.2 - Ensaios de Perda d'água Específica	27
3.1.3 - Procedimentos de Campo	27
3.1.4 - Sondagens Realizadas	27

3.1.5 - Comentários.....	28
4 - MATERIAIS NATURAIS DE CONSTRUÇÃO.....	28
4.1 - Material Impermeável – Solo.....	28
4.2 - Estudo da Areia – JA 1.....	30
4.3 - Pedreira.....	31
4.4 - Comentários	33
4.5 – Condições da fundação e tratamentos previstos	33
5.0 – ESTUDOS HIDROLÓGICOS.....	34
5.1 – Caracterização Física da Bacia Hidrográfica	34
5.2 – Índices de Forma da Bacia.....	35
5.3 - Caracterização Morfológica da Bacia Hidráulica.....	36
5.3.1 - Temperatura	36
5.3.2 - Umidade Relativa	38
5.3.3 - Insolação Média.....	38
5.3.4 – Ventos	39
5.3.5 – Evaporação	40
5.3.6 – Evapotranspiração potencial máxima e real	40
5.3.7 - Classificação Climática de Köppen-Geiger	41
5.4 – Estudos pluviométricos.....	42
5.4.1 – Dados Utilizados	42
5.4.2 – Caracterização do Regime Pluviométrico.....	42
5.5 – Estudo das cheias	48
5.5.1 – Introdução	48
5.5.2 – Metodologia.....	49
5.5.3 - Volume afluente.....	55
5.6 – Volume de acumulação do reservatório	56
5.7 – Dimensionamento hidrológico do reservatório	57
5.7.1 – Metodologia.....	57
5.7.2 – Lâmina de evaporação	58
5.7.3 - Fator de Forma da Bacia (α).....	58
5.7.4 - Fator Adimensional de Evaporação (F_e)	59
5.7.5 - Relação Volume Regularizado X Capacidade de Reserva	60

5.8 – Estudo de propagação de enchentes.....	61
5.8.1 - Metodologia	62
5.9 - Conclusão da Hidrologia	70
6.0 - ALTERNATIVAS EXAMINADAS	71
6.1 - Introdução.....	71
6.2 - Topografia.....	71
6.3 - Investigações Geológicas e Geotécnicas	72
6.3.1 – Geologia e Geotecnia do Eixo 1	72
6.3.2 – Geologia e Geotecnia do Eixo 2	72
6.4 - CRITÉRIOS DE ESCOLHA DO EIXO.....	73
6.4.1 – Critérios técnicos de engenharia	73
6.5 – Justificativa da escolha da alternativa	73
6.5.1 – Critérios técnicos de engenharia	73
7.0 - SOLUÇÃO PROPOSTA PARA SER DESENVOLVIDA	74
7.1- Seção tipo proposta para a barragem principal	75
7.2 – Seção tipo proposta para o vertedouro	75
7.3 – Seção tipo proposta para a tomada d’água.....	76
7.4 – Memória de cálculo da solução proposta	76
7.4.1 – Memória de cálculo do barramento principal.....	76
7.4.1.2 – Memória de cálculo do vertedouro	78
7.4.1.3 – Memória de cálculo da tomada d’água.....	78
8.0 – ESTUDO DE ESTABILIDADE	82
8.1.1 – Modelo Geológico – Geotécnico.....	84
8.1.2 – Situações analisadas.....	85
8.1.3 – Análise de estabilidade dos taludes.....	87
8.1.3.1 – Métodos de análise	87
8.1.3.2 – Metodologia de análise.....	87
8.1.3.3 – Fatores de Segurança (FS)	88
8.3.3.4 – Seções Analisadas	88
8.1.4 – Análise de fluxo	89
8.1.5 – Resultados.....	90

8.1.5.1 – Análise de percolação	90
8.1.5.2 – Análise de estabilidade de taludes	93
8.1.6 – Conclusões da análise de estabilidade	103

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.2 – Mapa de Localização e Acesso	12
Figura 2.1 – Quadricula 03S42 – INPE - TOPODATA	14
Figura 2.1.9a – Rastreamento da base.....	18
Figura 2.1.9b – Coordenadas Sirgas	18
Figura 2.1.9c – Coordenadas Altimétricas	18
Figura 2.3.1 – Mapa geológico da área de estudo.	23
Figura 3.1a – planta baixa do eixo da barragem.	25
Figura 3.1b - perfil longitudinal do eixo da barragem.....	26
Figura 4.1 – Local da jazida de solo JS-01	30
Figura 4.2 - Jazida de Areia – JA 1, no rio Taquari.	31
Figura 4.3 - Pedreira 1 localizada no lado esquerdo do açude Taquara, distante 24,0 km do barramento.....	32
A Figura 4.3a – mapa das jazidas estudadas (solo, areia e pedreira)	32
Figura 5.3.1: Gráfico comparativo entre as temperaturas máxima, compensada e mínima (1991-2020). Fonte: INMET	37
Figura 5.3.2: Gráfico representativo da umidade relativa média da cidade de Sobral.....	38
Figura 5.3.3 - Gráfico representativo da insolação média mensal, estação de Sobral. Fonte: INMET (1991-2020)	39
Figura 5.3.4 – Gráfico representativo da velocidade dos ventos mensais. Estação de Sobral. Fonte: INMET (1981-2010)	39
Figura 5.3.5 – Evaporação média mensal na estação de Sobral. FONTE: INMET (1981-2010)	40
Figura 5.3.6a – Evapotranspiração potencial média mensal. FONTE: INMET (1981-2010)	41
Figura 5.3.6b – Evapotranspiração real mensal. Fonte: COGERH	41
Figura 5.3.7 - Classificação climática de Köppen-Geiger para Bacia Hidrográfica. Fonte: (Alvares et. al, 2013)	42
Figura 5.4.2.1 – Polígonos de Thiessen, área de influência da bacia hidrográfica	44
Figura 5.4.2.2 – Isozona. Fonte Torrico (1974)	48
Figura 5.5.2.2 – Altura de chuva por tempo de duração	51
Figura 5.5.2.3.2 – Diagrama unitário.....	53
Figura 5.5.2.3.4 - Gráfico representativo da vazão afluente com recorrências.....	55

Figura 5.6 – Representação gráfica da cota x volume	57
Figura 5.7.5 – Diagrama Triangular de Regularização	61
Figura 5.8.1.1a – Lâmina de sangria x volume de acumulação	63
Figura 5.8.1.1b – Coeficiente de descarga C_o	64
Figura 5.8.1.2 – Gráfico da curva de Routing	65
Figura 5.8.1.3 – fetch máximo alcançado na bacia hidráulica do Açude Oitis	69
Figura 6.2 – Localização das alternativas de eixos.	71
Figura 7.1 – Seção tipo da barragem principal proposta.....	75
Figura 7.2 – Seção proposta para o sangradouro (Est 6+0,00 a 8+10,00).	76
Figura 7.3 – Seção tipo da Est. 16+10,00 (local da tomada d'água).....	76
Figura 8.1.1a – Localização das seções estudadas para análise de estabilidade.....	84
Figura 8.1.1b – Modelo Geológico-Geotécnico seção homogênea.....	85
Figura 8.1.1c – Modelo Geológico-Geotécnico seção mista (abraços).....	85
Figura 8.3.3.4.2 – Barragem de terra zoneada (abraço dos muros do vertedouro).....	89
Figura 8.1.4a – Modelo para análise de fluxo (seção homogênea).....	90
Figura 8.1.4b – Modelo para análise de fluxo (seção mista)	90
Figura 8.1.5.1.1a – Análise de Percolação – Carga total	91
Figura 8.1.5.1.1b – Análise de Percolação – Poropressão	91
Figura 8.1.5.1.2a – Análise de Percolação – Carga total	92
Figura 8.1.5.1.2b – Análise de Percolação – Carga total	92
Figura 8.1.5.2.1a – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,435 – Seção Homogênea - Final de construção - Montante	94
Figura 8.1.5.2.1b – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,454 – Seção Homogênea - Final de construção - Jusante.....	95
Figura 8.1.5.2.1c – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,579 – Seção Homogênea - Regime de Operação - Jusante.....	95
Figura 8.1.5.2.1d – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,280 – Seção Homogênea - Regime de Operação com Sismo - Jusante	96
Figura 8.1.5.2.1e – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,602 – Seção Homogênea - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 0).....	96
Figura 8.1.5.2.1f – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,568 – Seção Homogênea - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 40).....	97
Figura 8.1.5.2.1g – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,557 – Seção Homogênea - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 80).....	97
Figura 8.1.5.2.1h – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,376 – Seção Homogênea - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 104).....	98
Figura 8.1.5.2.2a – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,563 - Seção Mista - Final de construção - Montante.....	99

Figura 8.1.5.2.2b – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,509 - Seção Mista - Final de construção - Jusante.....	99
Figura 8.1.5.2.2c – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,516 - Seção Mista - Regime de Operação - Jusante	100
Figura 8.1.5.2.2d – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,211 - Seção Mista - Regime de Operação com Sismo - Jusante	100
Figura 8.1.5.2.2e – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,482 - Seção Mista - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 0).....	101
Figura 8.1.5.2.2f – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,479 - Seção Mista - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 60).....	101
Figura 8.1.5.2.2g – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,480 - Seção Mista - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 80).....	102
Figura 8.1.5.2.2h – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,563 - Seção Mista - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 104).....	102

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1.3 – Ficha técnica da barragem Oitis	14
Quadro 2.2.3a - Marcos implantados no eixo da barragem e vertedouro	20
Quadro 2.2.3b – Locação do eixo e vertedouro da barragem Oitis.....	21
Quadro 3.1.4 – sondagens realizadas no eixo e vertedouro	28
Quadro 4.1 – Características do solo das jazidas JS 1 e JS 2.....	29
Quadro 4.2 - Síntese dos estudos de solos realizados	29
Quadro 5.1a - Declividade média da bacia pela compensação das áreas.	35
O Quadro 5.1b - Dados físicos da bacia hidrográfica da barragem Oitis	35
Quadro 5.2 – Dados Físicos da Bacia Hidrográfica da Barragem Oitis	36
Quadro 5.3.1: Temperaturas máxima, média compensada e mínimas. Fonte: INMET(1991-2020)	37
Quadro 5.3.2: Umidade relativa média anual. FONTE: INMET (1991-2020)	38
Quadro 5.3.3 - Insolação média mensal na Estação de Sobral. FONTE: INMET (1961-2015)	38
Quadro 5.3.4 – Velocidade média dos ventos na estação de sobral. FONTE: INMET (1981-2010)	39
Quadro 5.3.5 – Evaporação média mensal. Fonte: INMET (1981 a 2010)	40
Quadro 5.3.6a – Evapotranspiração potencial média mensal. FONTE: INMET (1961-2015)	40
Quadro 5.3.6b – Evapotranspiração real média mensal	41
Quadro 5.4.2.1a – Quadro de localização dos postos pluviométricos	43
Quadro 5.4.2.1b – Área de influência de cada posto pluviométrico	44
Quadro 5.4.2.1c – Quadro com precipitações máximas diárias ocorridas anualmente em cada posto de influência.	46
Quadro 5.4.2.1d – Chuva de 1 dia, com probabilidade de recorrência futura.....	46
Quadro 5.4.2.2 – Quadro de desagregação de chuvas diárias proposta por Torrico (1974)	48
Quadro 5.5.2.1 – Conversão da chuva pontual em chuva distribuída na bacia hidrográfica.	50
Quadro 5.5.2.2a – Chuva de 1 dia para virtual de 24h.....	50
Quadro 5.5.2.2b – Altura de chuvas com duração de 1h.	51
Quadro 5.5.2.3.3 – Precipitação efetiva da chuva de 3 h (Tc)	53
Quadro 5.5.2.3.4 – Hidrograma das cheias	54
Quadro 5.6 – Cota volume do reservatório.....	57
Quadro 5.7.2 – Taxa de evapotranspiração anual na estação de Sobral. Fonte COGERH.	58
Quadro 5.7.3 – Altura x volume	59
Quadro 5.7.5a – Percentuais do volume acumulado através do DTR para simulação do reservatório	60

Quadro 5.7.5b – Relação entre a capacidade do reservatório e o volume regularizado	61
Quadro 5.8.1.2a – Tabela para determinação do gráfico de Routing	64
Quadro 5.8.1.2b – Determinação dos coeficientes da curva de routing.....	66
Quadro 5.8.1.2b – Descarga efluente para 1.000 anos de recorrência	67
Quadro 5.8.1.2c – Descarga efluente para 10.000 anos de recorrência.....	68
Quadro 5.9 – Resumo da hidrologia	70
Quadro 6.2 – Quantitativos de levantamento topográfico executado.....	72
Quadro 6.5.1.2 – Comparação geológica geotécnica	74
Quadro 8.1a – Parâmetros geotécnicos (coesão e ângulo de atrito)	83
Quadro 8.1b – Parâmetros de permeabilidade da literatura.....	83
Quadro 8.1c – Parâmetros geotécnicos adotados para análise.....	84
Quadro 8.1.3.3 – Fatores de segurança para análise	88
Tabela 8.1.5.1.3 – Vazões através do maciço	93
Quadro 8.1.5.2.1 – Resumo - Análise de estabilidade - Seção Homogênea.....	94
Quadro 8.1.5.2.2 – Resumo - Análise de estabilidade - Seção mista	98

APRESENTAÇÃO

A empresa Maximino dos Santos & Cia Ltda, no âmbito do Contrato Nº 11/SRH/CE/2023 assinado em 27/01/2024, com publicação no Diário Oficial do Estado em 20/02/2024 com ordem serviço nº 02/2024/SRH emitida em 05/02/2024 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 OITIS, SITUADA NOS MUNICÍPIOS DE MUCAMBO E GRAÇA, 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 é parte integrante da Fase A - Estudos Básicos – **Volume 5: Relatório de Concepção da Barragem.**

1.0- INTRODUÇÃO

O presente documento é parte integrante da Fase A e compõe **Volume 5** dos **ESTUDOS BÁSICOS DA BARRAGEM OITIS**, a ser construída nos Municípios de Mucambo e Graça, no Estado do Ceará, objeto do contrato Nº 11/SRH/CE/2024, que tem como objetivo a Elaboração dos Estudos Básicos e Concepção, Estudo de Viabilidade Ambiental-Eva, Plano de Desmatamento Racional e Detalhamento do Projeto Executivo da Barragem Oitis, que será construída nos municípios de Mucambo e Graça, no Estado do Ceará.

1.1 - Contextualização do Projeto da Barragem

A Construção do Açude Oitis é uma reivindicação antiga da população local, em virtude da necessidade de um reservatório que acumulasse água no período chuvoso que se concentram entre os meses de janeiro a junho na região Noroeste do Estado do Ceará. No restante dos meses do ano, é predominante um clima seco, sem ocorrências de precipitações, característico do Nordeste do Brasil, região semiárida, com chuvas irregulares com períodos prolongados de seca. Logo, o principal objetivo da construção da barragem Oitis, é para abastecimento humano e animal, agricultura e outras atividades econômicas que necessitem da oferta direta de água.

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.

O 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.

1.2 - Localização e Acesso

A barragem Oitis será formada pelo barramento do riacho Oitis, afluente pela margem esquerda do rio Jaibaras distante 5,0 km da sede municipal de Mucambo, no Estado do Ceará. O eixo da barragem está georreferenciado pelas coordenadas UTM SIRGAS 2.000: 305.342,275E e 9.562.587,162N.

1.3 - Ficha Técnica

As características da Barragem Oitis podem ser resumidas no Quadro 1.3 abaixo:

FICHA TÉCNICA DA BARRAGEM OITIS	
1 - IDENTIFICAÇÃO	
Denominação	Barragem Oitis
Município	Mucambo e Graça
Sistema	Rio Acaraú
Riacho Barrado	Riacho Oitis
2 - CARACTERÍSTICA DO RESERVATÓRIO	
Área da Bacia Hidrográfica	34,83 km ²
Área da Bacia Hidráulica (cota 154,00 m)	67,83 ha
Volume Acumulado (cota 154,00 m)	2,34 hm ³
Volume Morto do Reservatório (cota 148,00m)	0,118 hm ³
Vazão Máxima Milenar Afluente	239,26 m ³ /s
Vazão Máxima Decamilenar Afluente	300,97 m ³ /s
Volume Afluente anual	7.294.338,23 m ³ /ano
3 - BARRAGEM	
Tipo	Terra Homogênea
Cota do Coroamento	157,00 m
Largura do Coroamento	6,0 m
Comprimento da Barragem	346,00 m
Altura Máxima	12,66 m
Volume Total do Maciço	81.552,95 m ³
Talude de Montante	2,0 (H):1,0 (V)
Talude de Jusante	2,0 (H):1,0 (V)
Precipitação	1.261 mm
4 - VERTEDOURO	
Tipo	Soleira delgada (Creager e bacia)
Largura	50,00 m
Cota da Soleira	154,00 m
Lâmina máxima vertente (TR = 1.000 anos)	1,56 m
Descarga de projeto (TR = 1.000 anos)	212,96 m ³ /s
Lâmina máxima vertente (TR = 10.000 anos)	1,84 m
Descarga de projeto (TR = 10.000 anos)	273,81 m ³ /s
5 - TOMADA D'ÁGUA	
Tipo	Galeria
Diâmetro da Tubulação	1 x 300 mm
Comprimento da Tubulação	46,40 m
Vazão Média de Regularização (90%)	0,26 m ³ /s (26 l/s)
Cota do Eixo Assentamento	148,00 m

Quadro 1.3 – Ficha técnica da barragem Oitis

2.0 - ANÁLISE DOS ESTUDOS BÁSICOS

2.1 - Cartografia

Inicialmente, para os estudos cartográficos da Barragem Oitis, foram utilizadas cartas SRTM disponíveis no banco de dados do INPI – TOPODATA.

Os dados estão todos estruturados em quadrículas compatíveis com a articulação 1:250.000, portanto, em folhas de 1° de latitude por 1,5° de longitude. Na versão atual, os arquivos estão nomeados seguindo-se uma única notação para cada conjunto de uma mesma folha. As folhas estão identificadas seguindo o prefixo de 6 letras LAHLON, em que LA é a latitude do canto superior esquerdo da quadrícula, H refere-se ao hemisfério desta posição (S, Sul, ou N, Norte) e LON sua longitude. A Figura 2.1 apresenta a Quadrícula 03S42 – INPE – TOPODATA



Figura 2.1 – Quadrícula 03S42 – INPE - TOPODATA

2.1.1 - Análise da Documentação Cartográfica

Para uma melhor avaliação topográfica do local indicado pela Associação dos moradores de Oitis e outros, nos municípios de Mucambo e Graça, embora que, de modo expedito, mais em primeira aproximação, foi gerado o MDT utilizando a cartografia SRTM

– “Shuttle Radar Topography Mission” elaboradas pela NASA e NIMA, para toda bacia hidrográfica do eixo indicado. Para complementar as informações da carta gerada, foram

utilizadas imagens recentes do Google Earth para definir o traçado das rodovias e estradas vicinais, delimitação das cercas das propriedades etc.

Empregando ferramentas computacionais QGis, gerou-se um modelo digital do terreno - MDT da área de estudo, com curvas altimétricas interpoladas a cada um metro, permitindo uma primeira aproximação dos eixos para a escolha do barramento.

A partir da carta topográfica gerada (SRTM + Google Earth) foi possível identificar, em primeira aproximação, os eixos alternativos ao eixo indicado pela Associação dos moradores citado acima, delimitar as bacias hidrográficas e hidráulicas e determinar as curvas: cota x área x volume acumulado do eixo.

2.1.2 - Estudos Cartográficos

O Serviço teve como base uma Área de 67,83 ha.

2.1.3 - Metodologia do Levantamento

O trabalho consistiu basicamente em 06 (seis) etapas distintas:

- i. Planejamento do Levantamento de Campo;
- ii. Levantamento de Campo;
- iii. Processamento das Imagens (Geração do Modelo Digital de Superfície - MDS, Ortorretificação e Geração de Mosaico);
- iv. Conversão de MDS para MDT (Modelo Digital de Terreno);
- v. Extração e Correção Topológica das Curvas de Nível
- vi. Controle de Qualidade dos Dados.

2.1.4 - Planejamento do Apoio de Campo

Nesta etapa, foi feito um estudo da área da poligonal utilizando o software google earth para marcar a posição dos pontos de apoio e o planejamento das missões, determinando a quantidade e o local de sua execução. Foi estudado também a logística do trajeto, tendo em vista as opções de estrada de acessos.

2.1.5 - Levantamento de Campo

O levantamento de campo realizado efetuou as seguintes atividades:

1. Captação de Pontos de Controle
 - Mobilização e deslocamento da equipe para os locais dos pontos de apoio marcados previamente;
 - Marcação dos pontos marcados e posicionados conforme indicação inequívoca da localização para serem medidos, constando da indicação detalhada da feição correspondente no croqui de localização;

- Rastreio dos pontos materializados para servir de apoio ao aerolevante. Foram utilizados nesta atividade receptores GPS geodésico;
 - Medição georreferenciada ao Sistema Geodésico Brasileiro dos pontos de controle para apoio terrestre do mapeamento por imagens, com receptores GPS geodésico e topográfico.
2. Após os alvos serem devidamente marcados e medidos é dado o início os voos de Drone, seguindo a logística de execução das missões programadas e devidamente configuradas com os parâmetros adequados para o aerolevante; tais como a altura de voo, o tipo de câmera do drone, a sobreposição das imagens e a velocidade do voo.

2.1.6 - Processamento da Imagem e Geração do MDS

O processamento das imagens foi realizado através da técnica de Fotogrametria, que envolvem coordenadas estimadas de pontos de um objeto tridimensional. Estes pontos são determinados por medidas feitas em duas ou mais fotografias tiradas em diferentes posições determinando a localização tridimensional do ponto. Esse processo é obtido em ambiente computacional.

Para o processamento das imagens foi utilizado o software Pix4D, ele trabalha com três passos sequenciais:

- a) O primeiro passo é feito a calibração de câmeras do drone, geração dos pontos homólogos e a ortorretificação das imagens. Após o término dessa etapa são inseridos os pontos de apoio (GCPs) para a realizar as pontarias nas imagens adquirindo um maior ângulo de elevação utilizando o (MDS), corrigindo os deslocamentos dos pixels de uma imagem devido ao relevo melhorando a acurácia do levantamento. Desta forma, vale destacar que a coleta de pontos de controle citada e a utilização de marcos da topografia foram imprescindíveis para garantir a acurácia do MDE e da ortorretificação. Durante esta etapa de ortorretificação, o referencial geodésico das imagens de saída foi convertido para SIRGAS 2000. Após o término das pontarias citado acima, ocorre o reprocessado do primeiro passo corrigindo e melhorando a acurácia dos pontos.
- b) O segundo passo é gerar a nuvem densa de pontos e a classificação deles. Essa classificação é dada em relação as elevações do MDE, como árvores, edificações e outros e segue critérios técnicos para sua construção.
- c) O terceiro passo é gerado os produtos base da cartografia, como: ortomosaico das imagens; Modelo Digital de Superfície (MDS), Modelo Digital do Terreno (MDT) e as curvas de nível.

2.1.7 – Elementos produzidos

Os elementos que foram produzidos a partir do processo de imageamento por satélite, destinado a delimitação da bacia hidráulica, e que estão sendo entregues a SRH, conforme a lista a seguir:

- Mosaico de fotos aerofotogramétricas em formatos GeoTIFF, JP2000 e ECW;
- Modelo Digital de Terreno (MDT) em formato GeoTIFF;
- Curvas de nível de 1x1 metro e pontos cotados, em formatos ESRI Shapefile e Autodesk DWG;
- Foto-índice na escala de 1:25.000;
- Pontos de controle levantados em campo, arquivos RINEX, acompanhado de relatório incluindo croqui e foto de cada ponto (monografia);
- Anotação de Responsabilidade Técnica – ART dos serviços de coleta de pontos de controle em campo e dos serviços de aerofotogrametria;
- 1 (uma) coleção impressa do mosaico de fotos aerofotogramétricas, com as curvas de nível 1x1 metro e pontos cotados, com a altimetria devidamente identificada e rotulada, sobrepostas às fotos, na escala de 1:5.000, em papel tamanho A1;
- Layout em meio digital no formato DWG ou DXF;
- Layout de mapa em meio digital no formato ESRI ARCGIS (MXD ou MPK).

Todos os produtos foram configurados no Sistema de Referência Geocêntrico SIRGAS 2000 e Projeção UTM (Universal Transversa de Mercator) Zona 24S.

2.1.8 - Apoio terrestre

A realização do apoio de campo, objetivando a execução da restituição digital e a interpretação das curvas de nível, foi realizada de acordo com o termo de referência, tendo sido implantados 10 pontos de apoio ao longo de toda área de interesse acrescidos os pontos já coletados ao longo do eixo da barragem.

Vale destacar que além dos pontos de apoio colhidos para esse estudo, foram utilizados alguns marcos implantados nos estudos topográficos apresentado no Volume 2 dos Estudos Básicos.

Para Implantação dos pontos de apoio e levantamento planialtimétrico, foi utilizado equipamentos geodésicos de dupla frequência GNSS L1/L2(Global Navigation Satellite System) com precisão milimétrica, produzindo arquivo RINEX, os arquivos serão apresentados apenas na mídia digital. A distribuição dos pontos de controle ao longo da bacia está representada no Volume 1 – Estudos Cartográficos – Estudo Básicos.

2.1.9 - Rastreamento da base

O início dos serviços de Levantamento Planialtimétrico por Aerofotogrametria foi o rastreamento com GPS Geodésico da Base 01 e emissão do Relatório do Posicionamento por Ponto Preciso (PPP) pelo IBGE, que é um serviço on-line gratuito para o pós-processamento de dados GPS (Global Positioning System). Ele permite aos usuários de GPS, obterem coordenadas de boa precisão no Sistema de Referência Geocêntrico para as Américas (SIRGAS 2000) e no International Terrestrial Reference Frame (ITRF). No posicionamento com GPS, o termo Posicionamento por Ponto Preciso normalmente refere-se à obtenção da posição de uma estação utilizando as observáveis fases da onda portadora coletadas por receptores de duas frequências e em conjunto com os produtos do IGS (International GNSS Service). O resultado do IBGE-PPP independe de qualquer ajustamento de rede geodésica e não está associado às realizações ou ajustamentos de rede planimétrica.

Em nosso trabalho foi realizado o transporte para os pontos de apoio previamente definidos e distribuídos ao longo da bacia hidráulica, ao todo sendo coletados 10 pontos de apoio. Na Figura 2.1.9a, 2.1.9b e 2.1.9c apresenta-se o resultado do processamento dos dados feitos pelo IBGE, onde são detalhados os seus níveis de precisão.

Sumário do Processamento do marco: ????	
Início:AAAA/MM/DD HH:MM-SS,SS	2024/02/02 16:28:46,00
Fim:AAAA/MM/DD HH:MM-SS,SS	2024/02/02 22:45:56,00
Modo de Operação do Usuário:	ESTÁTICO
Observação processada:	CÓDIGO & FASE
Modelo da Antena:	SPP101861 NONE
Órbitas dos satélites: ¹	RÁPIDA
Frequência processada:	L3
Intervalo do processamento(s):	1,00
Sigma ² da pseudodistância(m):	5,000
Sigma da portadora(m):	0,010
Altura da Antena ³ (m):	1,668
Ângulo de Elevação(graus):	10,000
Resíduos da pseudodistância(m):	0,58 GPS 0,58 GLONASS
Resíduos da fase da portadora(cm):	0,90 GPS 0,97 GLONASS

Figura 2.1.9a – Rastreamento da base

Coordenadas SIRGAS						
	Latitude(gms)	Longitude(gms)	Alt. Geo.(m)	UTM N(m)	UTM E(m)	MC
Em 2000.4 (é a que deve ser usada) ⁴	-3° 57' 24,9372"	-40° 44' 57,7569"	137,33	9562429.036	305768.992	-39
Na data do levantamento ⁵	-3° 57' 24,9282"	-40° 44' 57,7596"	137,33	9562429.313	305768.908	-39
Sigma(95%) ⁶ (m)	0,001	0,002	0,002			

Figura2.1.9b– Coordenadas Sirgas

Coordenada Altimétrica			
Modelo:	hgeoHNOR_IMBITUBA		
Fator para Conversão (m):	-15,07	Incerteza (m):	0,07
Altitude Normal (m):	152,40		

Figura 2.1.9c – Coordenadas Altimétricas

2.1.10 - Referências Normativas

Os serviços foram executados tendo por base o que está escrito e determinado nas seguintes Normas Técnicas:

- Decreto nº 89.817 de 20 de junho de 1984 que estabelece as Instruções Reguladoras das Normas Técnicas da Cartografia Nacional;
- Norma Técnica para Georreferenciamento de Imóveis Rurais, aplicada à Lei 10.267, de 28 de agosto de 2001;
- Sistema Geodésico Brasileiro SIRGAS 2000, conforme Decreto Nº 5.334/2005, Decreto Nº 89.817 (nova redação e resolução do IBGE nº 1/2005).

2.2 – Estudos Topográficos

2.2.1 – Metodologia e Execução

Os serviços topográficos tiveram início com realização do transporte de cota e coordenadas geodésicas, datum UTM Sirgas 2.000 para o eixo da barragem utilizando a mesma metodologia (IBGE-PPP) anteriormente descrita, no item 2.1.9 - Rastreamento da base realizado nos Estudos Cartográficos, deste documento.

- Implantação de marcos geodésicos georreferenciados ao datum UTM Sirgas 2.000, que serão utilizados na construção da barragem;
- Locação do eixo e seções transversais com Estação Total – Modelo CTS 3005W, com precisão angular de 5" e linear de 1mm, marca TOPCON;
- Locação das áreas de jazidas.

2.2.2 - Transporte de cota e coordenadas para o Eixo da Barragem

Para o Levantamento de campo foi utilizado equipamento tipo GPS RTK (REAL TIME CENTIMETRO), tendo sido corrigida a coordenada e cota da Base pelo PPP (Posicionamento por Ponto Preciso, do IBGE). O equipamento utilizado foi GPS TOPCON HIPER V, com precisões Horizontal e vertical de 3,00 mm.

Uma forma de avaliar a qualidade das coordenadas determinadas com o PPP é através da verificação do sigma, apresentado no rastreamento da base.

Nesse trabalho foi realizado o Rastreamento da base com GPS RTK apenas um determinado ponto de base de partida, localizado na margem esquerda da estrada vicinal que liga Mucambo/Graça, localizado na residência do Sr. Murilo Araújo Castro, próximo a passagem molhada no riacho Oitis.

2.2.3 - Locação do Eixo da barragem e o vertedouro

A locação do eixo da barragem e vertedouro teve início na ombreira direita - Estaca 00 e finalizado - Estaca 21, num total de 420,00 m, incluindo o vertedouro com 50,00m de largura. A Tabela 2.2.3a apresenta os marcos implantados

Marco	Localização	Coordenadas		Cota(m)
		Este	Norte	
Base	L.E da estrada Vicinal Mucambo/Graça – residência do Sr. Murilo Araújo Castro	305.768,992	9.562.429,036	152,400
M1	Localizado na omb. esquerda, Estaca 21	305.500,224	9.562.802,691	157,840
M2	Localizado na omb. esquerda, 40 m à montante do M1	305.467,459	9.562.821,999	157,975
M3	Localizado na ombreira direita, Estaca 00	305.234,930	9.562.439,279	162,302
M4	Localizado na ombreira direita, 20 m à mont. M3	305.195,012	9.562.407,797	162,869

Quadro 2.2.3a - Marcos implantados no eixo da barragem e vertedouro

O levantamento das seções transversais envolveu uma faixa de domínio de 100 metros para cada lado do eixo. Foram levantadas seções transversais ao eixo a cada 20 metros, de acordo com a faixa de domínio recomendada. Os pontos foram estaqueados, numerados e cotados a cada 20 metros, tendo sido implantadas estacas intermediárias indicando elementos importantes como talvegues etc. No total foram executadas 18 seções somando 3.600,00m. A Figura 2.2.3b apresenta a locação, cota e coordenadas UTM sirgas da barragem.

BARRAGEM OITIS - MUCAMBO/GRAÇA - CEARÁ - COORDENADAS DO EIXO				
Estaca	Local	Coordenadas UTM Sirgas		Cota (m)
		Este	Norte	
E0 (M3)	Margem Direita	305.249,779	9.562.463,884	160,640
E1		305.261,709	9.562.478,997	157,165
E2		305.272,985	9.562.496,050	152,669
E3		305.284,732	9.562.510,728	147,966
E4		305.296,529	9.562.526,801	147,156
E5		305.308,883	9.562.543,803	146,547
E6		305.320,768	9.562.559,952	146,468
E7		305.332,874	9.562.576,096	146,294
E7 +10,00	Leito do Rch.	305.342,275	9.562.587,162	144,000
E8		305.348,668	9.562.592,695	143,184
E9		305.351,675	9.562.598,227	145,035
E10		305.356,675	9.562.608,236	145,886
E11		305.366,951	9.562.622,273	145,959
E12		305.391,102	9.562.654,290	145,384
E13		305.403,057	9.562.670,371	145,431
E14		305.414,926	9.562.686,425	145,458
E15		305.426,743	9.562.702,372	147,070
E16		305.438,310	9.562.718,706	148,617
E17		305.450,571	9.562.734,499	149,737
E18		305.463,605	9.562.752,280	153,725
E19		305.474,954	9.562.768,624	154,902
E20		305.487,062	9.562.784,396	155,799
E21 (M2)	Margem Esquerda	305.500,224	9.562.802,691	157,840

Quadro 2.2.3b – Locação do eixo e vertedouro da barragem Oitis

2.3 – Estudos Geológicos-Geotécnicos

2.3.1 - Geologia Regional

A área do açude Oitis passou por evolução geológica desde os tempos pré-cambrianos.

Almeida et al. (1977, 1981) dividiram o território brasileiro em 10 Províncias Estruturais para melhor entender a evolução geológica de cada região do país. O Estado do Ceará está inserido na Província Borborema.

Uma síntese da evolução geológica da área de estudo foi realizada com base no trabalho de Cavalcante C.J & Padilha M.W.M que serviu de base para o esboço geológico a seguir.

Era Proterozóica Superior (570 m.a)

- ✓ Orogenia do ciclo brasileiro que culminou com a fragmentação do continente existente em 8 (oito) continentes menores. Posteriormente, estes continentes se uniram, novamente, formando o Supercontinente Pangea há 270 m.a. Com esta orogenia surgiram na Província Borborema uma tectônica de ruptura com os Lineamentos: Sobral – Pedro II, Patos ou Paraíba, e as Falhas Transcorrentes de Tauá, rio Groaíras, Jaguaribe, Orós, etc. Também, datam desta orogenia, a Suíte Granitóide Meruóca e Mucambo, além, de vulcanismo ácido e granitóides.

Era Paleozóica (570 a 250 m.a)

- ✓ Elevação dos continentes;
- ✓ Fenômenos de subsidência e a evolução das bacias sedimentares na crosta terrestre;

Era Mesozoica (250 a 65 m.a)

- ✓ Fragmentação do Supercontinente Pangea em 02 (dois) continentes denominados de Laurásia e Gondwana, separados pelo mar de Tethys (final do período Triássico – 170 m.a);
- ✓ Eventos diastróficos acompanhados de ascensão do magma, denominados de **“Reativação Wealdeniana”**, segundo Almeida et al., (1969) condicionaram a fragmentação do continente Gondwana, dando origem aos continentes Africano e Sul-americano e o surgimento do Oceano Atlântico Sul;
- ✓ Reativação das falhas transcorrentes pré-cambrianas que afetaram as rochas do embasamento, assim como toda a sequência Paleozóica. A Figura 2.3.1, mostra a área de estudo da barragem Oitis.

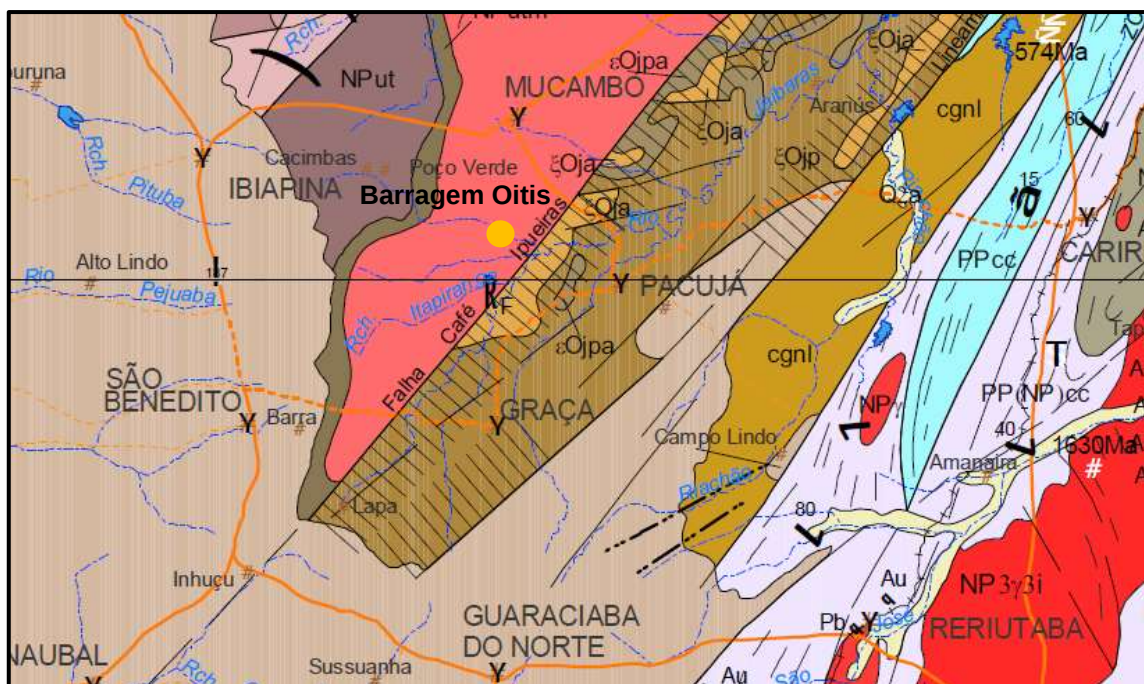


Figura 2.3.1 – Mapa geológico da área de estudo.

Sob o aspecto geomorfológico distinguimos duas unidades de relevo: Superfície Sertaneja e Planalto da Ibiapaba (Brasil, 1981). Os processos erosivos truncaram indistintamente tanto rochas do complexo cristalino, refletindo diretamente nos tipos de solos, onde predominam os Podzólicos Vermelhos, Planossolos e Regossolos, apresentando elevações entre 144,00 a 850,00 m.

2.3.2 – Geologia local

A área da barragem Oitis situa-se na unidade geológica denominada de Suíte Granitóide Intrusiva Meruóca e Mucambo de idade proterozóica superior (570 m.a), constituída por granitóides tipo monzonitos, granodioritos e sienitos com predominância de textura equigranular com tonalidades avermelhadas a acinzentados ou esbranquiçados.

Do ponto de vista litoestratigráfico, a Suíte Granitóide encontra-se encoberta pelos sedimentos areníticos da Formação Serra Grande, na direção de aproximadamente 30° NE-SW. Ao Leste, a unidade faz contato com os sedimentos da Formação Aprazível, parte superior do Grupo Jaibaras. Ver mapa geológico, figura 2.3.1.

Sob o aspecto geomorfológico distinguimos duas unidades: Superfície Sertaneja e Planalto da Ibiapaba (Brasil, 1981). Essas feições foram definidas no decorrer dos 03 (três) estágios da “Reativação Wealdeniana”, conforme descrição abaixo:

- ✓ o decorrer do 1º estágio, inicia-se a destruição da cobertura sedimentar da Bacia do Parnaíba e a exumação das superfícies Silurianas (Costa et al., 1973);

- ✓ Durante o 2º estágio (cretáceo superior), novas manifestações da reativação atingiram a área de estudo, assim como todo o Nordeste sob a forma de arqueamento do escudo (Ab.Saber, 1956 – apud Caldaso, 1978), e que provocaram uma inclinação da Bacia Sedimentar do Parnaíba para norte e leste, condicionando a aceleração dos processos degradacionais e o consequente recuo da encosta da Serra da Ibiapaba, submetendo toda a área a um processo de pediplanação que ainda pode ser observado através de blocos de arenito rolados, encontrados na área de estudo, aproximadamente 5 km da escarpa da serra da Ibiapaba;
- ✓ No terceiro e último estágio da reativação (Terciário Superior) ocorre um novo soerguimento da área de estudo, assim como todo nordeste brasileiro (Caldaso, 1978);
- ✓ A partir do Pleistoceno, os efeitos tectônicos passam a ter uma influência restrita no relevo e os processos morfoclimáticos assumem maior significado para evolução do modelo regional.

O mapeamento geológico, realizado no eixo da barragem, teve como principal objetivo a identificação litoestratigráfica da fundação. Vale salientar que, no eixo estudado não aparece afloramento rochoso em superfície. Somente com a campanha de sondagens foi possível definir a fundação da barragem, conforme testemunhos das sondagens SM-2, SM-3 e SM-4. De modo geral, o topo rochoso, encontra-se em média a 6,0 m de profundidade. As características geológicas da fundação vieram confirmar as descrições citadas na geologia regional.

As ombreiras apresentaram, superficialmente, resquícios de tálus pouco profundos, arrasados, apresentando uma camada de seixos rolados de arenito, seguido por uma camada de solo areno argiloso, conforme os resultados das sondagens realizadas: SM 1, SM 5, SM 6 e SM 7.

De um modo geral, na área estudada foi possível identificar duas feições morfológicas, denominadas de Superfície Sertaneja e Planalto da Ibiapaba com declividade de 12,51m/km, as quais se relacionam com os conceitos geomorfológicos de Sousa, et al, 1979; e Lima, et al, 2000). Apresentam solo espesso a raso, às vezes com uso agrícola. Com relação ao aspecto climático, a região encontra-se sob o efeito do clima semiárido com irregularidade do regime pluviométrico que tem a Serra da Ibiapaba como parâmetro.

3 - INVESTIGAÇÃO DA FUNDAÇÃO DA BARRAGEM

3.1 - Metodologia Utilizada para as Sondagens

Sondagem mista é aquela executada por sondagem a percussão em todos os tipos de terreno penetráveis por esse processo, seguida de execução de sondagem rotativa nos

materiais impenetráveis à percussão. No caso da sondagem rotativa, somente o trecho em rocha é executado.

Os furos têm início com sondagem percussiva no diâmetro 2 ½”, definindo-se a espessura de solo sobre o embasamento rochoso e as resistências das camadas traduzidas através dos valores de “SPT”. Para a extração das amostras será utilizado o amostrador padrão de 2” e 1 3/8” de diâmetros externo e interno, respectivamente, o qual será cravado no terreno por meio de golpes de um martelo de 65kg, com altura de queda de 75cm. Durante a cravação do amostrador serão registrados os números de golpes necessários para fazer tal ferramenta penetrar cada 15cm no terreno, até uma penetração total de 45cm. A soma dos golpes das duas últimas parcelas de 15cm, ou seja, dos 30cm finais de cravação, está apresentada sob forma de tabela e gráfico nos perfis de sondagens, esta soma de golpes é denominada de “Standard Penetration Test (SPT)”.

Para os trechos em rocha, foi utilizada sonda rotativa, acoplada a um barrilete NX - duplo-móvel e coroa diamantada para recuperação do testemunho. Deverão ser obtidas informações da alteração do fraturamento e da estanqueidade da rocha, por meio dos ensaios de perda de água – Ensaios Lugeon. A seguir apresentam-se as seguintes figuras: a) Figura 3.1a – planta baixa do eixo da barragem, b) Figura 3.1b – perfil longitudinal do eixo da barragem.

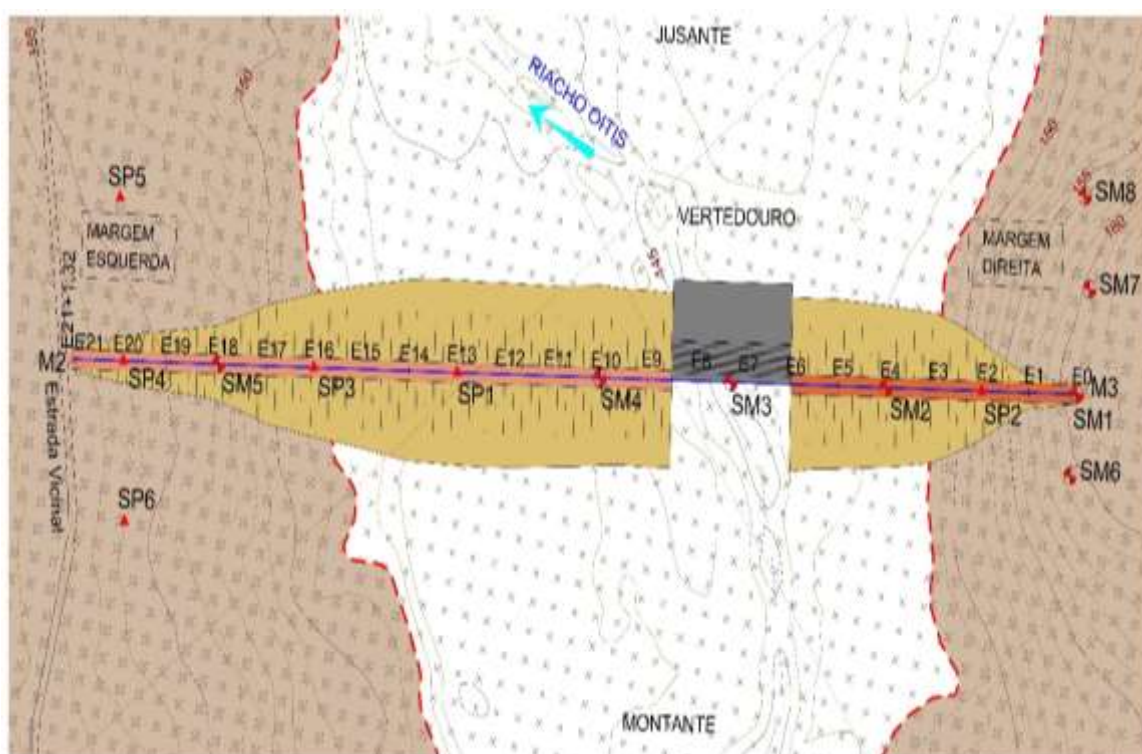


Figura 3.1a – planta baixa do eixo da barragem.

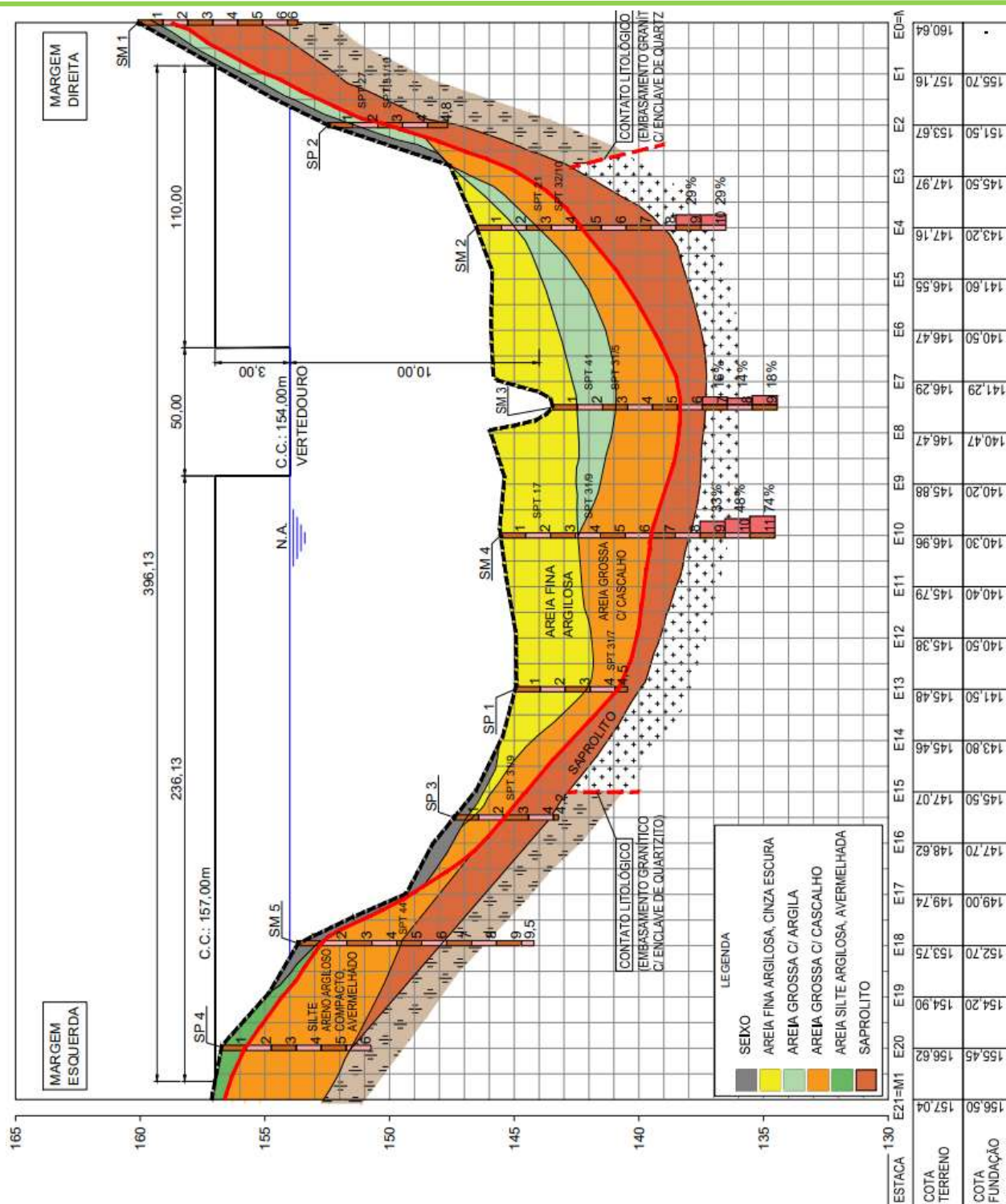


Figura 3.1b - perfil longitudinal do eixo da barragem

3.1.1 - Ensaios de Permeabilidade

Com a finalidade de avaliar a permeabilidade da fundação e obter informações quantitativas sobre a circulação de água através das fissuras do substrato rochoso, foram realizados

ensaios de perda d'água nos furos das sondagens.

Os resultados destes ensaios de permeabilidade foram baixos, conforme as fichas de ensaios individuais apresentados no anexo 1 – Estudos Geológico-Geotécnicos dos Estudos Básicos – Volume 3.

Todos os furos de sondagem foram georreferenciados ao eixo topográfico implantado, com suas coordenadas UTM-SIRGAS 2000 e cotas altimétricas definidas, através de nivelamento topográfico.

3.1.2 - Ensaios de Perda d'água Específica

É prática corrente observar-se, no decorrer da execução de sondagens rotativas, perdas d'água parciais ou totais, dependendo da importância e densidade do fraturamento da rocha.

O ensaio de perda d'água específica nada mais é do que um aperfeiçoamento desta observação empírica e qualitativa. Ele permite uma informação quantitativa sobre circulação da água em rochas fissuradas, com o objetivo de julgar as possibilidades de consolidação por injeções.

Este ensaio consiste na injeção de água sob pressão em um trecho do furo de sondagem. Foi realizado em 05 (cinco) estágios de pressão, sendo o 1º e 5º estágios sob pressão mínima; os 2º e 4º estágios sob uma pressão intermediária; e o 3º estágio sob uma pressão máxima.

3.1.3 - Procedimentos de Campo

Foram realizados no total de 08 (oito) furos de Sondagem Mista (SM) (percussão + rotativa), e 03 (três) sondagens à percussão (SP).

Na execução foram utilizadas sondas rotativas da SONDEQ modelo 920 de avanço hidráulico, empregando-se coroa diamantada de diâmetro NWM e barrilete duplo móvel.

Os boletins individuais dos furos executados estão apresentados no Anexo 1 - Estudos Geológico-Geotécnicos dos Estudos Básicos – Volume 3.

3.1.4 - Sondagens Realizadas

No eixo da barragem e do vertedouro foram executadas 08 (oito) sondagens mistas, e 03 (três) sondagens à percussão (SP) totalizando 71,78m, e 15,50m com equipamento rotativo, conforme o Quadro 3.1.4.

SONDAGENS NO EIXO DA BARRAGEM E VERTEDOURO						
Nº FURO	ESTACA	COTA	PROFUNDIDADE (m)		COORDENADAS	
			PERCUSSÃO	ROTATIVA	ESTE	NORTE

SM 1	E0	160,64	6,38	3,00	305.249,78	9.562.463,88
SP 2	E2	152,67	4,78		305.272,99	9.562.495,14
SM 2	E4	147,16	8,10	2,00	305.296,53	9.562.526,80
SM 3	E7+10,00	144,00	6,10	3,00	305.338,85	9.562.584,70
SM 4	E10	145,43	7,27	4,50	305.356,67	9.562.608,24
SP 1	E13	145,43	4,45		305.403,06	9.562.670,37
SP 3	E15+10,00	155,8	4,20		305.420,84	9.562.694,40
SM 5	E18	153,72	6,50	3,00	305.463,61	9.562.752,28
SM 6	E00(40m montante)	154,23	6,00		305.462,91	9.562.451,18
SM 7	E00(40M Jusante)	155,46	12,00		305.463,26	9.562.783,05
SM 8	E00(80m Jusante)	142,55	6,00		305.463,76	9.562.815,12
TOTAL			71,78	15,50		

Quadro 3.1.4 – sondagens realizadas no eixo e vertedouro

3.1.5 - Comentários

Desta campanha de sondagens, realizadas no eixo da barragem, pode-se observar que:

- Entre as Estacas 5 e 12 (140 m) considerado a planície do riacho Oitis, ocorrem sedimentos aluviais com espessura média de seis (6,0 m). Estes sedimentos estão sobre o maciço rochoso granitoide. O nível d'água não foi encontrado em algumas sondagens, principalmente na calha do riacho, conforme sondagem SM 3 (E7+10,00 m), realizada em 21/05/2024;
- Não foram encontrados materiais argilosos/siltosos de compacidade preocupante em nenhum furo da campanha de sondagem;
- Nas ombreiras o topo rochoso encontra-se com profundidades superiores a 6,00 m, conforme os boletins de sondagens SM5, SM6, SM7 e SM8.

4 - MATERIAIS NATURAIS DE CONSTRUÇÃO

4.1 - Material Impermeável – Solo

Dentro da bacia hidráulica existem ocorrências de solos do tipo SC e CL (Classificação Unificada dos Solos-USCS), distante 1,0 km à montante do eixo, sendo favoráveis à execução da obra. Assim, foram estudadas duas jazidas de solos, denominadas de JS1 e JS2, com características descritas nos Quadros a seguir: a) Quadro 4.1 apresenta as características de solos (JS 1) e (JS 2) e b) Quadro 4.2 apresenta uma síntese dos estudos de solos realizados.

Foi calculado um volume de 81.553,00 m³ de solo impermeável para execução da fundação e maciço da barragem. Além, deste volume útil foi acrescentado mais 50% do valor calculado, totalizando 122.329,42 m³ com o objetivo de compensar as perdas durante a exploração.

JAZIDA JS 1		JAZIDA JS 2	
Área estudada – JS 1	30.000 m ²	Área estudada – JS 2	32.000 m ²
Nº de poços executados	4	Nº de poços executados	5
Espessura média do expurgo	0,15 m	Espessura média do expurgo	0,15 m
Espessura do mat. utilizável	2,00 m	Espessura do mat. utilizável	1,60 m
Volume de material utilizável	60.000 m ³	Volume de material utilizável	64.000 m ³
Volume de expurgo	4.500,00 m ³	Volume de expurgo	4.800,00 m ³
Distância ao eixo da barragem	1,00 km	Distância ao eixo da barragem	1,00 km
Massa Específica Aparente Seca	1,80 g/cm ³	Massa Específica Aparente Seca	1,75 g/cm ³
Umidade Ótima (h)	11,30%	Umidade Ótima (h)	13,80%
Índice de Plasticidade	10%	Índice de Plasticidade	12%
Coeficiente de Permeabilidade (k)	7,8 E-05 cm/s.	Coeficiente de Permeabilidade (k)	7,8 E-05 cm/s.
Classificação USCS	SC	Classificação USCS	CL

Quadro 4.1 – Características do solo das jazidas JS 1 e JS 2

LOCAL	Volume (m ³)	
	Utilizável	Expurgo
Jazida de Solo (JS 1)	60.000	4.500
Jazida de Solo (JS 2)	64.000	4.800
Total	124.000	9.300

Quadro 4.2 - Síntese dos estudos de solos realizados

De acordo com os estudos realizados, a espessura do solo apresenta em média de 2,15m, sendo 0,15m de expurgo, e 2,00 m de material aproveitável, como mostrado na foto abaixo. A Figura 4.1 apresenta a área da Jazida de Solo - JS 1



Figura 4.1 – Local da jazida de solo JS-01

Observa-se também, através da compactação e umidade ótima, uma uniformidade dos solos das 02 (duas) áreas selecionadas como fonte de material para construção do maciço.

4.2 - Estudo da Areia – JA 1

A areia para filtro, dreno horizontal e confecção do concreto foi estuda do rio Taquari que fica à jusante do barramento, distante 4,90 km, georreferenciado pelas coordenadas UTM 307.010,00E, e 9. 560.622,00N com base Sistema Geocêntrico Sirgas 2000.

O volume calculado foi de 5.585,35 m³, contudo foi acrescentado mais 50% para compensação das perdas no decorrer da exploração, totalizando 8.378,00 m³. A área de exploração será de 5.600m² com profundidade média de 1,50 m.

Quanto à permeabilidade, os ensaios de carga variável apresentaram valores médios para o coeficiente de permeabilidade de 7,3 E-04cm/s. A Figura 4.2 – mostra a jazida de areia no leito do rio Taquari, distante 4,90km do eixo da barragem.



Figura 4.2 - Jazida de Areia – JA 1, no rio Taquari.

4.3 - Pedreira

Para obtenção de materiais pétreos necessários para confecção do concreto foi indicado a 'Pedreira' existente próximo ao povoado de Arariús, distante 24 km, onde se encontra em atividade de exploração. Vale destacar que para as obras de proteção dos taludes, dreno de pé (rockfill) e transições deverão ser usados os depósitos de seixos rolados que existem dentro da bacia hidráulica. Também, poderão ser usados com aprovação da Fiscalização os materiais provenientes das escavações obrigatórias do maciço e vertedouro.

A Figura 4.3 apresenta o local da Pedreira 1, localizada cerca de 2 km a jusante da Barragem Taquara, município de Cariré, antes do Povoado de Arariús, distante 24 km do eixo da Barragem Oitis. A pedreira encontra-se em atividade de exploração, licenciada pela SEMACE.



Figura 4.3 - Pedreira 1 localizada no lado esquerdo do açude Taquara, distante 24,0 km do barramento.

A Figura 4.3a - mostra os locais das Jazidas de Solo (JS 1 e JS 2), Areia (JA 1) e Pedreira para construção da barragem Oitis.



A Figura 4.3a – mapa das jazidas estudadas (solo, areia e pedreira)

4.4 - Comentários

Aa observações de campo associadas aos ensaios de laboratório permitem os seguintes comentários acerca dos materiais de construtivos estudados.

- a) As caracterizações realizadas (granulometria e limites de Atterberg, etc.) nas ocorrências de materiais terrosos, jazidas de solo JS-1 e JS-2, permitiram enquadrar os materiais estudados nos grupos SC (areia argilosa) e CL (areia siltosa) da “Classificação Unificada USC” . Segundo Sherard, os solos dos tipos SC e CL apresentam as seguintes características:

Solo SC

- ✓ Alta resistência a erosão;
- ✓ Alta a média resistência ao cisalhamento;
- ✓ Impermeável;
- ✓ Boa trabalhabilidade.

Solo CL

- ✓ Alta resistência a erosão;
- ✓ Média resistência ao cisalhamento;
- ✓ Impermeável;
- ✓ Regular trabalhabilidade.

- b) Os terraços de areia do rio Taquari com permeabilidade média de $7,3 \text{ E- } 04 \text{ cm/s}$ são apropriados como fonte de agregado miúdo para os concretos e para o elemento drenante/filtrante do sistema de drenagem interna do maciço.
- c) O material rochoso necessário para as proteções dos taludes, transições e dreno de pé, terá origem, material pétreo proveniente da Pedreira 1. Também, poderá ser usado com aprovação da Fiscalização, material rochoso retirado das escavações da fundação e do vertedouro.

4.5 – Condições da fundação e tratamentos previstos

As condições da fundação da barragem Oitis podem ser consideradas boas, conforme apresentaram as investigações de subsuperfície, onde as fraturas e juntas presentes estão seladas. Estas condições do maciço se correlacionam com os resultados dos ensaios de perda d'água que apresentaram, em geral, perdas baixas (perda d'água específica entre $1,17 \text{ E-}05$ a $2,28 \text{ E-}05 \text{ (l/min*m*kg/cm}^2\text{)}$).

Na planície aluvionar (E5 a E13), os furos de sondagens apresentaram sedimentos com SPT > 7 (Stander Penetration Test).

Das condições descritas, conclui-se que não haverá necessidade de realização de uma cortina de injeções de impermeabilização no eixo da barragem.

5.0 – ESTUDOS HIDROLÓGICOS

5.1 – Caracterização Física da Bacia Hidrográfica

A bacia hidrográfica do açude Oitis é constituída por uma área de 34,83 km², com perímetro de 27,42 km, declividade de 12,51 m/km e comprimento do curso principal de 12,47 km. Ver os Quadros 5.1a, e 5.1b abaixo.

A forma da bacia hidrográfica afeta o tempo de concentração que é o tempo para que toda a bacia contribua no seu exultório, podendo assim servir como um indicativo de tendência para enchentes de uma bacia.

Como a nascente do riacho Oitis se situa no topo da serra da Ibiapaba, a inclinação inicial é bastante elevada se comparada ao restante do talvegue. Logo, utilizar o método direto para obtenção da declividade média daria uma majoração enganosa da declinação. O método da compensação das áreas é o mais ideal nesse caso, pois faz uma compensação por peso em seguimentos estudados. A equação utilizada para esse fim, é a seguinte:

$$I_{eq} = \left\{ L / \sum (L_i / \sqrt{D_i}) \right\}^2$$

I_{eq} = declividade equivalente;

L = comprimento do talvegue;

D_i = divisão do talvegue

O Quadro 5.1a abaixo, refere-se aos valores encontrados para a bacia hidrográfica, onde se utiliza da divisão do talvegue principal em seguimentos, nesse caso, 7 trechos distintos divididos de forma aleatória.

Declividade média da bacia pela compensação das áreas						
Segmento	Cota inferior	Cota superior	Dist. entre segmento	Declividade segmento	Dist. Segmento/Raiz da inclinação	
AB	150,00	155,00	1.541,78	0,0032417	27.079,18	
BC	155,00	162,93	942,86	0,0084148	10.278,38	
CD	162,93	170,00	1.421,68	0,0049716	20.162,97	
DE	170,00	189,78	2.458,89	0,0080443	27.415,46	
EF	189,78	243,14	2.522,78	0,0211513	17.346,47	
FG	243,14	299,01	933,28	0,0598641	3.814,42	
GH	299,01	937,58	2.650,25	0,2409459	5.399,17	
			12.471,52		111.496,05	
Declividade média /m					0,0125118	m/m
Declividade média/km					12,51	m/km

Quadro 5.1a - Declividade média da bacia pela compensação das áreas.

Área da bacia Hidrográfica (Km²)	Perímetro da bacia Hidrográfica (Km)	Comprimento do Riacho Oitis (km)	Cota do Talvegue à montante (m)	Cota do Talvegue à jusante (m)	Diferença de Nível (m)	Declividade Média (m/km)
34,83	27,42	12,47	937,58	144,00	793,58	12,51

O Quadro 5.1b - Dados físicos da bacia hidrográfica da barragem Oitis

5.2 – Índices de Forma da Bacia

A forma superficial de uma bacia hidrográfica está diretamente ligada à sua aptidão para formar ondas de cheias.

Vários índices podem ser utilizados para determinar a forma de bacias, procurando-a relacioná-la com formas geométricas conhecidas. O fator de compacidade a relaciona com o círculo, enquanto o fator de forma com o retângulo.

A bacia do Açude Oitis abrange uma área de 34,83 km², perímetro de 27,42 km, declividade de 12,51 m/km e comprimento do curso principal de 12,47 km.

Portanto, a bacia do açude Oitis pode ser caracterizada por estes índices calculados da seguinte forma.

$$k_c = \frac{P}{2\pi\sqrt{A}} \quad \text{Fator de compacidade}$$

$$k_f = \frac{A}{L^2}$$

Fator de forma

Onde:

A é a área, **P** é o perímetro e **L** é o comprimento do principal curso d'água.

Aplicando as fórmulas acima que caracterizam a morfologia da bacia do riacho Oitis, temos os seguintes valores:

$K_c = 1,31$ e $k_f = 0,22$

Quando temos um fator de compactidade que se aproxima a 1, corresponderia a uma bacia circular, e, se outros fatores forem iguais, uma bacia com este índice próximo a 1, teria uma tendência mais acentuada a maiores enchentes. O fator de compactidade da Bacia do riacho Oitis é relativamente próximo a 1, o que indica uma bacia com tendência mediana a cheias, se comparada com bacias semelhantes com forma mais alongada.

Um fator de forma baixo indica que uma bacia é menos sujeita a enchentes que outra de mesmo tamanho, porém, com maior fator de forma. Isso se deve ao fato de que uma bacia estreita e longa, com baixo k_c , há menos possibilidade de ocorrência de chuvas intensas cobrindo simultaneamente toda sua extensão, além de se afastar da condição de bacia circular onde os tributários do curso principal contribuem em um único ponto. O Quadro 5.2 apresentam os Dados Físicos da Bacia Hidrográfica da Barragem Oitis

Fator de Compactidade	Fator de Forma	Tempo de Concentração
0,22	1,31	3 horas

Quadro 5.2 – Dados Físicos da Bacia Hidrográfica da Barragem Oitis

5.3 - Caracterização Morfológica da Bacia Hidráulica

A região da bacia encontra-se sob um clima de acentuada evaporação, característica do Nordeste brasileiro, com cursos d'água intermitentes, apresentando vazões mais reduzidas, coincidentes com a época em que é mais acentuado o déficit hídrico regional.

5.3.1 - Temperatura

A distribuição temporal das temperaturas diárias mostra pequenas variações para os três pontos discretos de monitoramento (12:00; 18:00 e 24:00 TMG - Tempo Médio de Greenwich), sendo tais flutuações processadas, sob uma visão contínua no tempo, com pequenos gradientes.

A temperatura média compensada é obtida por ponderação entre as temperaturas observadas nas estações meteorológicas T12 e T24 TMG, TMAX e TMIN do dia, pela seguinte fórmula estabelecida pela OMM (Organização Meteorológica Mundial) :

$$T_{comp} = \frac{T_{12} + 2.T_{24} + T_{MAX} + T_{MIN}}{5}$$

Onde,

Tcomp - Temperatura média compensada

T12 - Temperatura observada às 12:00 TMG

T24 - Temperatura observada às 24:00 TMG

TEMPERATURAS MÁXIMAS, MÍNIMAS E COMPENSADAS (°C) NA ESTAÇÃO DE SOBRAL (1991-2020)													
MÉDIA	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	ANO
Máxima	34,20	32,70	32,10	31,40	32,20	33,10	34,20	35,80	36,70	36,90	36,70	36,20	34,40
Comp.	27,50	26,70	26,30	26,0	26,2	26,3	26,8	27,5	28,1	28,3	28,4	28,5	27,2
Mínima	22,90	22,7	22,6	22,6	21,1	21,1	20,9	21,1	21,9	22,4	22,5	22,9	22,1

Quadro 5.3.1: Temperaturas máxima, média compensada e mínimas. Fonte: INMET(1991-2020)

A temperatura compensada apresenta uma pequena variação de 0,6 °C, isso para os meses de agosto (27,5 °C) e setembro (28,1 °C). As médias máximas e mínimas extremas ocorrem respectivamente nos meses de outubro (36,9 °C) e julho (20,9 °C), conforme se observa no Quadro 5.3.1 e Figura 5.3.1.

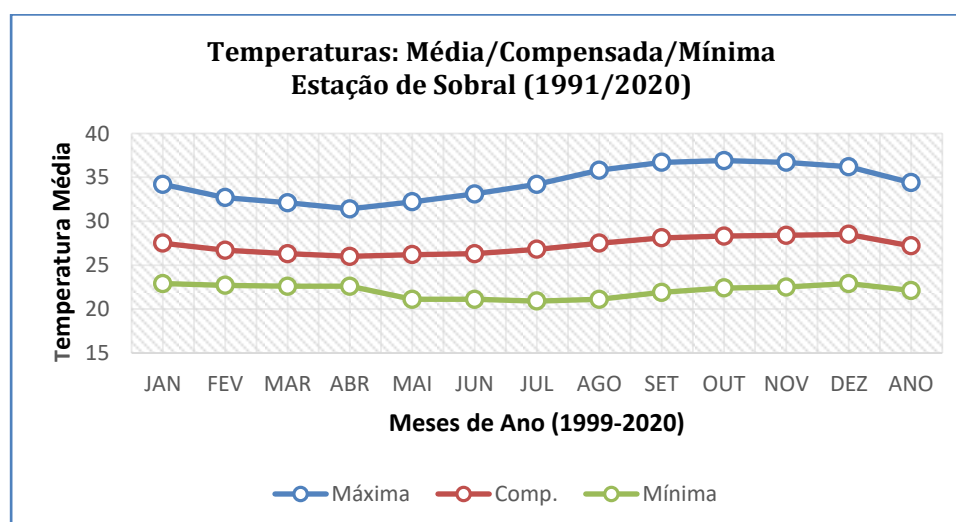


Figura 5.3.1: Gráfico comparativo entre as temperaturas máxima, compensada e mínima (1991-2020). Fonte: INMET

5.3.2 - Umidade Relativa

A umidade relativa média apresenta uma variação máxima de 30% referente aos meses de Abril (85%) e setembro (55%), como se pode verificar no Quadro 5.3.2 e Figura 5.3.2.

Umidade Relativa na Estação Sobral (1999-2020)													
Umidade	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Média
%	70,5	78,9	83,0	84,8	80,2	72,0	67,7	58,5	57,8	56,3	57,3	64,5	69,3

Quadro 5.3.2: Umidade relativa média anual. FONTE: INMET (1991-2020)

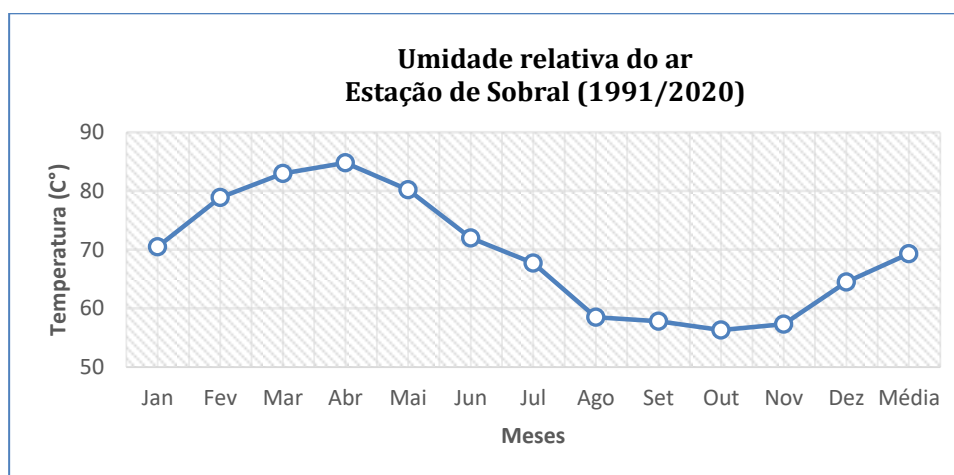


Figura 5.3.2: Gráfico representativo da umidade relativa média da cidade de Sobral.

Os índices de umidade resultam dos efeitos climatológicos, sendo a pluviometria o principal componente do fenômeno. Assim, diante da inexistência de outras estações hidroclimatológica nas proximidades da área de estudo, considerou-se os valores da Estação de Sobral.

5.3.3 - Insolação Média

A Tabela 5.3.3 mostra o número de horas de exposição no local da estação de Sobral, e sua distribuição mensal. Em termos anuais, no mesmo período, tem-se 23.538 horas de exposição, podendo-se concluir de maneira aproximada que cerca de 60% dos dias do ano possuem incidência solar direta.

Insolação Média Mensal - Estação de Sobral (1991-2020)													
MÉDIA	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	MÉDIA
horas	194,2	174,2	184,1	181,7	219,3	226,1	250,6	289,4	284,1	290,0	259,4	246,0	233,3

Quadro 5.3.3 - Insolação média mensal na Estação de Sobral. FONTE: INMET (1961-2015)

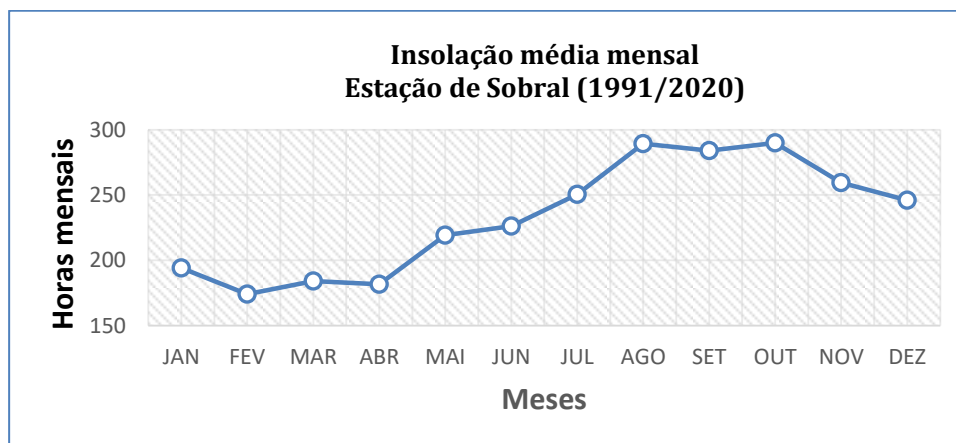


Figura 5.3.3 - Gráfico representativo da insolação média mensal, estação de Sobral. Fonte: INMET (1991-2020)

5.3.4 – Ventos

A intensidade do vento é medida nos horários sinóticos de observação a uma altitude de 10 m em relação à estação. Da mesma forma, a direção do vento também é medida nos três horários sinóticos, indicando a direção de onde o vento se origina.

Velocidade média dos ventos - Estação de Sobral (1981-2010)													
MÊS	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	MÉDIA
m/s	2,2	1,8	1,5	1,2	1,3	1,3	1,4	2,2	2,7	2,7	3,0	3,3	2,10

Quadro 5.3.4 – Velocidade média dos ventos na estação de sobral. FONTE: INMET (1981-2010)

A estação de Sobral apresenta suas velocidades médias dos ventos descrita na Tabela 4.1.4. A direção reinante dos ventos está dentro do quadrante Sudeste/Leste, para o período de abril a setembro, e dentro do quadrante Leste/Nordeste para o período de outubro a março.

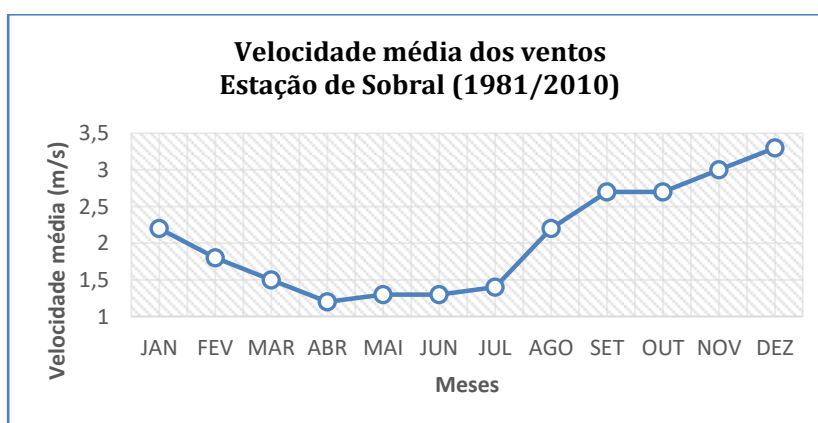


Figura 5.3.4 – Gráfico representativo da velocidade dos ventos mensais. Estação de Sobral. Fonte: INMET (1981-2010)

Obs: Não houve dados registrados entre os anos de 2011 a 2020 para aferição da velocidade dos ventos na estação de Sobral.

5.3.5 – Evaporação

A evaporação média mensal é considerada elevada na região do Vale do Acaraú. Na estação de Sobral, os valores foram obtidos com a utilização de um Evaporímetro de Piché. Os dados apresentaram, demonstram que 69% da evaporação ocorre durante os meses secos (julho a dezembro).

Evaporação média mensal - Estação de Sobral (1981 - 2010)													
Mês	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Ano
(mm)	193,3	114,4	87,7	69,9	91,5	142,5	203,2	268,5	297,9	309	293,8	272,0	2.343,70

Quadro 5.3.5 – Evaporação média mensal. Fonte: INMET (1981 a 2010)

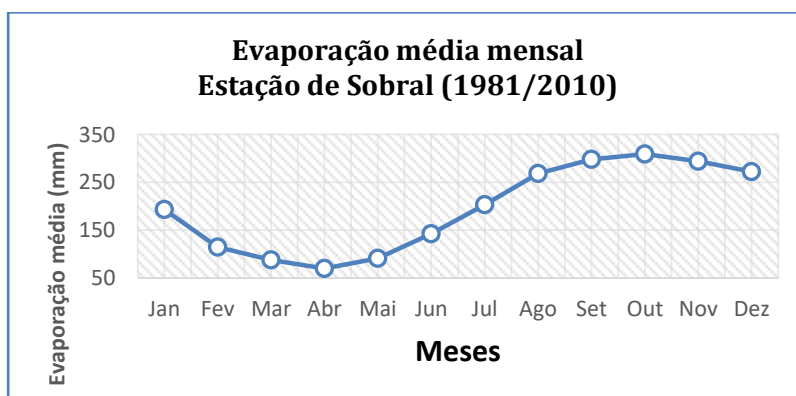


Figura 5.3.5 – Evaporação média mensal na estação de Sobral. FONTE: INMET (1981-2010)

Obs: Não houve dados registrados entre os anos de 2011 a 2020 para aferição da velocidade dos ventos na estação de Sobral.

5.3.6 – Evapotranspiração potencial máxima e real

A evapotranspiração efetiva ocorre de acordo com o suprimento de água existente no solo. Como se observa nas tabelas abaixo, os meses de maior valor ocorrem no período seco do ano.

Evapotranspiração potencial mensal - Estação de Sobral (1981 - 2010)													
Mês	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Ano
(mm)	200,9	161,2	142,4	151,7	144,3	165,8	182,4	192,9	213,6	200,6	212,3	177,3	2.145,40

Quadro 5.3.6a – Evapotranspiração potencial média mensal. FONTE: INMET (1961-2015)

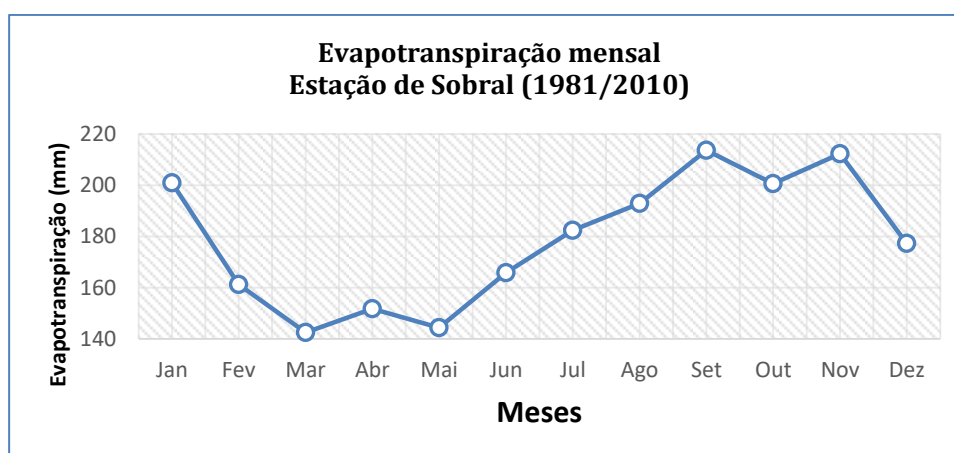


Figura 5.3.6a – Evapotranspiração potencial média mensal. FONTE: INMET (1981-2010)

Evapotranspiração real média mensal - Estação de Sobral (1991-2020)													
Mês	Jan	Fev	Mar	Abr	Mai	Jun	Jul	Ago	Set	Out	Nov	Dez	Ano
(mm)	107,57	114,45	118,61	113,61	90,75	67,89	31,28	10,2	7,91	5,62	7,48	13,66	689,03

Quadro 5.3.6b – Evapotranspiração real média mensal

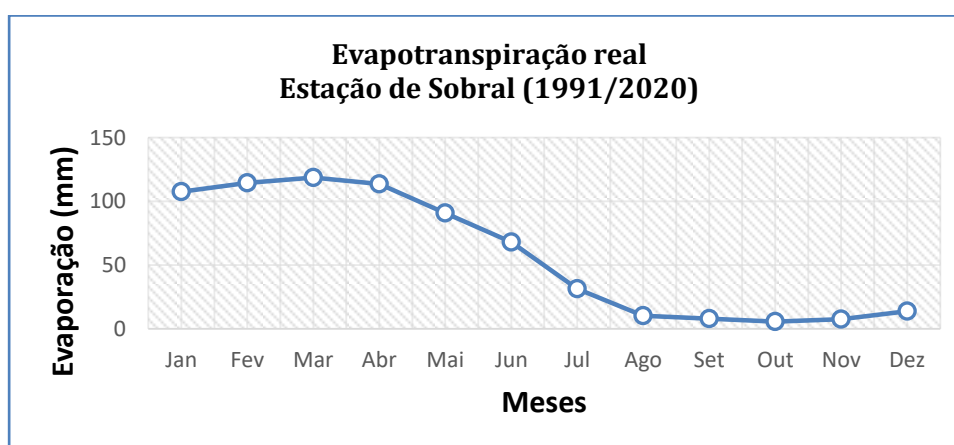


Figura 5.3.6b – Evapotranspiração real mensal. Fonte: COGERH

5.3.7 - Classificação Climática de Köppen-Geiger

A classificação climática de Köppen (1931) é uma das mais utilizadas, sendo baseada nas características térmicas e na distribuição sazonal da precipitação. A classificação climática pode ser avaliada pela distribuição zoneada da Figura 5.3.7 a seguir.

Pela imagem apresentada, a bacia da Barragem Oitis está inserida na região de classificação “AS”. O código “A” é caracterizado pelo “clima Tropical” com características de climas megatérmicos, com temperatura média do mês mais frio do ano maior que 18°C, estação invernal ausente e forte precipitação anual (superior à

evapotranspiração potencial anual). Já o código “S” faz referência a pluviometria da região com estação seca no verão.

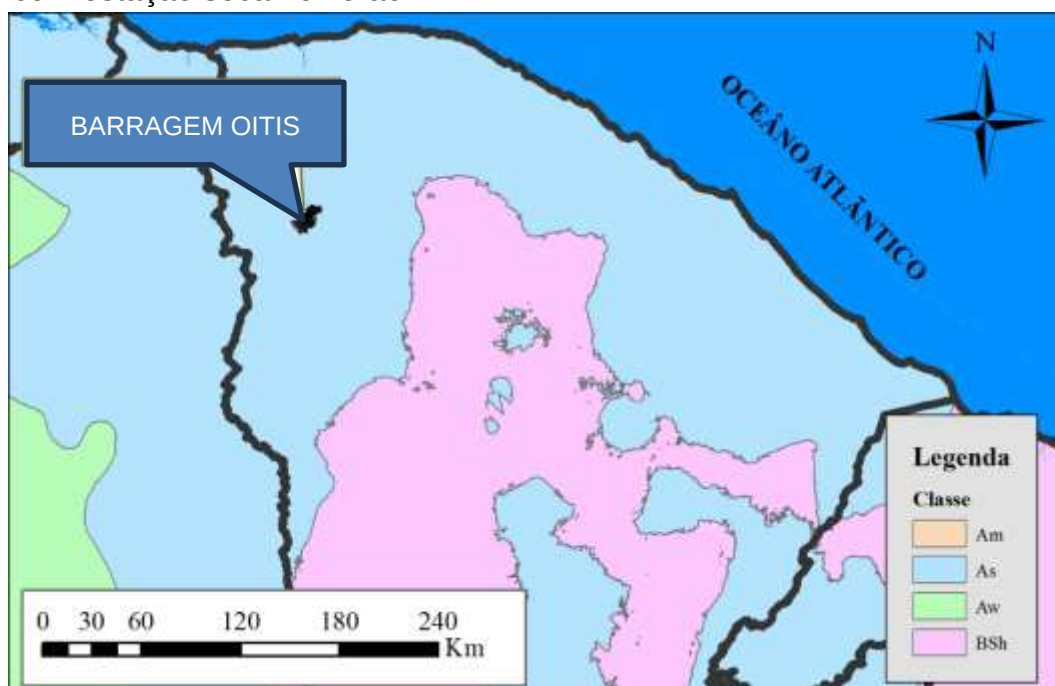


Figura 5.3.7 - Classificação climática de Köppen-Geiger para Bacia Hidrográfica. Fonte: (Alvares et. al, 2013)

5.4 – Estudos pluviométricos

5.4.1 – Dados Utilizados

A bacia hidrográfica do Açude Oitis está situada entre os postos Mucambo (340023), Ibiapina (340018) e de São Benedito (440030). Os três postos descritos apresentam uma série histórica de precipitações diárias satisfatória para elaboração do regime de chuvas.

5.4.2 – Caracterização do Regime Pluviométrico

5.4.2.1 – Nível Diário

Os principais tipos de precipitações da região são em decorrência da elevação brusca das massas de ar por efeito térmico, ou lento quando a massa de ar encontra obstáculos topográficos.

Na análise hidrológica de prováveis obras hidráulicas, os eventos de alta frequência assumem uma importância maior com relação aos de baixa. Aqui foram utilizadas séries anuais de máximos diários.

Conforme descrito, a bacia do Açude Oitis está sobre área de influência de 3 (três) postos pluviométricos monitorados diariamente pela FUNCEME. Para compatibilização das informações dos postos e aplicação dos dados para encontrar o regime diário das chuvas na bacia hidrográfica, foi utilizado o método dos polígonos de Voronoi e/ou Thiessen.

O método de Thiessen, consiste em subdividir a bacia em áreas delimitadas por retas unindo os pontos das estações, dando origem a vários triângulos. Traçando perpendiculares aos lados de cada triângulo, obtêm-se vários polígonos que encerram, cada um, apenas um posto de observação. Admite-se que cada posto seja representativo daquela área onde a altura precipitada é tida como constante. Cada estação recebe um peso pela área que representa em relação à área total da bacia. Se os polígonos abrangem áreas externas à bacia, essas porções devem ser eliminadas no cálculo.

Para encontrar a precipitação média de influência gerada por cada posto, temos a seguinte expressão:

$$P_m = \frac{\sum A_i P_i}{A}$$

Onde:

P_m: Precipitação média

A_i: Área de influência do posto sobre a bacia hidrográfica;

P_i: Precipitação ocorrida no posto

A: Área tota da bacia hidrográfica.

Consultando o banco de dados hidrológicos Hidroweb, da Agência Nacional de Águas, existem 8 postos pluviométricos nas proximidades e no interior da bacia estudada. O quadro apresenta algumas características dos postos selecionados para o estudo.

CÓDIGO	POSTO	OPERADO:	MUNICÍPIO	COORDENADAS		SÉRIE HISTÓRICA	PERÍODO
				LATITUDE	LONGITUDE		
340023	MUCAMBO	FUNCEME	MUCAMBO	-3:54:0	-40:46:0	49 Anos	1974 - 2023
340018	IBIAPINA	FUNCEME	IBIAPINA	-3:55:0	-40:53:0	49 Anos	1974 - 2023
440030	SÃO BENEDITO	FUNCEME	SÃO BENEDITO	-4:04:0	-40:51:0	49 Anos	1974 - 2023

Quadro 5.4.2.1a – Quadro de localização dos postos pluviométricos

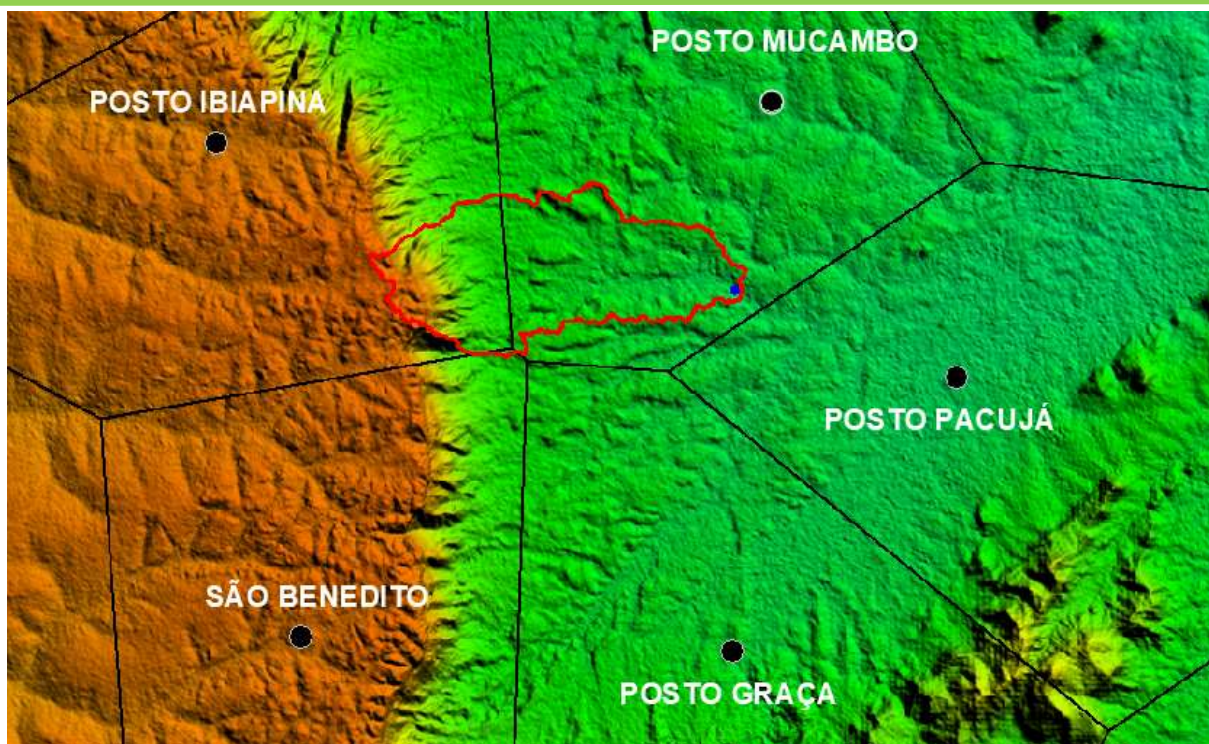


Figura 5.4.2.1 – Polígonos de Thiessen, área de influência da bacia hidrográfica

ÁREA DE INFLUÊNCIA DE CADA POSTO		
POSTO	ÁREA (Km ²)	PERCENTUAL (%)
MUCAMBO	21,33	61,24%
IBIAPINA	12,3	35,31%
SÃO BENEDITO	1,2	3,45%
TOTAL	34,83	100%

Quadro 5.4.2.1b – Área de influência de cada posto pluviométrico

Com base nos dados baixados no site da FUNCEME, órgão que mantém o monitoramento sistemáticos dos postos indicados e aplicando método dos polígonos de Thiessen, chegamos a seguinte tabela:

POSTO MUCAMBO			POSTO IBIAPINA			POSTO SÃO BENEDITO			THIESEN		
ANO	Precipit ação máxima diária anual	Precipit ação máxima anual	ANO	Precipit ação máxima diária anual	Precipit ação máxima anual	ANO	Precipit ação máxima diária anual	Precipit ação máxima anual	ANO	Precipit ação máxima diária anual	Precipit ação máxima anual
1974	57,20	1.664,40	1974	120,00	2.835,30	1974	120,00	2.419,00	1974	81,54	2.103,89
1975	69,60	1.198,50	1975	88,00	1.918,00	1975	54,20	1.439,60	1975	75,57	1.460,89
1976	46,00	823,00	1976	86,00	1.405,00	1976	79,10	1.186,80	1976	61,27	1.041,06
1977	90,00	1.079,70	1977	86,00	1.588,00	1977	84,00	1.120,60	1977	88,38	1.260,61
1978	81,00	969,80	1978	69,00	967,00	1978	90,00	1.012,20	1978	77,07	970,27
1979	80,00	840,60	1979	84,00	1.089,00	1979	73,00	718,70	1979	81,17	924,12
1980	57,00	774,90	1980	103,00	1.394,00	1980	63,10	983,20	1980	73,45	1.000,71
1981	53,80	583,50	1981	88,00	1.068,90	1981	65,00	797,50	1981	66,26	762,29
1982	74,00	871,20	1982	98,00	1.259,10	1982	65,00	1.036,60	1982	82,17	1.013,88
1983	66,60	476,60	1983	121,00	803,00	1983	70,00	564,60	1983	85,93	594,90
1984	61,40	897,00	1984	89,00	2.041,00	1984	74,00	1.790,30	1984	71,58	1.331,77
1985	107,00	2.065,20	1985	125,00	3.230,40	1985	97,00	2.767,80	1985	113,01	2.500,89
1986	100,00	2.120,80	1986	125,00	2.052,00	1986	104,00	1.922,90	1986	108,97	2.089,69
1987	101,00	802,00	1987	86,00	1.271,00	1987	78,00	1.173,10	1987	94,91	980,41
1988	110,00	1.414,50	1988	75,00	2.038,00	1988	76,00	1.635,30	1988	96,47	1.642,29
1989	65,00	1.563,40	1989	90,00	2.113,00	1989	84,10	1.757,80	1989	74,49	1.764,19
1990	92,00	867,00	1990	115,00	1.566,00	1990	99,20	1.245,40	1990	100,37	1.126,88
1991	58,00	877,60	1991	93,00	1.217,00	1991	62,10	887,30	1991	70,50	997,79
1992	48,00	602,80	1992	51,00	765,70	1992	50,30	872,00	1992	49,14	669,60
1993	70,00	494,40	1993	70,00	950,20	1993	112,30	788,20	1993	71,46	665,49
1994	80,00	1.307,60	1994	102,00	2.411,00	1994	64,30	1.719,10	1994	87,23	1.711,44
1995	72,80	1.194,70	1995	102,00	1.981,00	1995	134,20	1.905,00	1995	85,23	1.496,85
1996	75,00	1.208,10	1996	78,00	1.893,00	1996	100,40	1.638,50	1996	76,93	1.464,80
1997	105,00	1.044,90	1997	73,00	1.012,00	1997	59,20	1.022,00	1997	92,12	1.032,49
1998	53,00	645,70	1998	44,00	1.013,00	1998	73,40	956,40	1998	50,52	786,11
1999	83,00	1.143,40	1999	66,00	1.509,00	1999	77,00	1.502,60	1999	76,79	1.284,88
2000	49,00	998,00	2000	140,00	2.030,40	2000	110,00	1.621,00	2000	83,24	1.384,05
2001	93,00	994,00	2001	125,00	1.497,00	2001	81,00	1.172,20	2001	103,89	1.177,77
2002	115,00	945,00	2002	108,00	1.645,00	2002	62,40	1.449,10	2002	110,72	1.209,57
2003	80,00	1.006,00	2003	85,00	1.896,00	2003	74,00	1.488,80	2003	81,56	1.336,93
2004	60,00	1.200,00	2004	110,00	2.338,00	2004	146,00	1.853,70	2004	80,62	1.624,40
2005	63,00	823,00	2005	100,00	1.511,00	2005	65,00	878,50	2005	76,14	1.067,88
2006	46,00	632,00	2006	125,00	1.790,00	2006	71,00	1.164,60	2006	74,76	1.059,29
2007	93,00	931,10	2007	80,00	1.269,60	2007	61,00	1.123,10	2007	87,31	1.057,25
2008	124,00	887,00	2008	115,00	1.977,00	2008	114,20	1.554,30	2008	120,48	1.294,92
2009	105,00	1.705,00	2009	150,00	2.372,00	2009	114,00	2.399,90	2009	121,20	1.964,49
2010	205,00	1.073,00	2010	80,00	1.464,00	2010	121,00	1.003,90	2010	157,96	1.208,70
2011	90,00	1.186,00	2011	150,00	2.382,00	2011	105,00	1.825,60	2011	111,71	1.630,40
2012	80,00	629,00	2012	75,00	1.116,00	2012	70,00	587,30	2012	77,89	799,54
2013	108,00	807,00	2013	80,00	1.606,00	2013	69,60	1.045,00	2013	96,79	1.097,36
2014	55,00	638,00	2014	120,00	1.705,00	2014	79,40	1.201,20	2014	78,80	1.034,21
2015	75,00	626,00	2015	125,00	1.610,50	2015	86,80	1.143,70	2015	93,06	991,51
2016	70,00	674,00	2016	78,50	1.486,60	2016	46,00	1.154,20	2016	72,17	977,51
2017	60,00	909,00	2017	88,80	1.633,60	2017	49,00	1.215,50	2017	69,79	1.175,45

2018	75,00	990,00	2018	120,00	2.346,60	2018	87,40	1.348,40	2018	91,32	1.481,42
2019	56,00	992,00	2019	126,00	2.467,50	2019	69,00	1.536,60	2019	81,17	1.531,83
2020	52,00	1.032,00	2020	106,00	1.973,10	2020	91,20	1.513,00	2020	72,42	1.380,92
2021	125,00	1.049,00	2021	115,50	1.648,70	2021	74,60	1.709,70	2021	119,91	1.283,54
2022	60,00	1.145,00	2022	98,00	1.902,20	2022	93,40	1.729,60	2022	74,57	1.432,54
2023	80,00	870,00	2023	115,00	1.726,60	2023	80,00	1.561,20	2023	92,36	1.196,32
MÉDIA	79,51	1.005,45	MÉDIA	98,86	1.695,70	MÉDIA	82,60	1.362,85	MÉDIA	86,45	1.261,52
D. PADRÃO	27,82	353,53	D. PADRÃO	23,71	526,61	D. PADRÃO	22,29	466,08	D. PADRÃO	19,40	389,49

Quadro 5.4.2.1c – Quadro com precipitações máximas diárias ocorridas anualmente em cada posto de influência.

Para encontrar um período de recorrência futura provável, diversas distribuições podem ser utilizadas como teóricas para as frequências observadas. Foi adotada a de Gumbel, cujas estimativas para vários períodos de retorno encontram-se no Quadro 5.4.2.1d.

Equação para a progressão futura de Gumbel.

$$x = \bar{x} + S * \left\{ 0,45 + 0,7797 * \ln \left[\ln \left(\frac{tr}{tr - 1} \right) \right] \right\}$$

Onde:

X: Precipitação em função do tempo de recorrência

$\bar{x}$ - média das chuvas

s – desvio padrão;

tr – tempo de retorno;

ln – logaritmo neperiano

Aplicando o método de Thiessen, interpolando os dados obtidos nos três postos, conforme o quadro 5.4.2.1c, obtemos a precipitação diária média durante a série histórica (1974-2023) de **86,45mm** com desvio padrão de 19,40.

Utilizando a distribuição de Gumbel conforme a fórmula acima, para o período de recorrência desejada, temos a chuva de 1 dia:

Tempo de retorno (anos)	Chuva de 1 dia (mm)
100	146,69
1.000	181,24
10.000	215,73

Quadro 5.4.2.1d – Chuva de 1 dia, com probabilidade de recorrência futura

5.4.2.2 – Chuvas Intensas

Para projetos de obras hidráulicas em geral, é importante a caracterização do regime pluviométrico em intervalos de tempo inferiores há 24 horas. A definição da vazão de projeto, por exemplo, de canais integrantes da rede de drenagem e obras d'arte, está vinculada à determinação da relação intensidade-duração-frequência pluviométrica.

Na área em estudo inexistem registros de estações pluviográficas, sendo o aparelho mais comum em estações pluviométricas o pluviômetro, capaz de registrar a “precipitação máxima de 1 dia”. Isto impossibilita o uso da metodologia convencional, na qual, a partir de chuvas intensas de várias durações registradas em pluviogramas, estabelece-se uma equação que relaciona intensidade, duração e frequência para a área de representatividade do aparelho.

Como alternativa ao método tradicional, tem-se o Método das Isozonas, com base nos conceitos do Engº Jaime Torrico Taborga (1974), que fez um estudo em diferentes estações pluviométricas do Brasil, que ao plotar as chuvas de 1 hora e 24 horas no papel de probabilidades de Hershfiel e Wilson, constatou-se que, havia uma tendência das semirretas, que relacionava altura das chuvas versus duração, interceptarem, ao serem prolongadas, um mesmo ponto no eixo das abcissas. Cada região que apresentasse essa característica seria denominada Isozona. Com esse método é possível transformar chuva de 1 dia em 24 horas e permite estimar valores para intervalos de menor duração.

A desagregação da chuva de 24 horas com menor duração, consiste nas seguintes etapas de cálculo descritas a seguir:

- a) Multiplicar a chuva de um dia por 1,10 para obter-se a chuva pontual de 24 horas;
- b) Determinar a isozona onde está localizado o centro de gravidade da bacia hidrográfica. A área de estudo está localizada na Isozona D (Figura 5.4.2.2);
- c) Estimar, para os diversos períodos de retorno, a chuva de 1 hora de duração a partir da chuva de 24 horas, através da multiplicação pelo fator R1h;
- d) Plotar os valores P24h e P1h em papel probabilístico para obtenção de chuvas de durações intermediárias.

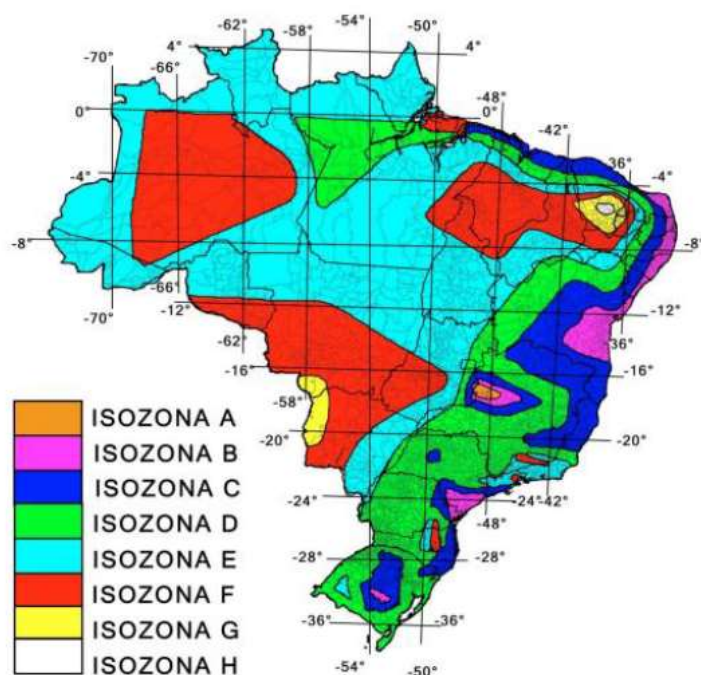


Figura 5.4.2.2 – Isozona. Fonte Torrico (1974)

Relação:		1h/24h										6min/24h	
ISOZONAS	Tr	5	10	15	20	25	30	50	100	1000	10000	5 ~ 50	100
	A	36,2	35,8	35,6	35,5	35,4	35,3	35,0	34,7	33,6	32,5	7,0	6,3
	B	38,1	37,8	37,5	37,4	37,3	37,2	36,9	36,6	35,4	34,3	8,4	7,5
	C	40,1	39,7	39,5	39,3	39,2	39,1	38,8	38,4	37,2	36,0	9,8	8,8
	D	42,0	41,6	41,4	41,2	41,1	41,0	40,7	40,3	39,0	37,8	11,2	10,0
	E	44,0	43,6	43,3	43,2	43,0	42,9	42,6	42,2	40,9	39,6	12,6	11,2
	F	46,0	45,5	45,3	45,1	44,9	44,8	44,5	44,1	42,7	41,3	13,9	12,4
	G	47,9	47,4	47,2	47,0	46,8	46,7	46,4	45,9	44,5	43,1	15,4	13,7
	H	49,9	49,4	49,1	48,9	48,6	48,6	48,3	47,8	46,3	44,8	16,7	14,9

Quadro 5.4.2.2 – Quadro de desagregação de chuvas diárias proposta por Torrico (1974)

O método das isozonas apresenta diferenças bem significativas quando comparado com o método tradicional, conforme mostra Silva, Kern e Henrique (1989), o que sugere que os resultados obtidos pelo método das isozonas sejam observados com certas restrições.

5.5 – Estudo das cheias

5.5.1 – Introdução

A determinação da cheia de projeto, para dimensionamento do sangradouro, pode ser realizada com base em dados históricos de vazão (métodos diretos) e com base na precipitação (métodos indiretos), estando em ambos os casos associados a um risco previamente escolhido. Diante da escassez de registros históricos de vazões, é mais usual a determinação do hidrograma de projeto com base na precipitação.

Em barragens pequenas, onde grandes riscos não estão envolvidos, pode-se utilizar o hidrograma de projeto baseado no último caso. Foram calculadas aqui as cheias de projeto de 100, 1.000 e 10.000 anos.

5.5.2 – Metodologia

Os métodos estatísticos de obtenção de vazões máximas, que se utilizam séries históricas de vazões observadas, procedimento comum para bacias naturais, não podem ser aplicados pela escassez de dados ou, ainda, sua inexistência. Esta falta de dados dos eventos, na bacia a ser estudada, indica a escolha de métodos de transformação chuva-deflúvio como metodologia a ser adotada.

A metodologia procura descrever as diversas hipóteses de cálculo da cheia de projeto: a escolha da chuva de projeto, o hietograma utilizado, a definição da precipitação efetiva, o hidrograma da cheia na bacia e, por fim, o seu amortecimento no sangradouro.

As relações chuva-deflúvio para a bacia do riacho Oitis foram estabelecidas utilizando-se o modelo HUT, um modelo projetado para simular o escoamento superficial em uma bacia, sendo representada como um sistema de componentes hidrológicos e hidráulicos. Para esta bacia foi estudada a sua resposta ao hietograma de projeto correspondentes a 100, 1.000 e 10.000 anos (T_r = tempo de retorno).

O modelo adotado permite o uso de várias metodologias para determinação da chuva efetiva, simulação do escoamento superficial em bacia (overland flow) e propagação do escoamento em canais e reservatórios. No caso da bacia do riacho Oitis foi adotado o seguinte:

Método Curva-Número (Soil Conservation Service) na determinação da chuva efetiva;

Método do Soil Conservation Service na determinação do hidrograma unitário sintético - Escoamento Superficial na bacia (Overland flow);

5.5.2.1 – Ajuste da chuva pontual para toda bacia

Para cálculo do escoamento superficial para a bacia da barragem Oitis, foi assumido uma precipitação uniformemente distribuída sobre a referida bacia.

Para se obter a chuva de projeto, reduziu-se o valor pontual para conhecer a precipitação sobre a bacia.

Para isto utilizou-se a equação a seguir, que relaciona um fator de precipitação à área da bacia.

$P_a = P_o (1 - W \log A/A_o)$, onde :

P_a = Precipitação média sobre a bacia;

P_o = Precipitação no centro de gravidade da bacia;

W = Coeficiente regional, tomada igual 0,15;

A = Área de toda bacia hidrográfica, em km^2 ;

A_o = Área base na qual $P_a = P_o$;

Dados:

$W = 0,15$

$A = 34,83 \text{ km}^2$;

$A_o = 25,00 \text{ km}^2$;

$$\text{Tem-se: } \frac{P_a}{P_o} = 1 - W \log \left(\frac{A}{A_o} \right)$$

$$P_a / P_o = 0,97$$

No caso em estudo, o fator de conversão encontrado foi de 0,97.

Feito isso, fazemos a conversão de chuva pontual de 1 (um) dia para distribuída ao longo da bacia hidrográfica.

Tempo de retorno (anos)	Chuva de 1 dia pontual	Fator (P_a/P_o)	Chuva de 1 dia distribuída
100	146,69	0,97	142,28
1.000	181,24	0,97	175,80
10.000	215,73	0,97	209,26

Quadro 5.5.2.1 – Conversão da chuva pontual em chuva distribuída na bacia hidrográfica.

5.5.2.2 – Cálculo da chuva virtual de 24h de duração (P24)

Conhecidos os valores de chuva reduzida para 1 dia de duração, ocorrendo de forma distribuída sobre a bacia hidrográfica, para períodos de retorno de 100, 1.000 e 10.000 anos (quadro 5.5.2.1), aplicou-se à metodologia das Isozonas, descrita a seguir:

Converteram-se as chuvas de um dia em chuvas virtuais de 24 horas de duração (P24h), conforme alínea “a” do método das isozonas, multiplica-se as precipitações diárias pelo fator 1,10 que correlaciona às precipitações nas estações pluviométricas com as Isozonas, conforme figura 5.4.2.2 e quadro 5.4.2.2, obtém-se as seguintes intensidades.

CONVERSÃO DE CHUVAS DE 1 DIA PARA VIRTUAL DE 24H			
PERÍODO DE RETORNO	PONTUAL (MM)	FATOR	VIRTUAL (P24H) (MM)
100	142,28	1,10	156,51
1.000	175,80	1,10	193,38
10.000	209,26	1,10	230,19

Quadro 5.5.2.2a – Chuva de 1 dia para virtual de 24h

Conforme a figura 5.4.2.2, o posto está localizado na isozona E.

No Quadro 5.4.2.2, fixou-se, para a isozona de projeto e para os tempos de recorrência previstos, as percentagens para 1 hora.

A determinação das precipitações intensas pontuais de 1 hora de duração, para os períodos de retorno de 100, 1.000 e 10.000 anos, foram obtidas multiplicando-se a chuva de 24 horas (P24h) pela relação R, dessa forma, chegamos as precipitações virtuais de 1 hora de duração.

Os valores de R foram extraídos da figura 5.4.2.2, correspondente a isozona D. Os valores obtidos constam Quadro 5.5.2.2b, a seguir:

ALTURA DE CHUVAS DE DURAÇÃO DE 1H (UMA HORA)			
PERÍODO DE RETORNO (ANOS)	PREC. VIRTUAL 24H (MM)	VALOR DE R NA ISOZONA D	VIRTUAL - P1H (MM)
100	156,51	0,403	63,07
1.000	193,38	0,390	75,42
10.000	230,19	0,378	87,01

Quadro 5.5.2.2b – Altura de chuvas com duração de 1h.

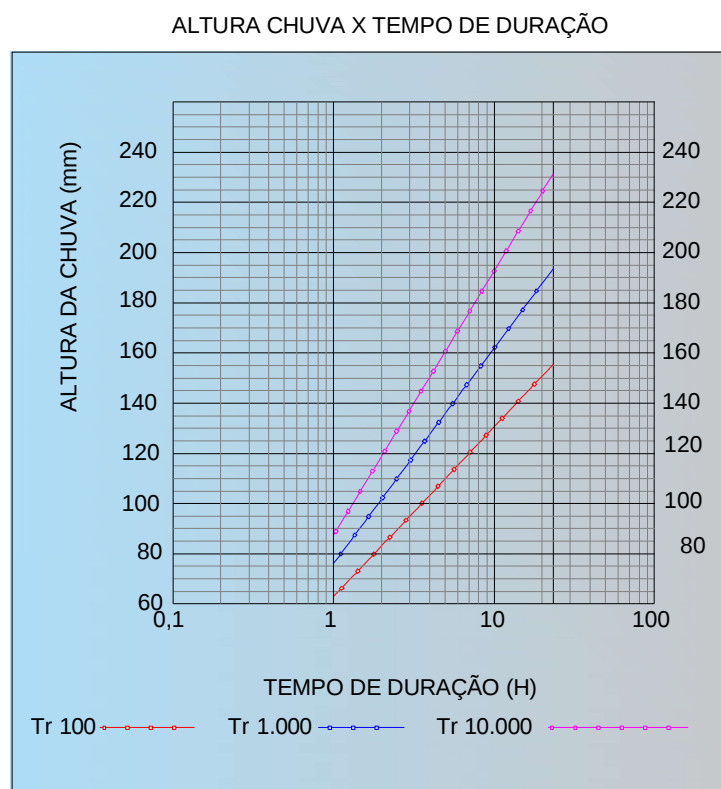


Figura 5.5.2.2 – Altura de chuva por tempo de duração

Plotando as chuvas com duração de 1 hora e 24 horas no papel de probabilidades, como demonstrado acima, é possível aferir qualquer altura de chuvas nesse intervalo.

5.5.2.3 – Estudo das cheias pelo Método do Hidrograma Unitário Triangular (HUT) do Soil Conservation Service (SCS)

Esse hidrograma foi determinado para uma precipitação unitária de um milímetro de altura, ocorrendo sobre toda a bacia durante uma duração igual a um quinto do tempo de concentração.

O excesso de precipitação, para o cálculo do hidrograma total, foi calculado através do Método “Curve Number” do (S C S). As etapas do cálculo estão descritas a seguir.

5.5.2.3.1 - Tempo de Concentração

Foi estimado através da fórmula do “Califórnia Highways and Public Roads”.

$T_c = 57 (L^3 / H)^{0,385}$, onde :

T_c = Tempo de concentração da bacia em minutos ;

L = Comprimento do talvegue em Km ;

H = Máximo desnível da bacia medido ao longo de L em m .

De acordo com Aerofotogrametria do local do Barramento, obteve-se :

$L = 12,47$ km e $H = 149,01$ m, logo:

$$T_c = 57 \times (12,47^3 / 149,01)^{0,385} = 153,08 \text{ min} \cong 3 \text{ horas}$$

5.5.2.3.2 - Hidrograma Unitário Triangular para Duração $D = 1/5 T_c$

O Hidrograma Unitário Triangular (H U T) tem a forma mostrada na figura 6.2.3.2 O seu cálculo é feito como se segue:

t_r = duração do excesso de chuva

$$t_r = 1/5 T_c = (1/5) \times 3 = 0,60 \text{ horas}$$

t_p = tempo até a vazão de pico

$$t_p = 0,6 T_c + 0,5 t_r = 0,6 \times 3,0 + 0,5 \times 0,60 = 2,1 \text{ horas}$$

T_b = tempo de base do hidrograma

$$T_b = 2,67 t_p = 2,67 \times 2,10 = 5,6 \text{ horas}$$

q_p = vazão de pico do HUT

$q_p = (2 \times P_e \times A_b) / T_b$, onde :

P_e =excesso de precipitação = 0,001 m

A_b = área da bacia hidrográfica = 34.830.000,00 m²

$q_p = (2 \times 0,001 \times 34.830.000) / (5,6 \times 3.600) = 3,45 \text{ m}^3 / \text{s}$

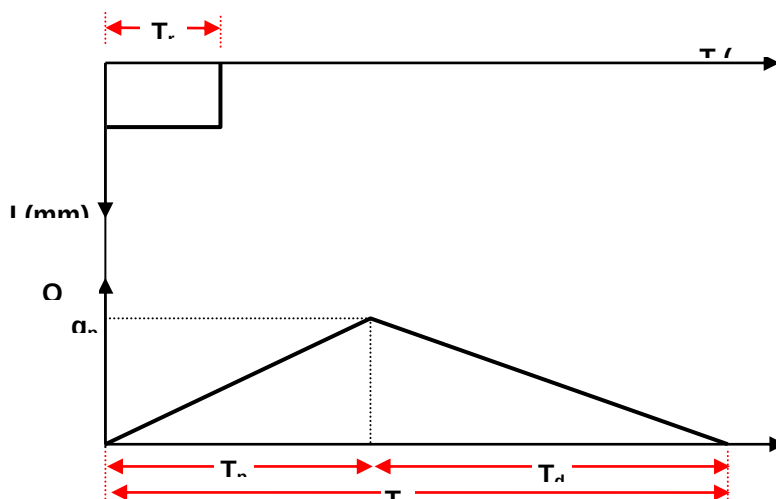


Figura 5.5.2.3.2 – Diagrama unitário

5.5.2.3.3 - Excesso de Precipitação

O cálculo do excesso de precipitação foi feito através do método “Curve Number” do SCS. A fórmula utilizada foi a seguinte :

$P_e = (P - 5.080 / N + 50,80)^2 / (P + 20.320 / N - 203,20)$, onde :

P_e = excesso de precipitação em mm

P = precipitação total em mm

$N = 82$ (número de deflúvio que define o complexo solo x vegetação. Fonte: ANA).

A tabela 5.5.2.3.3 mostra os valores das precipitações totais na área para chuva de 3 horas de duração e diversos períodos de retorno (P3h), e as precipitações efetivas (P_e) calculadas através da fórmula anterior.

PRECIPITAÇÃO EFETIVA		
PERÍODO DE RETORNO	PREC. 3 H	PRECIP. EFET.
100	95,00	50,36
1.000	117,00	69,33
10.000	137,00	87,21
OBS: O VALOR DA PRECIPITAÇÃO DE 3H FOI OBTIDO NO QUADRO DE CHUVAS LOGARÍTIMA.		

Quadro 5.5.2.3.3 – Precipitação efetiva da chuva de 3 h (T_c)

5.5.2.3.4 - Hidrograma Total Afluyente

Calculou-se o hidrograma das cheias para as chuvas de períodos de retorno de 100, 1.000 e 10.000 anos, multiplicando-se as ordenadas do hidrograma obtido pela relação $Pe(T)$, conforme o Quadro 5.5.2.3.4 – Hidrograma das cheias, onde $Pe(T)$ é a precipitação excedente correspondente ao período de retorno T .

Hidrograma das cheias – Volume Afluyente (m3/s)				
TEMPO (HORAS)	HIDROGRAMA UNITÁRIO	Período de retorno		
		TR=100anos ($P_e=40,93\text{mm}$)	TR=1000anos ($P_e=58,35\text{mm}$)	TR=10.000anos ($P_e=75,07\text{mm}$)
0	0	0	0	0
0,25	0,41	20,69	28,48	35,83
0,5	0,82	41,38	56,97	71,66
0,75	1,23	62,07	85,45	107,49
1	1,64	82,76	113,93	143,32
1,25	2,05	103,45	142,42	179,15
1,5	2,47	124,14	170,90	214,98
1,75	2,88	144,83	199,38	250,81
2	3,29	165,52	227,87	286,64
2,1	3,45	173,80	239,26	300,97
2,25	3,30	166,36	229,03	288,10
2,5	3,06	153,97	211,97	266,64
2,75	2,81	141,59	194,91	245,19
3	2,57	129,20	177,86	223,73
3,25	2,32	116,81	160,80	202,28
3,5	2,07	104,42	143,75	180,82
3,75	1,83	92,03	126,69	159,37
4	1,58	79,64	109,63	137,91
4,25	1,34	67,25	92,58	116,46
4,5	1,09	54,86	75,52	95,00
4,75	0,84	42,47	58,47	73,55
5	0,60	30,08	41,41	52,09
5,25	0,35	17,69	24,36	30,64
5,5	0,11	5,30	7,30	9,18

Quadro 5.5.2.3.4 – Hidrograma das cheias

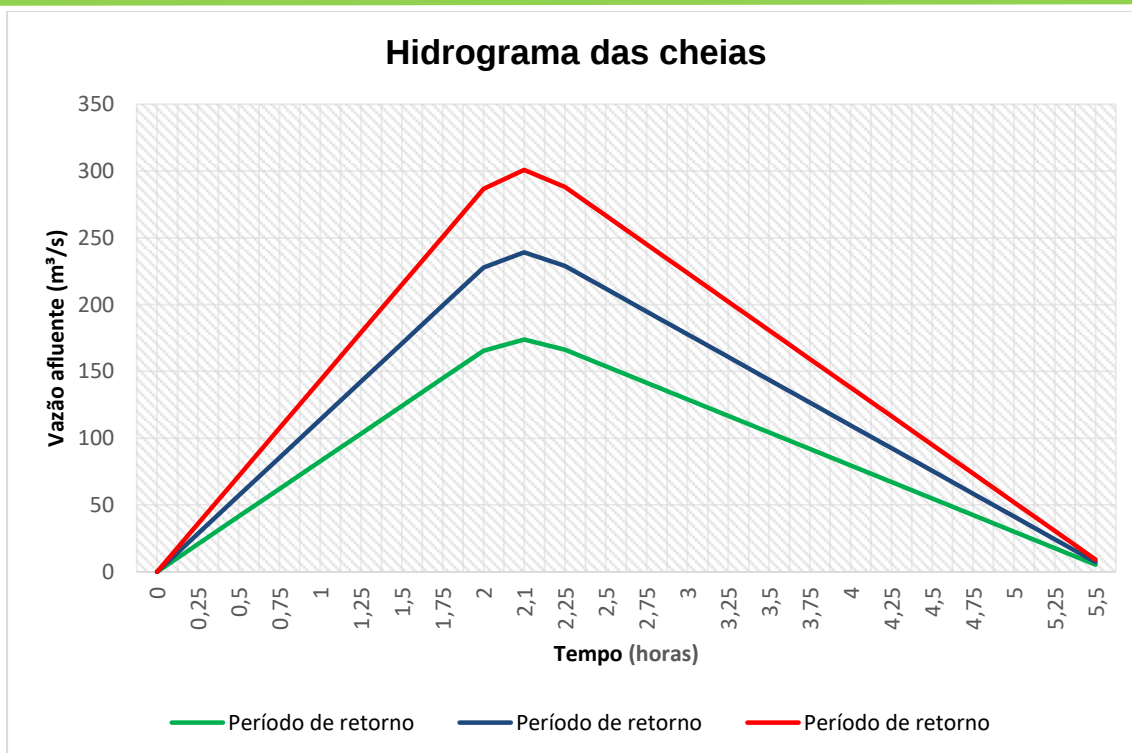


Figura 5.5.2.3.4 - Gráfico representativo da vazão afluyente com recorrências.

O gráfico acima representa a demonstração gráfica do quadro de distribuição do Diagrama Triangular Unitário para cálculo da vazão máxima afluyente. O tempo de pico, com 2,1 horas de duração, representa o tempo máximo ascendente em que a vazão no exultório se eleva até iniciar seu declínio.

5.5.3 - Volume afluyente

Para determinação do volume afluyente anual, utilizou-se a metodologia do Engº Aguiar, conforme expressão abaixo.:

$$V_a = R(\%)HUA/100$$

R(%) – rendimento em percentagem;

H – precipitação média anual (m);

U – coeficiente de correção;

A – área da bacia hidrográfica (m²)

5.5.3.1 – Rendimento pluvial da bacia

O rendimento pluvial da bacia pode ser determinado através da seguinte equação, indicada para alturas de chuvas superiores a 1.000mm/ano:

$$R(\%) = 2,853 - 11,295H + 35,191H^2 - 11,874H^3$$

Onde:

H = precipitação média anual em m (1,261m)

Então:

$$R\% = 2,853 - 11,295 \times 1,261 + 35,191 \times 1,261^2 - 11,874 \times 1,261^3$$

$$R\% = 20,76$$

O rendimento superficial da bacia (R%) calculado é de 20,76%.

5.5.3.2 – Volume afluente escoado.

$$V_a = R \times H \times U \times A$$

Onde: R = Rendimento = 0,2076

$$H = \text{Precipitação Média Anual Máxima (m)} = 1.261,00\text{mm} = 1,261 \text{ m}$$

$$U = \text{Coeficiente de correção} = 0,8$$

$$A = \text{Área da bacia hidrográfica total} = 34.830.000\text{m}^2$$

$$V_a = R \times H \times U \times A$$

$$V_a \approx 7.294.338,23 \text{ m}^3/\text{ano}$$

5.6 – Volume de acumulação do reservatório

O diagrama Cota x Área x Volume e o valor do volume médio afluente anual calculado constituem os parâmetros básicos para a determinação da capacidade de acumulação do reservatório.

Se a topografia do local barrado permitir, pode-se adotar um volume de acumulação próximo de 2 vezes o volume médio afluente anual calculado. Dessa forma, o reservatório terá uma tendência de enchimento maior.

A barragem Oitis tem como limitação construtiva a topografia da região, por se situar numa região bastante habitada, com várias construções entorno e pela diferença de altura das ombreiras.

Assim, determina-se a capacidade do reservatório, definindo sua cota de armazenamento máximo, através do diagrama Cota x Área x Volume apresentado no Quadro 5.6 e Figura 5.6 a seguir.

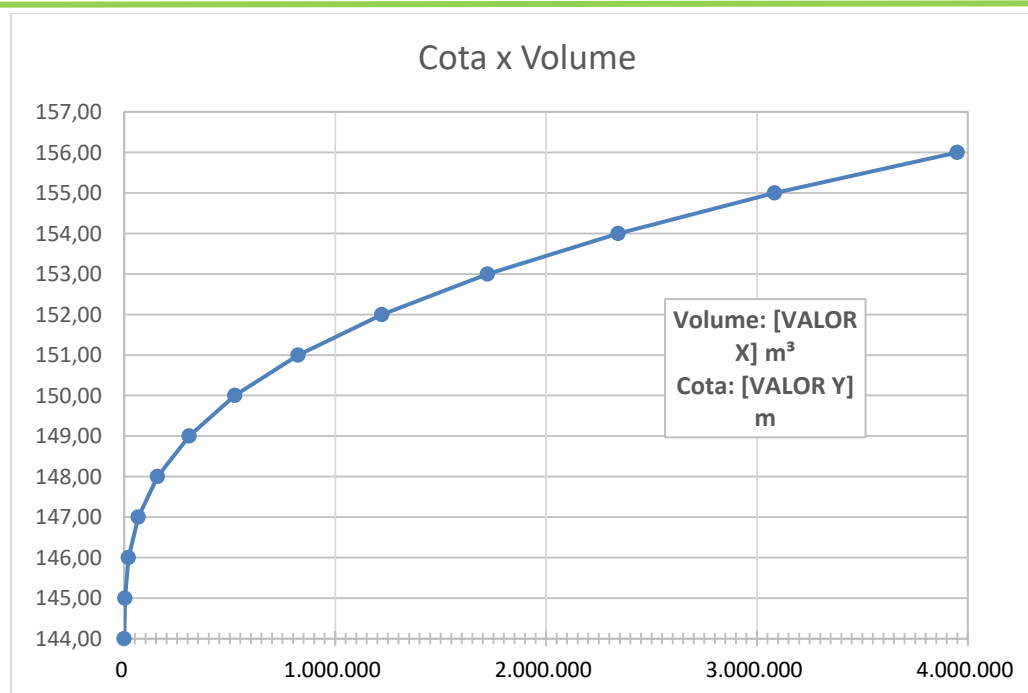


Figura 5.6 – Representação gráfica da cota x volume

COTA X VOLUME - AÇUDE OITIS - MUCAMBO-CE			
COTA	ÁREA	VOLUME PARCIAL	VOLUME ACUMULADO
144,00	0,00		0,00
145,00	5.345,26	2.672,63	2.672,63
146,00	28.814,00	17.079,63	19.752,26
147,00	64.676,18	46.745,09	66.497,35
148,00	118.636,40	91.656,29	158.153,64
149,00	182.027,05	150.331,73	308.485,37
150,00	249.699,08	215.863,07	524.348,43
151,00	350.088,72	299.893,90	824.242,33
152,00	443.670,08	396.879,40	1.221.121,73
153,00	559.803,21	501.736,64	1.722.858,37
154,00	678.306,44	619.054,82	2.341.913,19
155,00	805.187,65	741.747,05	3.083.660,24
156,00	929.072,24	867.129,94	3.950.790,18

Quadro 5.6 – Cota volume do reservatório

5.7 – Dimensionamento hidrológico do reservatório

5.7.1 – Metodologia

O dimensionamento hidrológico da barragem Oitis foi determinado com base no método de Campos, 1987.

O referido método apresenta um modelo gráfico aplicado a reservatórios de águas

superficiais situadas em regiões semi-áridas e sujeitas a altas taxas de evaporação. Tem como suporte teórico a Teoria Estocástica dos Reservatórios ou Teoria do Armazenamento de Moran. Segundo o autor, esse método apresenta como novidade na teoria a introdução de uma matriz de evaporação por levar em conta as perdas devido a esse fenômeno.

O modelo gráfico contempla as seguintes variáveis: capacidade do reservatório, volume anual regularizado e probabilidade de esvaziamento da reserva. As variáveis de entrada do modelo são: volume afluente médio anual, coeficiente de variação dos deflúvios anuais, lâmina de evaporação e um fator que representa a forma da bacia hidráulica.

O traçado das curvas de regulação inclui: volumes evaporados (E), liberado (M) e sangrado (S) versus capacidade (K) e dM/dK versus K.

5.7.2 – Lâmina de evaporação

Devido à falta de dados de evaporação do espelho d'água foram obtidos os valores de evapotranspiração através do site da COGERH, para a Estação de Sobral, conforme se apresentam no quadro 5.7.2 a seguir:

MESES	EVAPOTRANSPIRAÇÃO (mm)
Janeiro	107,57
Fevereiro	114,45
Março	118,61
Abril	113,61
Maiο	90,75
Junho	67,89
Julho	31,28
Agosto	10,02
Setembro	7,91
Outubro	5,62
Novembro	7,48
Dezembro	13,66
Total Anual	689,03

Quadro 5.7.2 – Taxa de evapotranspiração anual na estação de Sobral. Fonte COGERH

Sendo:

- A lâmina média anual evaporada é de 689,03mm.
- A lâmina evaporada durante a estação seca é de 143,86 mm.

5.7.3 - Fator de Forma da Bacia (α)

O fator de forma da bacia hidráulica é calculado através da seguinte equação:

$V = \alpha \times h^3$, onde:

V = volume acumulado até a altura d'água h

h = altura da lâmina d'água

α = fator de forma da bacia hidráulica

O valor do fator de forma da bacia hidráulica da Barragem Oitis (α) pode ser obtido aproximadamente pela equação:

$\alpha = (\sum V_i) / (\sum h_i^3)$, onde :

V_i e h_i representam os pares de valores Altura d'Água versus Volume, apresentados na tabela 5.7.3:

COTA X ALTURA			
COTA	ALTURA (h _i)	(h _i) ³	VOL. ACUMULADO (m ³)
144,00	0,00		0,00
145,00	1,00	1,00	2.672,63
146,00	2,00	8,00	19.752,26
147,00	3,00	27,00	66.497,35
148,00	4,00	64,00	158.153,64
149,00	5,00	125,00	308.485,37
150,00	6,00	216,00	524.348,43
151,00	7,00	343,00	824.242,33
152,00	8,00	512,00	1.221.121,73
153,00	9,00	729,00	1.722.858,37
154,00	10,00	1.000,00	2.341.913,19
Somatórios		3.025,00	7.190.045,29

Quadro 5.7.3 – Altura x volume

Para o Açude Oitis, considerando-se os pares de valores do Quadro 7.3 somente até a cota do sangradouro (cota 154), obteve-se $\alpha = 2376,87$

$$\alpha = \frac{\sum_{H=144,00}^{V=154,00} V_i}{\sum_{H=144,00}^{V=154,00} H_i^3} = \frac{7.190.045,29}{3.025,00} = 2.376,87.$$

5.7.4 - Fator Adimensional de Evaporação (F_e)

$$F_e = \frac{3\alpha^{1/3} E_v}{\mu^{1/3}}, \text{ onde:}$$

E_v = lâmina evaporada durante a estação seca = 143,86mm

μ = volume afluyente anual = 7.294.338,23 m³

$\alpha = 237,40$

Logo:

$$F_e = \frac{3 \times (2.376,87)^{1/3} \times 0,144}{(7.294.338,23)^{1/3}} = 0,030$$

5.7.5 - Relação Volume Regularizado X Capacidade de Reserva

De posse dos parâmetros obtidos, calculou-se, usando a metodologia do Professor Nilson Campos, através da determinação no Diagrama Triangular de Regularização, a relação entre o volume regularizado e a capacidade do reservatório, com 90% de garantia.

- Fe= fator de evaporação = 0,03;
- Cv = coeficiente de variação dos valores dos deflúvios anuais = 0,30;
- Va = volume afluente médio anual = 7.294.338,23 m³;

Outro parâmetro necessário para o uso do DTR é o fator Fk, dado por:

$$F_k = \frac{V_{\text{acumulado}}}{V_{\text{afluente}}}$$

Onde:

Vacumulado = Volume acumulado na cota considerada;

Vafluente = Volume afluente anual calculado.

No DTR (figura 5.7.5), a partir do par de valores: (Fe; Fk), traçam-se por este ponto, paralelas aos lados do triângulo obtendo-se os percentuais dos volumes acumulados em cada cota, para os volumes liberados, sangrados e evaporados.

Embora o coeficiente de variação dos deflúvios do açude Oitis tenha sido calculado em 0,30 o Diagrama Triangular de Regularização usado nos cálculos foi o de Cv = 0,60, o mais próximo apresentado no trabalho do Profº Nilson Campos.

Os resultados obtidos estão apresentados no Quadro 5.7.5a, a seguir:

COTA	VOLUMES ACUMULADOS (m³)	$F_k = \frac{V_{\text{acumulado}}}{V_{\text{afluente}}}$	% LIBERADO	% SANGRADO	% EVAPORADO
154	2.341.913,19	0,32	15,00	83,00	2,00
155	3.083.660,24	0,42	22,00	76,00	2,00
156	3.950.790,18	0,54	24,00	74,00	2,00

Quadro 5.7.5a – Percentuais do volume acumulado através do DTR para simulação do reservatório

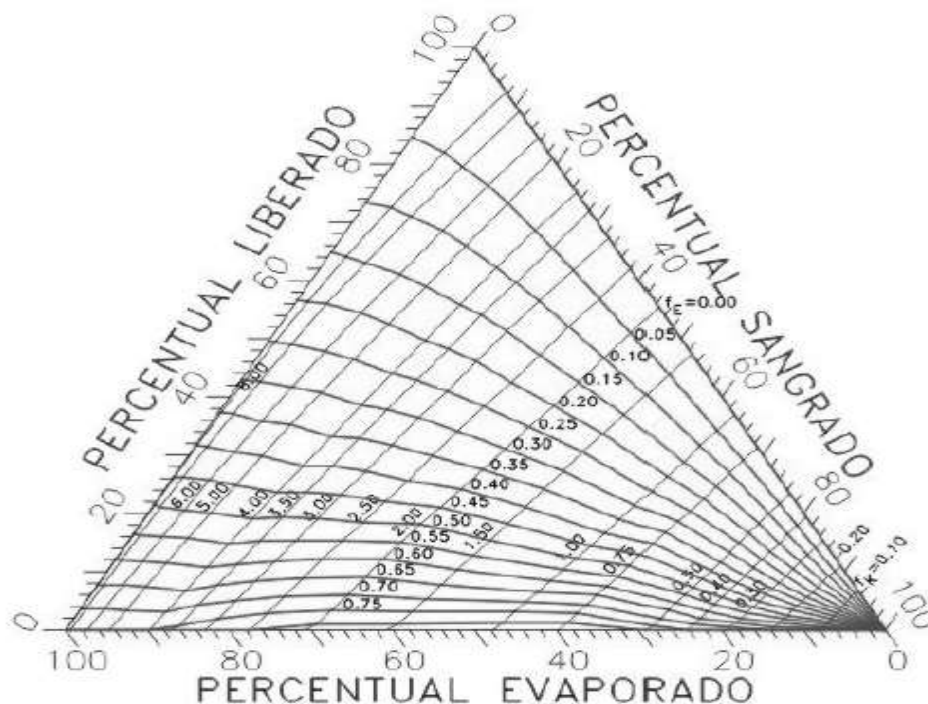


Figura 5.7.5 – Diagrama Triangular de Regularização

A partir dos dados do quadro 5.7.5a, determinam-se as relações entre a capacidade do reservatório e o volume regularizado, conforme o quadro 5.7.6b, a seguir:

COTA	VOLUMES ACUMULADOS (m³)	VOLUMES REGULARIZADOS 90% (m³)	VOLUMES SANGRADOS(m³)	VOLUMES EVAPORADOS(m³)	VAZÕES REGULARIZADAS 90% (m³/s/)
154	2.341.913,19	1.094.150,73	6.054.300,73	145.886,76	0,035
155	3.083.660,24	1.604.754,41	5.543.697,05	145.886,76	0,051
156	3.950.790,18	1.750.641,18	5.397.810,29	145.886,76	0,056

Quadro 5.7.5b – Relação entre a capacidade do reservatório e o volume regularizado

Portanto, para a alternativa estudada com o sangradouro na cota 154,00, acumulando 2.341.913,19 m³, a vazão regularizada anualmente é de 0,035 m³/s, o que corresponde a cerca de 1.094.150,73 m³ por ano, cerca de 46% da capacidade do reservatório.

5.8 – Estudo de propagação de enchentes

Alterando-se a vazão de entrada de um reservatório de acumulação, a vazão de saída é instantaneamente alterada do mesmo valor. O nível d'água tende a manter-se horizontal e o acréscimo de vazão na entrada é traduzido em uma elevação da superfície líquida.

Conhecendo-se a hidrógrafa da vazão afluente, a relação entre a altura d'água e o volume do reservatório, e sabendo-se que a vazão efluente é dada pela lei dos vertedouros: $Q_e = C_0 L h^{3/2}$, pode-se determinar a hidrógrafa efluente.

Q_e – vazão de descarga ou vazão efluente (m^3/s);

C_o – coeficiente de descarga (varia com os dados do vertedouro);

L – largura do vertedouro (m);

h – lâmina de sangria

5.8.1 - Metodologia

Um método para avaliar o processo de propagação de onda de cheia em reservatórios foi desenvolvido por LG.Puls, do Army Corps of Engineers, EUA. De forma sucinta, a metodologia utilizada no cálculo, é descrita a seguir:

Considere a equação da continuidade:

$$I - O = \frac{dS}{dt} \quad (\text{equação 1})$$

Onde:

I = vazão de entrada

O = vazão de saída

$\frac{dS}{dt}$ = variação no volume do reservatório no intervalo de tempo Δt

A equação 1 pode ser expressa em forma finita como:

$$S_2 - S_1 = \left(\frac{I_1 + I_2}{2} - \frac{O_1 + O_2}{2} \right) \Delta t$$

$$\frac{2S_2}{\Delta t} - \frac{2S_1}{\Delta t} = (I_1 + I_2) - (O_1 + O_2)$$

$$\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2 = \left(\frac{2S_1}{\Delta t} - O_1 \right) + (I_1 + I_2) \quad (\text{equação 2})$$

Os índices 1 e 2 se referem aos valores do início e final do intervalo de tempo Δt . O intervalo de tempo Δt , é chamado de período de routing.

A solução da equação 2 requer uma curva de Routing, mostrando $\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2$ versus O .

Todos os termos do lado esquerdo da equação 2 são conhecidos e o valor de $\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2$ pode ser calculado. O valor correspondente de O_2 pode ser obtido da curva de routing. O cálculo é então repetido para períodos de routing sucessivos.

5.8.1.1 - Dados

a) Lei dos vertedouros: $Q_e = C_o L h^{3/2}$;

Q_e – vazão de descarga ou vazão efluente (m^3/s);

C_o – coeficiente de descarga (varia com os dados do vertedouro);

L – largura do vertedouro (m);

h – lâmina de sangria

b) Relação entre a lâmina de sangria e o volume de acumulação do reservatório, figura 5.8.1.1a.

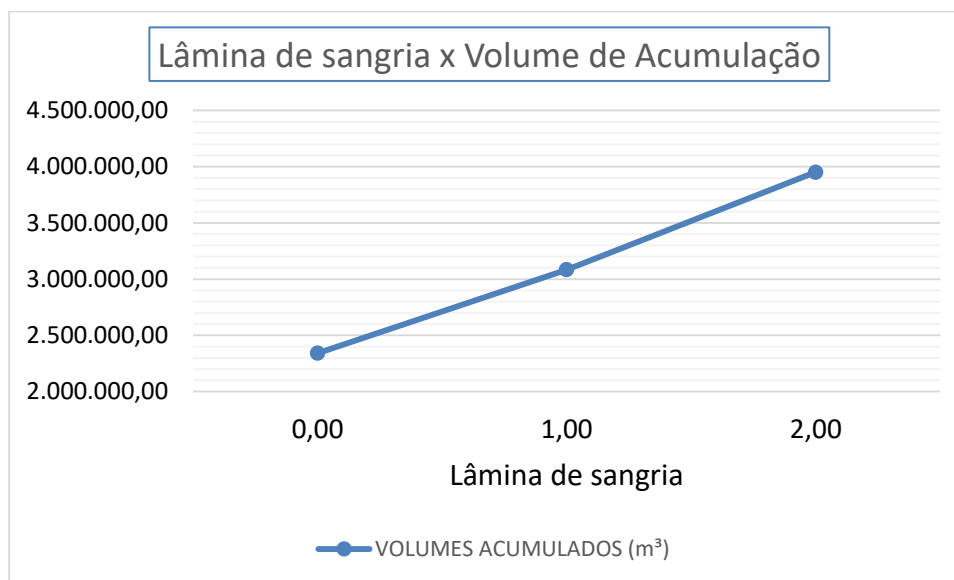


Figura 5.8.1.1a – Lâmina de sangria x volume de acumulação

c) Largura do sangradouro = 50,00m

d) Intervalo de tempo: 1 hora = 3.600s

e) Coeficiente de descarga: $2,18 \text{ m}^{1/2} \cdot \text{s}^{-1}$ (parede delgada - Perfil Creager), conforme o gráfico da figura 5.8.1.1b a seguir, orientado pelo Bureau of Reclamation, em função da altura do vertedouro (p) e a lâmina máxima de sangria (H_0).

Verifica-se na figura 5.8.1.1b que, para valores de $p/H_0 >$ ou igual a 3,00, C_o assume o valor de $3,95 \text{ ft}^{1/2} \cdot \text{s}^{-1}$ ou $C_o = 2,18 \text{ m}^{1/2} \cdot \text{s}^{-1}$.

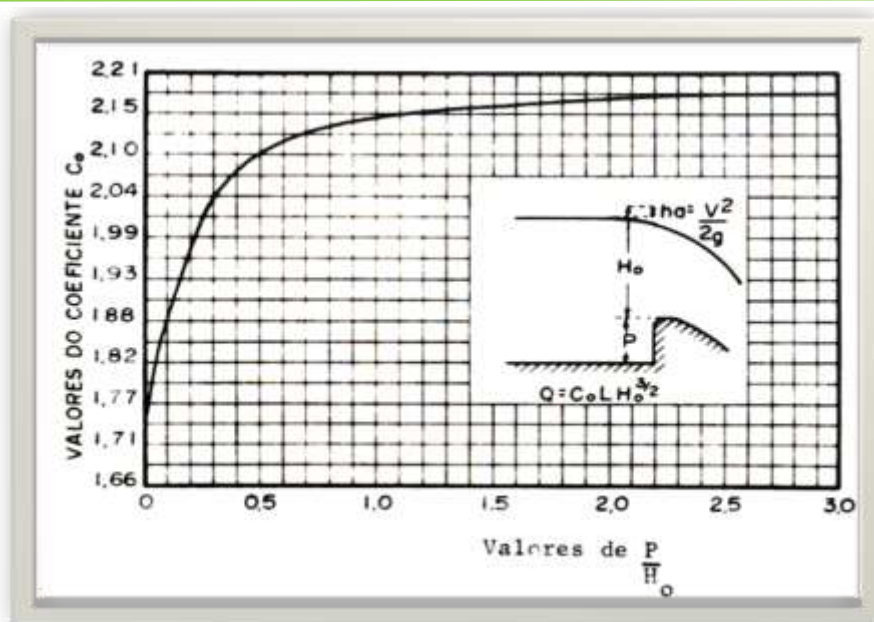


Figura 5.8.1.1b – Coeficiente de descarga Co

5.8.1.2 - Determinação da Hidrógrafa Efluente

Para determinação da hidrógrafa da vazão efluente utiliza-se o seguinte procedimento:

- a) Determinação do gráfico $\frac{2S}{\Delta t} + O \times O$

Sendo:

$$O = C_o L (\Delta H)^{3/2}$$

O = vazão de sangria;

ΔH = altura da lâmina acima da cota de sangria

S = volume de acréscimo correspondente a ΔH

A partir do volume de acréscimo correspondente a ΔH , calcula-se $\frac{2S}{\Delta t} + O$, conforme Quadro 5.8.1.2 a seguir:

COTA	VOLUME DE ACUMULAÇÃO	LÂMINA DE SANGRIA	VOLUME DE SANGRIA	VAZÃO DE SANGRIA	$(2S/\Delta t) + O (m^3)$
	(m³)	(m)	S (m³)	O (m³)	
154	2.341.913,19	0	0	0	0
155	3.083.660,24	1	741.747,05	109,00	521,08
156	3.950.790,18	2	1.608.876,99	308,30	1.202,12

Quadro 5.8.1.2a – Tabela para determinação do gráfico de Routing

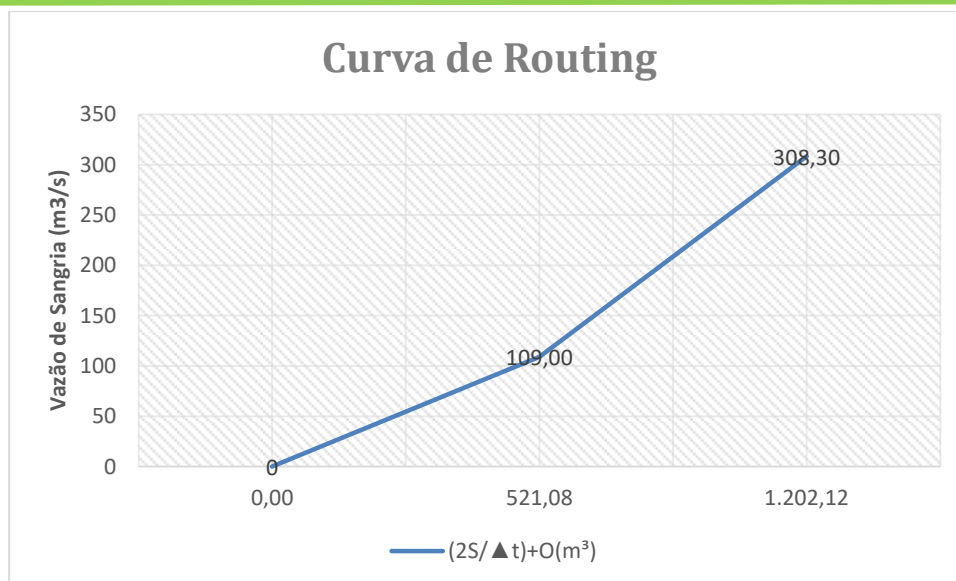


Figura 5.8.1.2 – Gráfico da curva de Routing

A curva gerada em função de $\frac{2S}{\Delta t} + O$ x O é do tipo: $O = a \left(\frac{2S}{\Delta t} + O \right)^b$.

Chamando: $\frac{2S}{\Delta t} + O = Q$, tem-se:

$$O = a Q^b$$

Pode-se dizer que:

$$\log O = \log a + b \log Q$$

b.1) Determinação dos coeficientes a e b:

Chamando, para facilitar os cálculos:

$$Y = \log O$$

$$A = \log a$$

$$B = b$$

$X = \log Q$, tem-se:

$$B = \frac{\sum x \cdot y - \frac{\sum x \cdot \sum y}{N}}{\sum x^2 - \frac{(\sum x)^2}{N}} \quad (\text{equação 3})$$

$$A = \bar{y} - B \bar{x} \quad (\text{equação 4})$$

onde :

$$\bar{y} = \frac{\sum y}{N} \text{ e } \bar{x} = \frac{\sum x}{N}$$

N - número de dados

O número de dados é determinado pelo volume máximo de sangria, que corresponde aproximadamente ao volume afluente anual. Nesta hipótese, os dados serão considerados até a cota 156, como explicado anteriormente, correspondendo a um número de dados igual a 3. A curva de nível na cota 157 não está fechada pelo levantamento topográfico, logo não poderão ser utilizadas as curvas a partir dessa altitude.

COTA	VAZÃO DE SANGRIA	$(2S/\Delta t)+O$	$Y = \log O$	$X = \log (2S/\Delta t)+O$	$X.Y$	X^2
	$O \text{ (m}^3\text{)}$	$\text{(m}^3\text{)}$				
154	0	0	0	0	0	0
155	109	521,08	2,03	2,71	5,50	7,34
156	308,3	1.202,12	2,48	3,07	7,61	9,42
SOMATÓRIOS			4,51	5,78	13,1149	16,77

Quadro 5.8.1.2b – Determinação dos coeficientes da curva de routing

Substituindo os valores dos somatórios nas equações 3 e 4, tem-se:

$$B = 0,786$$

$$A = -0,010411$$

Sendo:

$$b = B = 0,786$$

$$\log a = A = -0,010411$$

$$a = 10^A = 10^{-0,010411}$$

$$a = 0,96825$$

Portanto, a equação de routing será:

$$O = 0,96825 \left(\frac{2S}{\Delta t} + O \right)^{0,786}$$

O cálculo das vazões, para cada o intervalo de tempo Δt , pode ser computado num quadro, cujas colunas podem ser expressas como se seguem:

- Coluna 1: intervalo de tempo Δt de vazão observada;
- Coluna 2: vazão afluente observada no tempo Δt (hidrograma calculado);
- Coluna 3, linha $_{(i+1)}$: $(\text{Coluna 4, linha } _i) - 2x(\text{Coluna 5, linha } _i)$;
- Coluna 4, linha $_i$: $(\text{Coluna 2, linha } _{(i+1)}) + (\text{Coluna 2, linha } _i) + (\text{Coluna 3, linha } _i)$;
- Coluna 5, linha $_i$: $O_i = 0,96825(\text{Coluna4, linha } _i)^{0,786}$

Os Quadros 5.8.1.2b e 5.8.1.2c, a seguir, apresentam o cálculo das vazões efluentes, para período de retorno igual a 1.000 e 10.000 anos, respectivamente.

1	2	3	4	5
TEMPO Dt (Horas)	VAZÃO DE ENTRADA	$\frac{2S_1}{\Delta t} + O_1$ (m³/s)	$\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2$ (m³/s)	VAZÃO DE SAÍDA(m³/s)
	I (m³/s)			$O=a(\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2)^b$
	TR=1.000 anos			
0	0	0,00	28,48	13,46
0,25	28,48	1,56	87,01	32,39
0,5	56,97	22,23	164,65	53,48
0,75	85,45	57,69	257,07	75,9
1	113,93	105,27	361,62	99,25
1,25	142,42	163,12	476,43	123,28
1,5	170,90	229,87	600,16	147,8
1,75	199,38	304,56	731,80	172,74
2	227,87	386,32	853,45	194,93
2,1	239,26	463,59	931,87	208,88
2,25	229,03	514,11	955,11	212,96
2,5	211,97	529,19	936,07	209,62
2,75	194,91	516,83	889,60	201,39
3	177,86	486,82	825,48	189,89
3,25	160,80	445,70	750,25	176,15
3,5	143,75	397,95	668,38	160,86
3,75	126,69	346,66	582,99	144,47
4	109,63	294,05	496,26	127,29
4,25	92,58	241,68	409,79	109,51
4,5	75,52	190,77	324,76	91,21
4,75	58,47	142,34	242,21	72,43
5	41,41	97,35	163,12	53,09
5,25	24,36	56,94	88,60	32,85
5,5	7,30	22,90	30,20	

Quadro 5.8.1.2b – Descarga efluente para 1.000 anos de recorrência

De acordo com as descargas efluentes, para um período de retorno igual a 1.000 anos, a descarga máxima é de aproximadamente 212,96 m³/s.

A lâmina máxima milenar será de:

$$Q = C_0 L H^{3/2}$$

$$H = \left(\frac{Q}{C_0 L} \right)^{2/3} = \left(\frac{212,96}{2,18 \times 50,00} \right)^{2/3} = 1,56 m$$

1	2	3	4	5
TEMPO Dt (Horas)	VAZÃO DE ENTRADA	$\frac{2S_1}{\Delta t} + O_1$ (m³/s)	$\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2$ (m³/s)	VAZÃO DE SAÍDA(m³/s)
	I (m³/s)			$O=a(\frac{S_2}{\Delta t} + O_2)^b$
	TR=10.000 anos			
0	0	0	35,830	16,12
0,25	35,83	3,59	111,078	39,25
0,5	71,66	32,58	211,726	65,16
0,75	107,49	81,41	332,213	92,85
1	143,32	146,51	468,979	121,76
1,25	179,15	225,46	619,585	151,55
1,5	214,98	316,48	782,269	182,03
1,75	250,81	418,21	955,653	213,06
2	286,64	529,53	1117,138	240,87
2,1	300,97	635,40	1237,335	261,02
2,25	300,97	715,29	1304,358	272,07
2,5	288,10	760,22	1314,955	273,81
2,75	266,64	767,33	1279,161	267,93
3	245,19	743,30	1212,218	256,85
3,25	223,73	698,52	1124,525	242,13
3,5	202,28	640,27	1023,363	224,83
3,75	180,82	573,70	913,891	205,7
4	159,37	502,49	799,769	185,23
4,25	137,91	429,31	683,677	163,74
4,5	116,46	356,20	567,656	141,48
4,75	95,00	284,70	453,245	118,54
5	73,55	216,17	341,805	94,95
5,25	52,09	151,90	234,635	70,65
5,5	30,64	93,33	123,972	42,78

Quadro 5.8.1.2c – Descarga efluente para 10.000 anos de recorrência

E, para a lâmina decamilenar que protege o barramento contra o galgamento, temos, tem descarga máxima efluente de 273,81m³/s.

$$H = \left(\frac{Q}{C_0 L} \right)^{2/3} = \left(\frac{273,81}{2,18 \times 50,00} \right)^{2/3} = 1,84m$$

5.8.1.3 – Cálculo da folga

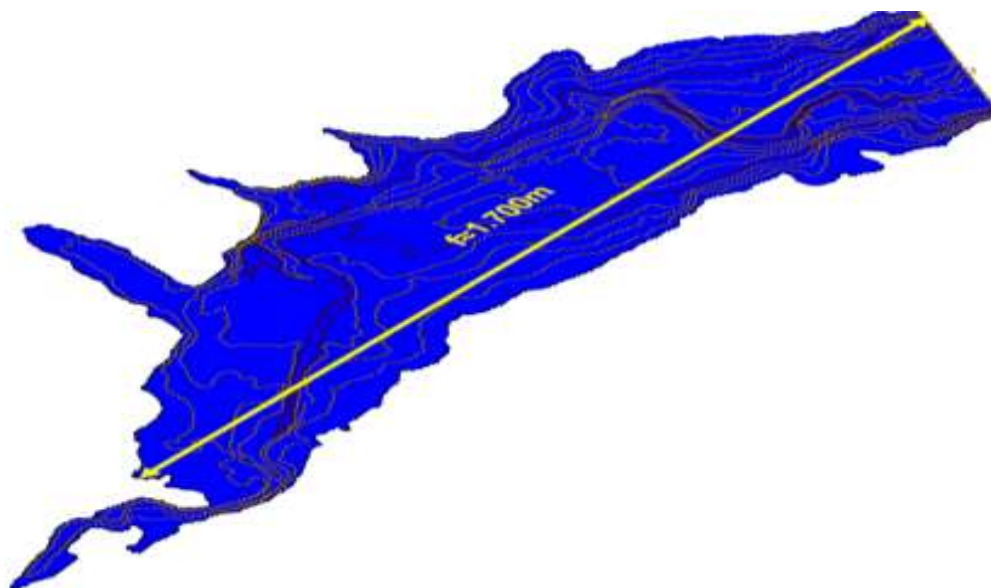


Figura 5.8.1.3 – fetch máximo alcançado na bacia hidráulica do Açude Oitis

A folga de um reservatório, corresponde a altura livre entre a lâmina máxima de sangria e a cota de coroamento. Existem várias metodologias que podem ser aplicadas para encontrar a folga, nesse caso, optamos pela fórmula de Stevenson.

$$F = 0,75 * h + \frac{v^2}{2g}$$

Onde:

h – altura da onda (m)

v – Velocidade das ondas (m/s)

g – aceleração da gravidade (m/s²)

Sendo que, para h (m), temos:

$$L < 18 \text{ km}; h = 0,75 + 0,34\sqrt{L} - 0,26\sqrt[4]{L}$$

$$L > 18 \text{ km}; h = 0,34\sqrt{L}$$

L=fetch (km)

Então, para um L=1,7 km, temos:

$$h = 0,89 \text{ m}$$

$$v = 1,5 \times 2h$$

$$v = 1,5 \times 2 \times 0,89 = 2,68 \text{ m/s}$$

Substituindo os valores encontrados na Fórmula de Stenvenson, temos para a folga:

$$F = 1,03 \text{ m, adotar } 1,10 \text{ m}$$

5.9 - Conclusão da Hidrologia

O quadro abaixo representa o resumo da hidrologia.

OBRA: Açude Oitis		
Largura do sangradouro =50,00m Cota de Soleira: 154,00m	TR 1.000 anos (m ³ /s)	TR 10.000 anos (m ³ /s)
Vazão Afluente (m ³ /s)	239,26	300,97
Vazão Efluente (m ³ /s)	212,96	273,81
Lâmina Máxima (m)	1,56	1,84
Vazão Regularizada (m ³ /s)	0,035 m ³ /s/ano	

Quadro 5.9 – Resumo da hidrologia

Com base nos resultados obtidos, serão tomados para o dimensionamento do vertedouro, os valores correspondentes ao período de retorno de 1.000 e 10.000 anos:

Volume afluente..... $\cong 7.294.338,23 \text{ m}^3$;
 Descarga máxima afluente milenar ($Q_{a1.000}$)..... $239,26 \text{ m}^3/\text{s}$;
 Cota da soleira (m)..... $154,00 \text{ m}$;
 Acumulação máxima (V)..... $2.341.913,19 \text{ m}^3$;
 Largura do sangradouro (m)..... $50,00 \text{ m}$;
 Descarga máxima milenar efluente ($Q_{e1.000}$)..... $212,96 \text{ m}^3/\text{s}$;
 Lâmina máxima de sangria milenar (m)..... $1,56 \text{ m}$;
 Folga adotada (m)..... $1,10 \text{ m}$;
 Descarga decamilenar efluente($Q_{e10.000}$)..... $273,81 \text{ m}^3/\text{s}$;
 Lâmina máxima de sangria decamilenar (m)..... $1,84 \text{ m}$;

6.0 - ALTERNATIVAS EXAMINADAS

6.1 - Introdução

Com a finalidade de definir a alternativa viável sob o ponto de vista técnico, econômico e ambiental, foi necessário, inicialmente, realizar os Estudos Cartográficos da área da barragem Oitis.

6.2 - Topografia

A partir das cartas produzidas com o MDT – Modelo Digital do Terreno, foram elaborados desenhos com curvas altimétricas interpoladas a cada metro, possibilitando a identificação e desenvolvimento de duas alternativas de eixos barráveis. Ver figura 6.2, apresentada a seguir:

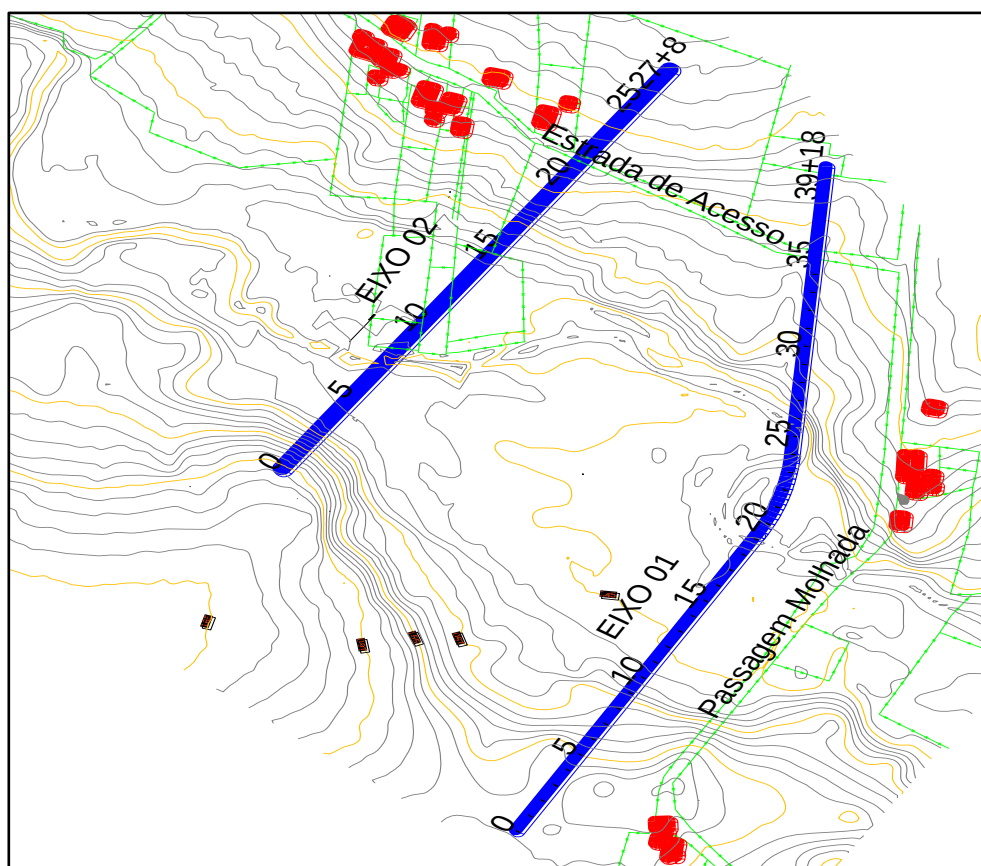


Figura 6.2 – Localização das alternativas de eixos.

No **Quadro 6.2**, a seguir, apresenta-se os quantitativos dos levantamentos topográficos executados.

Quadro 6.2 - Quantitativos dos Levantamentos Topográficos

Eixo Alternativos	Extensão do eixo(m)	Seções (m)	Cota Máxima (m)
Eixo do barramento 1	698,00	1.600,00	156,50
Eixo do barramento 2	390,00	1.120,00	157,00

Quadro 6.2 – Quantitativos de levantamento topográfico executado

6.3 - Investigações Geológicas e Geotécnicas

Para elaboração do estudo de alternativas dos eixos barráveis sob o ponto de vista geológico-geotécnico, foi realizada visita de campo apresentando o resultado abaixo.

6.3.1 – Geologia e Geotecnia do Eixo 1

No Eixo 1, não foram realizadas sondagens à percussão (SPT) até atingirem o impenetrável à lavagem. No entanto, foi observado as escavações a pá e picareta de um poço tipo amazonas executado no pé da ombreira esquerda. Essa obra forneceu parâmetros que foram desfavoráveis à construção da barragem no referido local motivado pelos seguintes fatores:

- ✓ As ombreiras são constituídas por silte argiloso avermelhado com seixos de quartzito caracterizando zona de tálus profundo desfavorável para construção do vertedouro;
- ✓ Na zona do aluvião, abaixo dos sedimentos encontra-se o contato com material alterado de composição granítica alcançando profundidade acima de 4,0 m, conforme a execução de um poço tipo amazonas;
- ✓ Extensão de 698,00 m;
- ✓ Desvio da estrada de acesso Mucambo/Graça, incluindo passagem molhada.

Diante dos fatos observados, a Alternativa estudada (Eixo 1) foi considerada desfavorável no sentido construtivo.

6.3.2 – Geologia e Geotecnia do Eixo 2

Outra Alternativa proposta ao eixo 01, foi localizada 400 m à montante deste. Sendo denominado Eixo 2.

o levantamento preliminar constatou extensão de 390,00m entre as ombreiras. No entanto, as características geológicas foram semelhantes ao Eixo 1, ou seja, as ombreiras apresentaram material silte argiloso avermelhado com seixos de arenito caracterizando uma zona de tálus.

Entre as estacas 5 a 13 (160m), foi encontrado uma camada de sedimentos variáveis (aluvião) com profundidade de $\approx 6,10$ m em contato com rocha de composição granítica.

Entretanto, não foram encontradas outras alternativas na área devido a limitação topográfica local. Deste modo, foram realizadas as sondagens preliminares para reconhecimento geotécnico do referido Eixo.

6.4 - CRITÉRIOS DE ESCOLHA DO EIXO

Os critérios adotados para a escolha da melhor alternativa, consistiram na análise das características comuns às duas alternativas estudadas, a partir da análise dos fatores positivos e negativos, avaliou-se as informações disponíveis, onde o Eixo 2 apresentou-se o mais viável para seguir nas fases posteriores dos trabalhos de elaboração do Projeto Executivo.

6.4.1 – Critérios técnicos de engenharia

Os critérios técnicos de engenharia para avaliação e comparação entre as alternativas apresentadas levam em conta os seguintes segmentos:

- Topografia e Geologia;
- Fundações;
- Materiais de Construção;
- Dados do Reservatório;
- Dados do Projeto.

6.5 – Justificativa da escolha da alternativa

Com base nos critérios apresentados nos itens 6.2 e 6.3, apresenta-se a seguir as justificativas da escolha da melhor alternativa que foi selecionada.

6.5.1 – Critérios técnicos de engenharia

6.5.1.1 – Limitantes topográficos

As ombreiras levantadas para ambos os eixos estudados, têm características topográficas distintas.

- O Eixo 1 é menos acidentado na margem esquerda. O leito do rio encontra-se na cota 144,00 m. Porém, ao analisarmos o fechamento das ombreiras, o lado direito tem cota máxima 156,00 m e a partir daí com declividade negativa no sentido das residências. Desta forma, seria muito oneroso a construção de um vertedouro nesse local devido ao elevado custo com desapropriações de imóveis habitados.
- Para o Eixo 2, temos uma superfície menos acidentada na margem esquerda, da mesma forma que ocorre no Eixo 1. A cota do leito do rio está na cota 145,00 m. As ombreiras têm altura favorável a construção de um barramento com altura superior a 20 m, no entanto, há uma limitação topográfica em relação ao nível máxima d'água

possível (cota 156) sem que haja a necessidade de remoção de parte das residências da comunidade circunvizinhas.

Logo, do ponto de vista topográfico, a alternativa do Eixo 2 é a mais viável para implantação do barramento.

6.5.1.2 – Limitantes geológicos-geotécnicos

- a) Comparação dos aspectos geológicos dos locais das alternativas: As duas alternativas apresentam nas ombreiras seixos de quartzitos compondo uma região de tálus. As condições geológicas entre os locais a serem escolhidos para implantação do empreendimento diferem na seguinte análise. No Eixo 1 o substrato rochoso de composição granítica apresenta-se alterado. Enquanto no Eixo 2, ocorre um topo maciço de rochas sã, ambos com profundidade de 6,00 m.
- b) Comparação das características geotécnicas através dos dados obtidos “in loco” apresentaram os seguintes resultados: No Eixo 1, a fim de caracterizar o contato entre o solo e a rocha granítica, foi analisado as escavações de um poço tipo amazonas na ombreira esquerda, bem próximo ao eixo. No Eixo 2, foram realizadas setes sondagens mistas (percussão + rotativa) distribuídas ao longo de sua diretriz.

A comparação das investigações geotécnicas, que contribuíram também para caracterização dos aspectos geológicos dos dois eixos, está apresentada no quadro 6.5.1.2.

ALTERNATIVAS	OMBREIRA ESQUERDA	VALE E CALHA DO RIO	OMBREIRA DIREITA
EIXO 1	Presença de tálus, composto por blocos rolados de quartzito com veios de sílica, atingindo a profundidade máxima de 4,50 m.	Afloram as coluviões e as aluviões com profundidades máximas de 6,10 m	Presença de tálus, composto por blocos rolados de quartzito com veios de sílica, atingindo a profundidade máxima de 4,50 m.
EIXO 2	Litologia similar ao Eixo 1.	As aluviões, variam desde areia fina até areia grossa, com pedregulhos. Foi encontrado topo rochoso com profundidade máxima de 6,0 m	Litologia similar ao Eixo 1

Quadro 6.5.1.2 – Comparação geológica geotécnica

7.0 - SOLUÇÃO PROPOSTA PARA SER DESENVOLVIDA

O Eixo 2 da Barragem Oitis, mostrou-se mais vantajoso, de acordo com o que ficou detalhado no estudo de alternativas deste relatório.

Figura 7.2 – Seção proposta para o sangradouro (Est 6+0,00 a 8+10,00).

7.3 – Seção tipo proposta para a tomada d'água

A tomada d'água será implantada na ombreira esquerda, Est. 16+10,00 m. O corpo principal constituído com tubo em aço carbono ASTM A-36 Ø300mm, extensão de 48,00m envelopado com concreto armado.

É proposto uma caixa de montante com dispositivo de fechamento manual para manutenção dos dispositivos hidromecânico instalados na caixa de jusante.

Deverá atender a condição de esvaziamento do reservatório em até 90 dias.

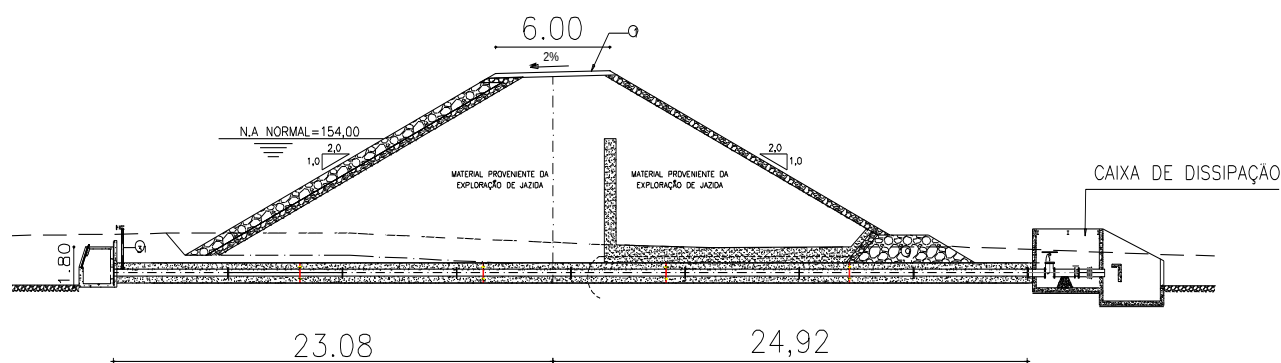


Figura 7.3 – Seção tipo da Est. 16+10,00 (local da tomada d'água)

7.4 – Memória de cálculo da solução proposta

Abaixo apresentamos a memória de cálculo da solução proposta para a Barragem de Oitis.

7.4.1 – Memória de cálculo do barramento principal

Segue os índices que foram analisados para o desenvolvimento dos cálculos do barramento principal.

➤ CÁLCULO DA FOLGA

O cálculo da folga corresponde a altura livre entre a lâmina máxima de sangria e a cota de coroamento. A metodologia escolhida para ser aplicada no encontro do valor da folga, nesse caso, foi a fórmula de Stevenson.

$$= 0,75 * h + \frac{v^2}{2g}$$

Onde:

h – altura da onda (m)

v – Velocidade das ondas (m/s)

g – aceleração da gravidade (m/s^2)

Sendo que, para h (m), temos:

$$L < 18 \text{ km}; h = 0,75 + 0,34\sqrt{L} - 0,26\sqrt[4]{L}$$

$$L > 18 \text{ km}; h = 0,34\sqrt{L}$$

L = fetch (km)

Então, para um $L = 1,7$ km, temos:

$$h = 0,89 \text{ m}$$

$$v = 1,5 + 2h$$

$$v = 1,5 + 2 \cdot 0,89 = 3,29 \text{ m/s}$$

Substituindo os valores encontrados na Fórmula de Stenvenson, temos para a folga:

$$F = 1,22 \text{ m}$$

➤ CÁLCULO DA COTA DO COROAMENTO

A cota do Coroamento da Barragem é dada pela expressão:

$$C_c = C_s + L + F$$

Onde:

C_c = Cota do Coroamento.

C_s = Cota da Soleira = 154,00 m.

L = Lâmina vertente na cheia milenar = 1,56 m.

f = folga = 1,22 m.

$$C_c = 154,00 + 1,56 + 1,22 = 156,78 \text{ m.}$$

Adotamos: $C_c = 157,00 \text{ m}$

Verificação para a cheia decamilenar.

$$C_c - C_{10.000} > 0,50 \text{ m}$$

Onde:

$$C_{10.000} = \text{Cota da cheia decamilenar} = 154 + 1,84 = 155,84 \text{ m.}$$

$$C_c - C_{10.000} = 157,00 - 155,84 = 1,16 \text{ m} > 0,50 \text{ m} \Rightarrow \text{OK!}$$

Adotou-se a cota de coroamento $C_c = 157,00\text{m}$.

➤ **CÁLCULO DA LARGURA DO COROAMENTO**

Adotando-se a fórmula recomendada pelo Bureau of Reclamation em relação à seção de maior altura, tem-se:

$$L_c = 0,20 * H + 3,00$$

Onde:

L_c = Largura da barragem (m);

H_b = Altura da barragem (m).

Para a seção da Estaca 6+10 tem $H_b = 13,50\text{m}$ e $L_c = 0,20 * H + 3,00 = 5,70\text{m}$, foi adotado $L_c = 6,0\text{m}$.

7.4.1.2 – Memória de cálculo do vertedouro

Durante as prospecções de sondagens ao longo do eixo do barramento, foi detectado que a geologia local é caracterizada por não apresentar um perfil rochoso consistente com rochas sãs nas ombreiras e, o local onde foi detectado um maciço rochoso com melhor capacidade de suporte foi próximo ao leito do riacho.

A vantagem desse local no que pese, também, como sendo o único local encontrado rochas com a qualidade é, que o terreno está quase na cota do rio. Desta forma não há praticamente carga da saída da bacia de dissipação ao leito do rio. O vertedouro projetado será um perfil Creager com crista na cota 154,00 m fundado na cota $\approx 137,00$ m. As águas vertentes que passarão pelo perfil Creager descarregarão numa bacia de dissipação que ficará na cota 142,50 m e terá um muro frontal que ajudará na formação do ressalto hidráulico.

A seguir é demonstrado o dimensionamento do perfil Creager e bacia de dissipação.

➤ **Dimensionamento do vertedouro**

Para definição da seção tipo do creager, usaremos a vazão milenar.

$$\text{Vazão } Q_{1000} = 212,96\text{m}^3/\text{s} \Rightarrow L = 50,00\text{m}$$

7.4.1.3 – Memória de cálculo da tomada d'água

A proposta para tomada d'água será a implantação na estaca 16+10,00 do eixo barrável, com extensão de 48,00 m de tubulação. A tomada d'água consistirá de uma galeria tubular de diâmetro de = 300mm de ferro fundido PN10. O eixo da galeria ficará na cota 148,00m.

Toda tubulação será envelopada em concreto estrutural. A tomada d'água foi projetada para regularizar uma vazão média de 0,13 m³/s.

No lado de jusante, serão instalados os equipamentos hidromecânicos de controle de vazão. Composto por um registro de gaveta e uma válvula borboleta. Será construída uma caixa de concreto armado em jusante formada de três células. A primeira alojará os equipamentos hidromecânicos. A segunda haverá um anteparo para dissipação da energia cinética. A terceira célula será um tanque tranquilizador que terá na saída um medidor de vazão através de um vertedouro triangular isósceles.

➤ **Dimensionamento Hidráulico da galeria.**

Considerando a válvula borboleta e os registros de gaveta totalmente abertos, e, com o nível máximo de operação na cota 154,00 m, e vazão a ser regularizada de 0,035 m³/s/ano com 90%, dimensiona-se o tubo para passar essa vazão com velocidade de 2,0 m/s.

$$Q = V * S$$

Onde:

Q (m³/s): Vazão

V (m/s): Velocidade

S (m²): Área da seção do tubo

$$S = \frac{Q}{V}$$

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

$$D = \sqrt{\frac{4 * Q}{\pi * V}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 * 0,035}{\pi * 2,0}} = 0,15 \text{ m}$$

Será adotado um tubo com diâmetro D = 200 mm.

Determinação das vazões e velocidade para as cotas de 154,00 m a 148,00 m com a válvula borboleta e o registro de gaveta totalmente abertos.

Aplicando a equação de Bernoulli entre os pontos 1 e 2.

$$\frac{P_1}{\gamma} + h + \frac{V_1^2}{2g} = \frac{P_2}{\gamma} + 0 + \frac{V_2^2}{2g} + h_f + h_L$$

tem-se:

$$P_1 = P_2 = P_{\text{atm}}$$

$$V_1 \cong 0$$

h_f = perda de carga por fricção

h_L = perda de carga localizada.

h_f é determinada pela expressão de Darcy-Weisbach dada por:

$$h_f = f * \frac{L}{D} * \frac{V_2^2}{2g}$$

$$h_L = \sum Ki \frac{V_2^2}{2g}$$

Ki = coeficiente de perda de carga localizada.

$$K_1 = \text{Grade} = 1,45$$

$$K_3 = \text{Válvula Borboleta} = 0,36$$

$$K_4 = \text{Registro de Gaveta} = 0,10$$

$$K_5 = \text{Saída} = 1,0$$

$$h_t = h_f + h_L$$

$$h_t = f * \frac{L}{D} * \frac{V_2^2}{2g} + \sum Ki * \frac{V_2^2}{2g}$$

$$h_t = f * \frac{42}{0,20} * \frac{V_2^2}{2g} + 2,91 * \frac{V_2^2}{19,62}$$

$$h_t = 10,70 * f * V_2^2 + 0,15 * V_2^2$$

Substituindo na equação de Bernoulli, obtém:

$$z = 0,15 * V_2^2 + 10,70 * f * V_2^2$$

$$V_2 = \left[\frac{z}{(0,15 + 10,70f)} \right]^{1/2}$$

Tem-se a velocidade como função de f. O processo de resolução deste problema é pelo método da convergência. Atribui-se valor a f e determina-se V_2 . Com V_2 calcula f e determina-se novamente V_2 . O processo prossegue até a convergência.

$$Re = \frac{V * D}{\nu}$$

Onde:

Re = Número de Reynolds

ν = Viscosidade Cinemática

Para a água a 30° tem-se:

$$\nu = 8,07 * 10^{-7} m^2/s$$

Do ábaco de Rugosidade (Relativa x Diâmetro), tem-se para a tubulação de $\phi=200$ mm, $\frac{e}{D}=0,00023$

Para a implantação da tomada d'água, foi projetado um canal escavado com extensão de ≈ 300 m, com largura de base de 3,0 m, com taludes de 1,0 (V) : 1,5 (H) e escavado até a cota 147,45 m até a caixa de jusante. Para a dissipação, a partir da caixa de jusante, terá declividade de 1%.

Com base nas informações da geometria do canal demonstrada na Figura 12.3 acima, poderemos utilizar a fórmula de Manning pra encontrar a profundidade (y) que resulta na vazão desejada de 0,36 m³/s (reservatório cheio na cota de soleira).

A fórmula de Manning para calcular a vazão (Q) é:

$$Q = \frac{1}{n} * A * R_h^{\frac{2}{3}} * i^{1/2}$$

Sendo:

Q: Vazão

n: coeficiente de rugosidade (0,035 para blocos de rocha)

A: área molhada

R_h : raio hidráulico

i: declividade do canal (1% ou 0,01)

Cálculo da área molhada (A)

$$A = y \cdot (b + z \cdot y)$$

Para se chegar à vazão desejada de 0,36 m³/s faremos o cálculo por iteração, atribuindo valores de altura da lâmina d'água (y).

Considerando y=0,15 m, b=3,00 m e a inclinação dos taludes z=1,5 m. Temos:

$$A = 0,15 * (3,00 + 1,50 * 0,15) = \mathbf{0,4837 \, m^2}$$

Cálculo do perímetro molhado (P)

$$P = b + 2y\sqrt{1 + z^2}$$

$$P = 3,00 + 2 * 0,15 * \sqrt{1 + 1,5^2} = 3,54 \text{ m}$$

Cálculo do raio hidráulico (R_h)

$$R_h = \frac{A}{P}$$

$$R_h = \frac{0,4837}{3,54} = 0,137 \text{ m}$$

Cálculo da vazão (Q)

$$Q = \frac{1}{n} * A * R_h^{\frac{2}{3}} * i^{1/2}$$

$$Q = \frac{1}{0,035} * 0,4837 * 0,137^{2/3} * 0,01^{1/2} = 0,37 \text{ m}^3/\text{s} \approx 0,36 \text{ m}^3/\text{s}$$

Cálculo da velocidade (m/s)

$$V = \frac{Q}{A} = \frac{0,36}{0,4837} = 0,74 \text{ m/s}$$

8.0 – Estudo de Estabilidade

Devido à ausência de ensaios específicos para determinar os parâmetros de resistência do solo e hidráulicos, os índices foram estimados com base em referências na literatura e nas características observadas durante as investigações de campo e ensaios de caracterização.

Os parâmetros geotécnicos de resistência do solo compactado (coesão e ângulo de atrito interno) foram estimados a partir dos resultados de 1.500 ensaios de resistência ao cisalhamento feitos pelo U.S. BUREAL OF RECLAMATION (1987) para solos classificados como CL, no qual é apresentado na Tabela 8.0a.

Classificação do Solo	Compactação - Proctor		Resistência ao cisalhamento		
	γ_g	h (%)	C' (kPa)	C' sat (kPa)	ϕ (°)
GW	>19,0	<13,3	(x)	(x)	>38,3
GP	>17,6	<12,4	(x)	(x)	>36,5
GM	>18,2	<14,5	(x)	(x)	>33,8
GC	>18,4	<14,7	(x)	(x)	>31,0
SW	19,0±0,8	13,3±2,5	40±4	(x)	38,6±1,2
SP	17,6±0,3	12,4±1	23±6	(x)	36,5±1,2
SM	18,2±0,2	14,5±0,4	52±6	20±7	33,8±1,2
SM-SC	19,0±0,2	12,8±0,5	51±2	14±6	33,4±4
SC	18,4±0,2	14,7±0,4	76±2	11±6	31±4
ML	16,5±0,2	19,2±0,7	68±1	9±(x)	31,8±2,3
ML-CL	17,4±0,3	16,8±0,7	64±2	22±(x)	31,8±3,4
CL	17,3±0,2	17,3±0,3	88±1	13±2	28,4±2,3
OL	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)
MH	13,1±0,6	36,3±3,2	36,3±3,2	20±9	25,2±2,9
CH	15±0,3	25,5±1,2	25,5±1,2	11±6	19,3±5,1
OH	(x)	(x)	(x)	(x)	(x)

Quadro 8.1a – Parâmetros geotécnicos (coesão e ângulo de atrito)

Fonte: Design of Small Dams (USBR, 1987)

A Barragem Taquara (município de Cariré) está localizada a menos de 22 km do local proposto para implantação da Barragem Oitis, revisando os estudos realizados na época de sua construção, para o material de aterro foi encontrado um ângulo de atrito (ϕ) de 29° e coesão (c') de 15 kPa. Observando no quadro 3.11.1a esses valores estão dentro da faixa de tolerância encontrada para o solo tipo CL.

Para os materiais ao longo do eixo da barragem, os parâmetros de resistência foram estimados com base na metodologia proposta por Mota (2019), que utiliza os valores de NSPT e a classificação do solo para a definição desses parâmetros. Já os parâmetros hidráulicos de permeabilidade, essenciais para a análise de percolação em cenários de acúmulo de água a montante da barragem, foram estimados a partir de valores de referência apresentados por Pinto (2006). A Tabela 8.0b apresenta os parâmetros hidráulicos sugeridos por Pinto (2006).

Classificação do Solo	K (m/s)
Argilas	$< 10^{-9}$
Siltes	10^{-5} a 10^{-9}
Areias argilosas	10^{-7}
Areias finas	10^{-5}
Areias médias	10^{-4}
Areias grossas	10^{-3}

Quadro 8.1b – Parâmetros de permeabilidade da literatura

Fonte: Pinto (2006)

A Tabela 8.0c apresenta os parâmetros geotécnicos estimados adotados na análise de estabilidade de taludes da barragem Oitis.

Parâmetros					
Camada	Material	c' (kpa)	ϕ' (°)	k (m/s)	γ (KN/m³)
Aterro	Argila	13	28.4	4,40E-07	20
Filtro	Areia	0	36.5	1,20E-05	17
Enrocamento	Materia Pétreo	0	38.0	1,00E-01	22
1ª camada - Eixo da Barragem	Areia Argilosa	8	33.0	1,00E-07	20
2ª camada - Eixo da Barragem	Areia Argilosa	15	33.0	1,00E-07	20
3ª camada - Eixo da Barragem	Camada rochosa	100	45.0	1,78E-07	21

Quadro 8.1c – Parâmetros geotécnicos adotados para análise

8.1.1 – Modelo Geológico – Geotécnico

O modelo geológico-geotécnico foi elaborado com base nas sondagens mistas realizadas, nos ensaios laboratoriais e nos parâmetros estimados, conforme descrito nos subitens anteriores. Foram modeladas duas seções transversais principais. A primeira seção corresponde a um aterro homogêneo compactado com material proveniente das jazidas, enquanto a segunda trata de uma seção mista, composta por enrocamento com núcleo argiloso.

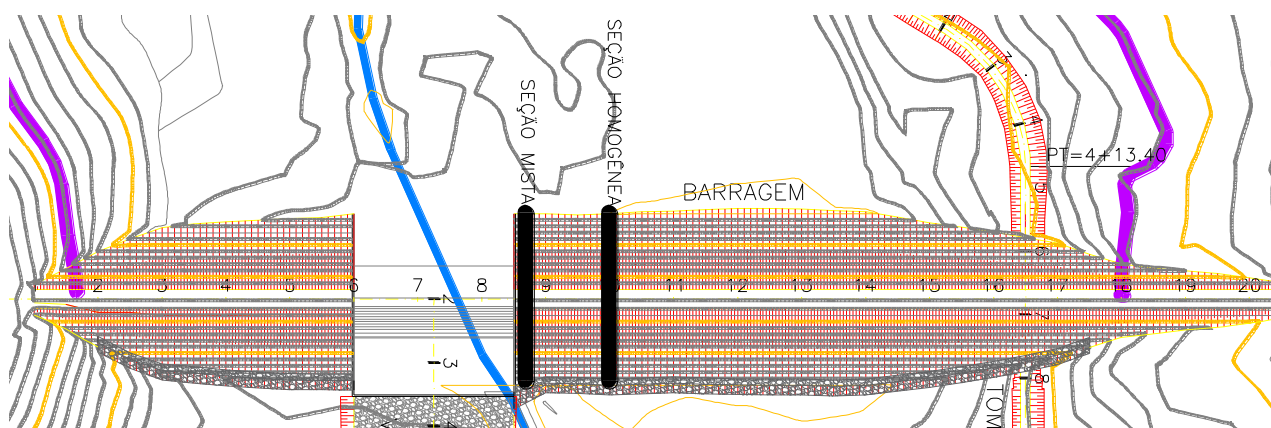
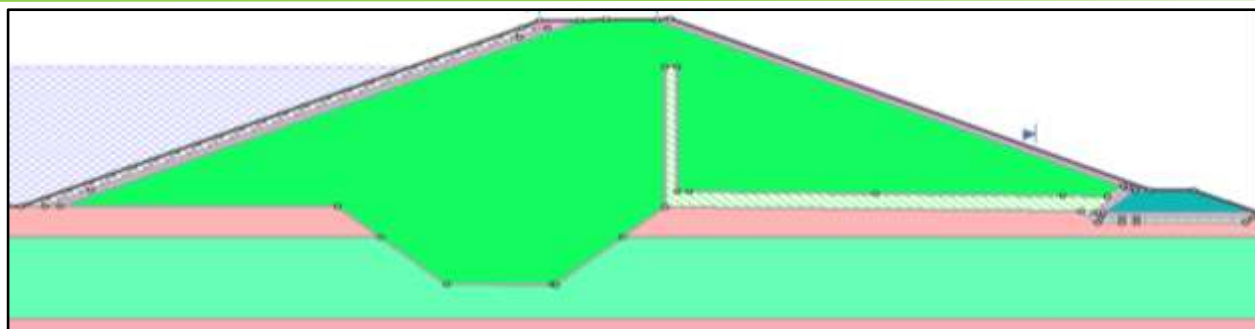


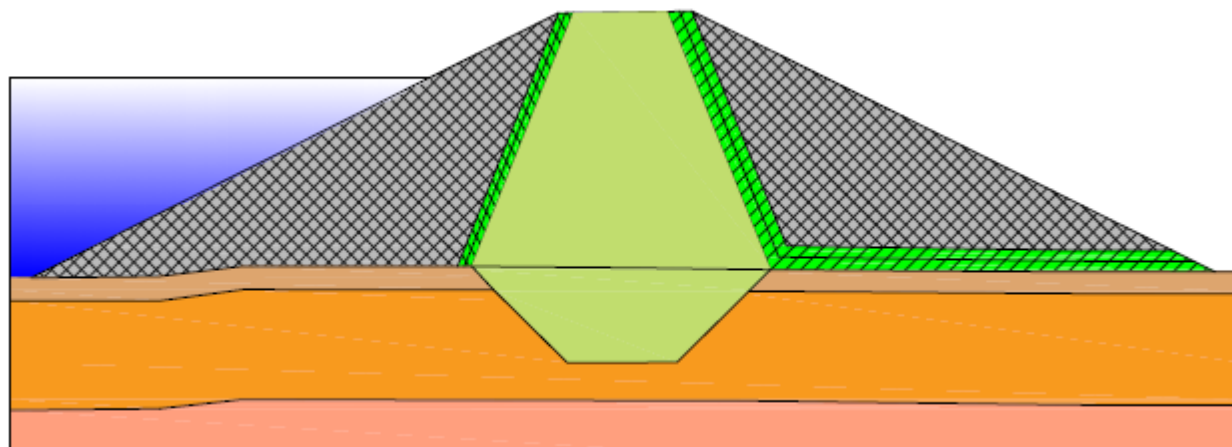
Figura 8.1.1a – Localização das seções estudadas para análise de estabilidade

Os modelos geológico-geotécnico das duas seções, com a estratigrafia do terreno, parâmetros do solo das camadas e geometria estão apresentadas nas Figuras 8.1.1b e 8.1.1c respectivamente para as seções homogênea e mista.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kN/m ²)	Phi
Aterro Homogêneo	Green	20	15	28.4
Filtros	Green with diagonal lines	17	0	36.5
Enrocamento	Black with cross-hatch	20	0	38
TN 1ª CAT	Red	20	8	33
TN 2ª CAT	Light Green	20	15	33
TN Rocha	Red	21	100	45
Rock-Fill	Blue	20	0	35
Brita	Pink	20	0	35

Figura 8.1.1b – Modelo Geológico-Geotécnico seção homogênea



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kN/m ²)	Phi
Enrocamento	Black with cross-hatch	22	0	38
Aterro Homogêneo	Green	20	13	28.4
T.N. 1ª CAT.	Orange	20	8	33
T.N. 2ª CAT.	Yellow	20	15	33
TN Rocha	Red	21	100	45
Filtros e Transições	Green with diagonal lines	17	0	36.5

Figura 8.1.1c – Modelo Geológico-Geotécnico seção mista (abraços)

8.1.2 – Situações analisadas

Para análise da estabilidade da barragem, são consideradas algumas situações de

análise na qual a barragem estará sujeita ao longo da sua operação, sendo estas etapas:

- Fim de Construção: Situação crítica na qual as poropressões geradas no interior do aterro devido ao processo de compactação ainda não foram dissipadas, o que faz com que o aterro se encontre em uma situação não drenada nas regiões de permeabilidade mais baixa, o que reduz a sua resistência. Para modelar essa situação, utiliza-se o coeficiente R_u , que relaciona a poropressão com a pressão do peso do solo, adotando-se o valor de 0,25 conforme a literatura. Esse coeficiente foi aplicado apenas ao solo compactado do aterro na seção homogênea e no núcleo da seção mista de enrocamento, pois os outros materiais, devido à sua maior permeabilidade, dissipam rapidamente qualquer excesso de poropressão;
- Em operação: Situação comum de operação, onde a dissipação das poropressões oriundas da construção da barragem já ocorreram e a percolação no interior da barragem devido ao nível da água do reservatório já se encontra em uma situação estacionária, sendo assim realizada uma análise drenada do aterro. Considerou-se nesta análise que o nível da água se encontra na cota 154,00m, relativa a soleira do vertedouro;
- Rebaixamento rápido: Situação crítica onde, devido a alguma ocorrência, há a necessidade de se rebaixar rapidamente o nível do reservatório, de forma que, devido a velocidade elevada da mudança do nível da barragem, as poropressões no talude de montante não se dissipam na mesma taxa do rebaixamento, ocasionando assim o surgimento de uma situação não drenada e inversão da direção de percolação nessa região, e consequente redução da resistência do aterro. Considerou-se para esta situação a capacidade média de vazão da tomada d'água, equivalente a $0,26\text{m}^3/\text{s}$, para modelar os estágios do nível do reservatório, utilizando-se também do estudo de Cota x Área x Volume do reservatório, gerando assim uma relação entre o volume do reservatório, a sua cota e o volume rebaixado;
- Ocorrência de sismos: Situação semelhante à situação em operação, no que tange às condições hidráulicas e de resistência do solo, mas, considerando movimentos horizontais e verticais causados por eventos sísmicos, que no geral tendem a diminuir a resistência do aterro. Desta forma, consideraram-se como coeficientes de majoração dos esforços verticais um valor de 5% e para os esforços horizontais um valor de 10%.

8.1.3 – Análise de estabilidade dos taludes

8.1.3.1 – Métodos de análise

Para analisar a estabilidade de um talude, podem ser aplicados métodos distintos de análise, sendo esses métodos divididos em métodos determinísticos e probabilísticos. Os métodos determinísticos são baseados em equações de equilíbrio-limite provenientes de uma análise física do problema, considerando a massa de solo existente e uma provável superfície de deslizamento. Já os métodos probabilísticos se utilizam de mecanismos estatísticos para a consideração das incertezas existentes nas considerações para obtenção da estabilidade do talude.

Em geral, todos os métodos de análise de estabilidade retornam como resultado um coeficiente, chamado de fator de segurança (F.S.), que é uma razão entre os esforços resistentes da massa de solo, provenientes de suas características físicas e químicas de resistência ao cisalhamento, como o ângulo de atrito e a coesão, e os esforços solicitantes, provenientes das cargas externas e internas devido ao peso próprio, existência de lençol freático, geometria e sobrecargas.

Nos métodos de equilíbrio-limite, existem abordagens específicas que devem ser aplicadas conforme a avaliação da geometria do talude. Por exemplo, os métodos do talude infinito e de Culmann são adequados para superfícies de ruptura planas. Já outros métodos, como os de Fellenius, Bishop, Janbu, Morgenstern-Price e Spencer, consideram superfícies de ruptura circulares ou não-circulares.

8.1.3.2 – Metodologia de análise

Dentro da metodologia de equilíbrio-limite escolhida para verificação do fator de segurança dos taludes da barragem analisada, o método escolhido para a análise é o de Morgenstern-Price (1965), considerado um método rigoroso e mais realista, pois utiliza as equações de equilíbrio de momentos e equilíbrio de forças, além da consideração das forças que atuam entre as fatias, sendo aplicado para superfícies de ruptura circulares e não-circulares.

Para cálculo do método, é necessária a realização de um processo iterativo, além disso, a consideração do método de que as forças entre as fatias ao longo da superfície variam conforme uma função pré-definida multiplicada por uma constante, faz com que esse método só possa ser resolvido com auxílio computacional.

Dessa forma, o software utilizado na análise é o Slide 6.0, desenvolvido pela empresa canadense Rocscience, que realiza a análise da estabilidade de taludes por diversos métodos.

Já para definição da superfície de ruptura, optou-se por obter o fator de segurança do talude analisado por meio de superfícies não circulares, assim como a automatização da procura por essas superfícies, sem a definição de uma região limitada de busca.

8.1.3.3 – Fatores de Segurança (FS)

Valores do fator de segurança inferiores a 1,0 indicam a falha do talude em questão, enquanto valores exatamente iguais a 1,0 representam uma condição de estabilidade limite, na qual qualquer variação nas cargas aplicadas pode provocar a ruptura. Já fatores de segurança superiores a 1,0 indicam que o talude está estável, e quanto maior a distância em relação a 1,0, maior será a segurança do talude, tornando-o mais resistente a possíveis problemas decorrentes de variações nas cargas atuantes.

Em relação às situações de análise anteriormente definidas, cada uma têm seus respectivos valores satisfatórios para o fator de segurança, que podem variar conforme as normas utilizadas para embasamento da análise de estabilidade, sendo este documento baseado nos valores definidos pelo *U.S. Army Corps of Engineers* (Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos), onde no manual EM-1110-2-1902, que versa sobre a estabilidade de barragens, tem-se definido valores de F.S. satisfatórios para cada situação.

Desta forma, os valores de F.S. mínimos considerados neste estudo constam na Tabela 8.1.3.3.

SITUAÇÃO ANALISADA	F.S. MÍNIMO
Fim de Construção	1,30
Em Operação	1,50
Rebaixamento Rápido	1,10
Em Operação com Atividade Sísmica	1,20

Quadro 8.1.3.3 – Fatores de segurança para análise

Fonte: U.S.Army Corps of Engineers (EM-1110-2-1902)

8.3.3.4 – Seções Analisadas

As seções escolhidas para as análises de estabilidade foram aquelas situadas na estaca 10+0,00, sendo essa a seção máxima da barragem com seção do tipo homogênea, tendo uma altura máxima em relação às fundações de 12,00m, e na estaca 6+0,00, sendo essa a seção máxima da barragem com seção zoneada, de enrocamento com núcleo argiloso, tendo uma altura nesta seção, em relação às fundações, de 11,53m.

A trincheira de vedação (cut-off), se propõe na substituição do material de uma parte do terreno de fundação por um menos permeável. Embora não exista uma norma quanto ao seu dimensionamento, segundo Cedergren (1988) a largura da base deve ser igual a $0,25 \times H$ (carga hidráulica), e no máximo 20 m. A coluna d'água (H) média da Barragem Oitis é de

8 m, nessa condição teríamos $8 \times 0,25 = 2$ m. Como essa largura é inexecutável com equipamentos de grande porte, adotaremos 5 m de base facilitando a execução.

Para uma melhor visualização das seções tipo empregadas, ver desenho 03-BO-PE-PLBA (Volume 2 – Desenhos).

8.3.3.4.1 – Seção Tipo da barragem (est. 1+0,00 a 4+10,00; 10+0,00 a 20+10,00)

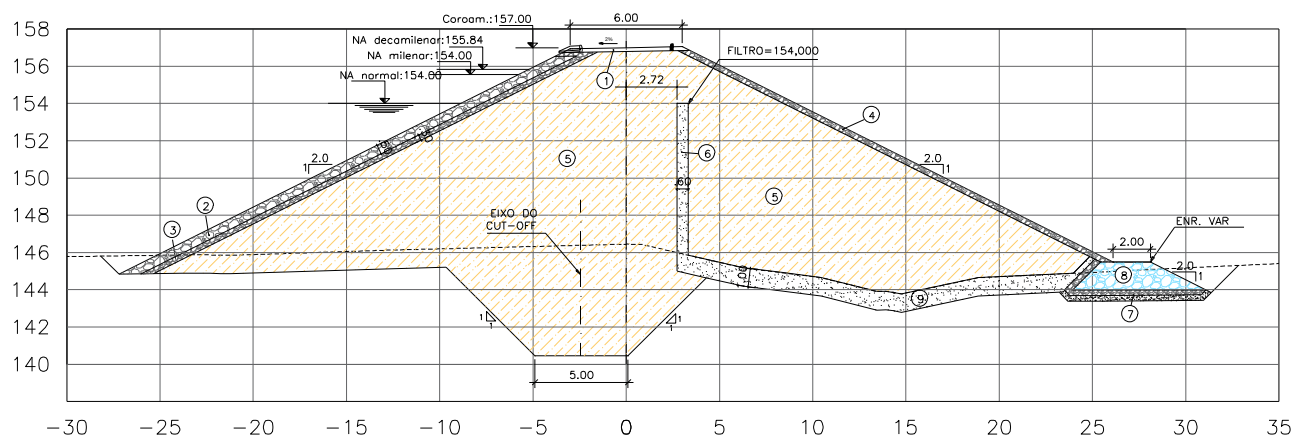


Figura 8.1 – Barragem de terra homogênea

8.3.3.4.2 – Seção Tipo da barragem (est. 5+0,00 a 6+0,00; 8+10,00 a 9+10,00)

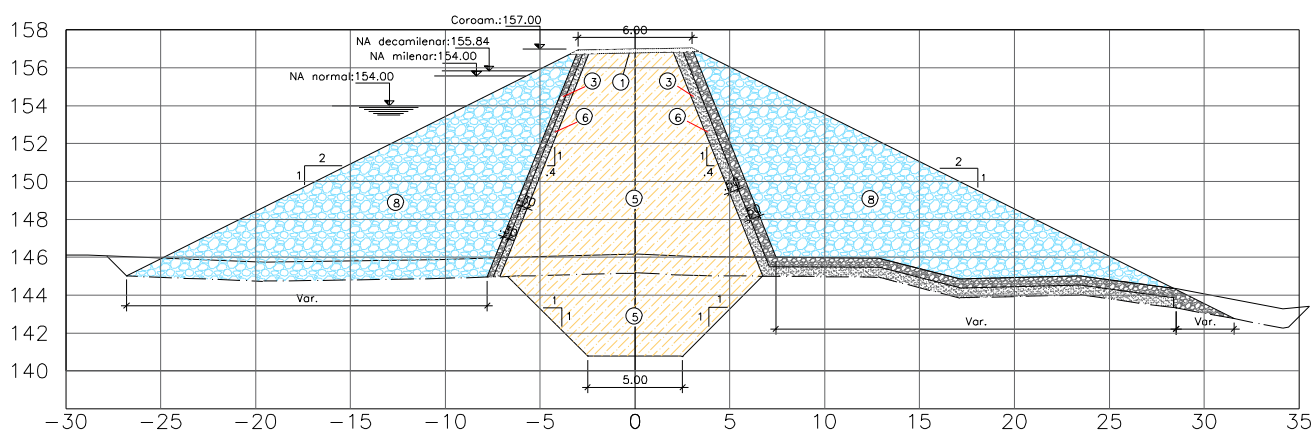


Figura 8.3.3.4.2 – Barragem de terra zoneada (abraço dos muros do vertedouro)

8.1.4 – Análise de fluxo

Os parâmetros hidráulicos de permeabilidade no aterro e camadas de solo natural foram estimadas e estão indicadas na Tabela 8.1b no capítulo dos estudos geológico-geotécnicos.

Foram feitas duas análises de fluxo, a primeira para um estado permanente, que considerou o nível de água na cota da soleira do vertedouro, e outra transiente para simular o rebaixamento rápido, que inicia igual ao estado permanente e esvazia até o volume morto. Para realização das análises de fluxo das seções, utilizou-se o software Slide 6.0, que utiliza o Método dos Elementos Finitos (MEF) para resolução dos cálculos referentes à análise de percolação de água. A Figuras 8.1.4a e 8.14b apresentam as seções transversais junto com as condições de contorno. Vale a

pena destacar que as análises consideraram a anisotropia do material do aterro.

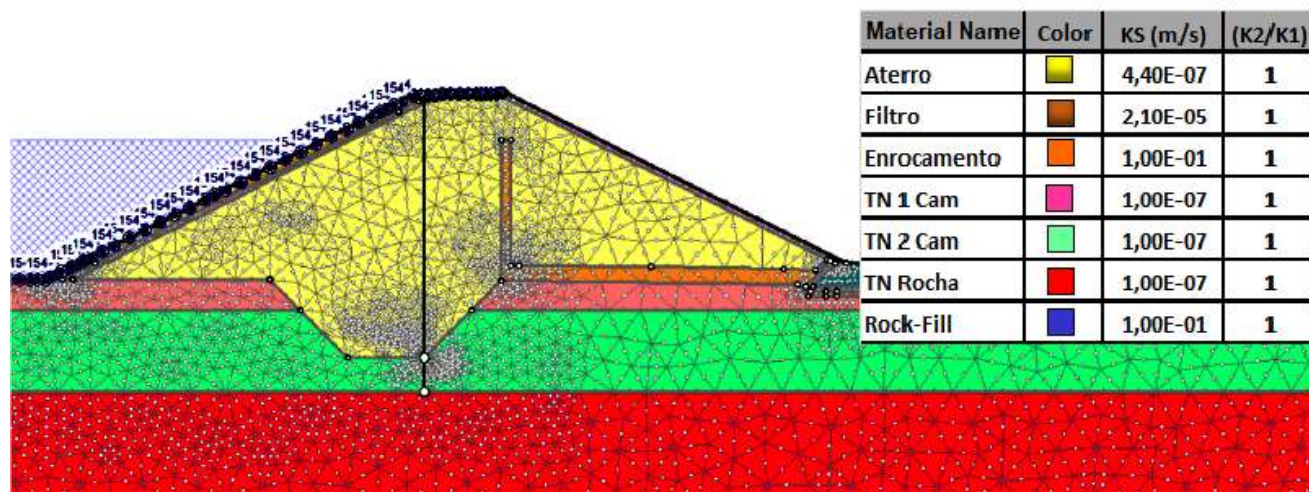


Figura 8.1.4a – Modelo para análise de fluxo (seção homogênea)

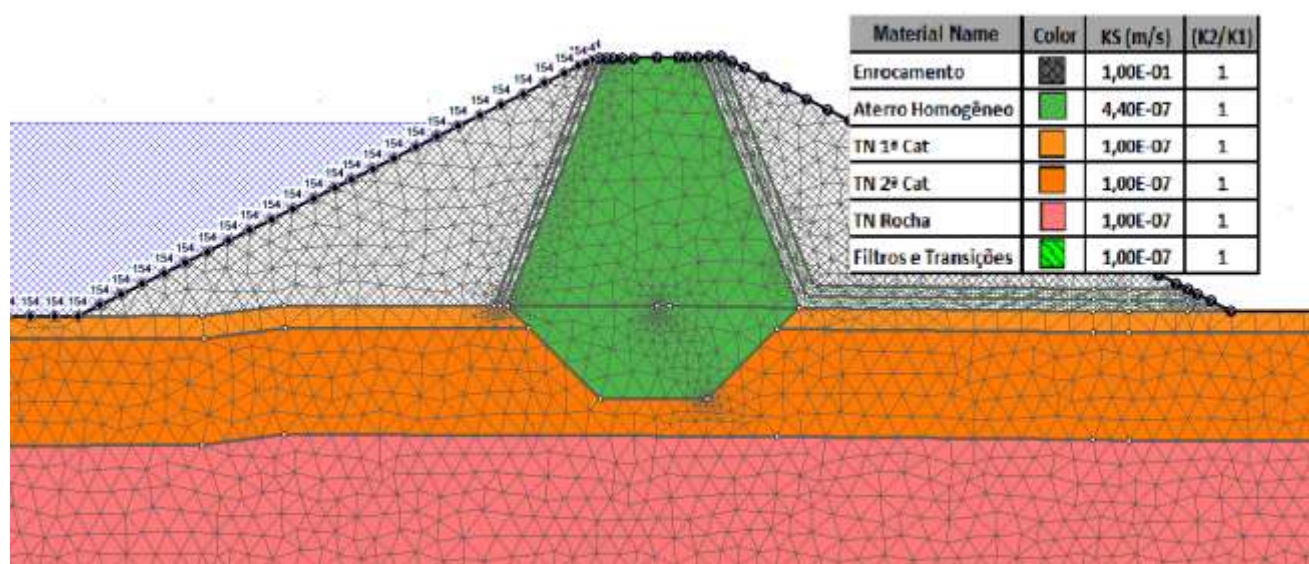


Figura 3.11.1.4b – Modelo para análise de fluxo (seção mista)

8.1.5 – Resultados

Neste capítulo são apresentados os resultados da análise de percolação no maciço da barragem e a análise de estabilidade dos taludes considerando quatro situações.

8.1.5.1 – Análise de percolação

8.1.5.1.1 – Seção homogênea

As Figuras 8.1.5.1.1a e 8.1.5.1.1b apresentam os resultados das análises de percolação para a situação em operação da seção homogênea. Nas figuras é possível visualizar as linhas de fluxo e isolinhas de carga total e poropressão.

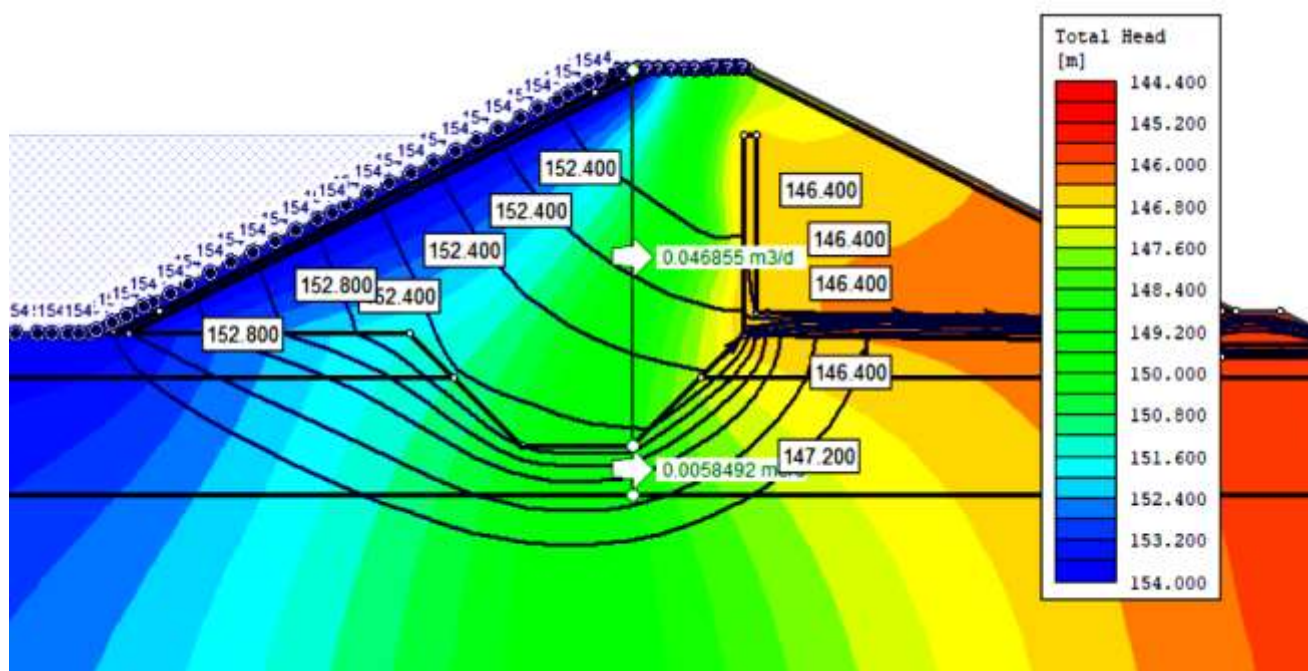


Figura 8.1.5.1.1a – Análise de Percolação – Carga total

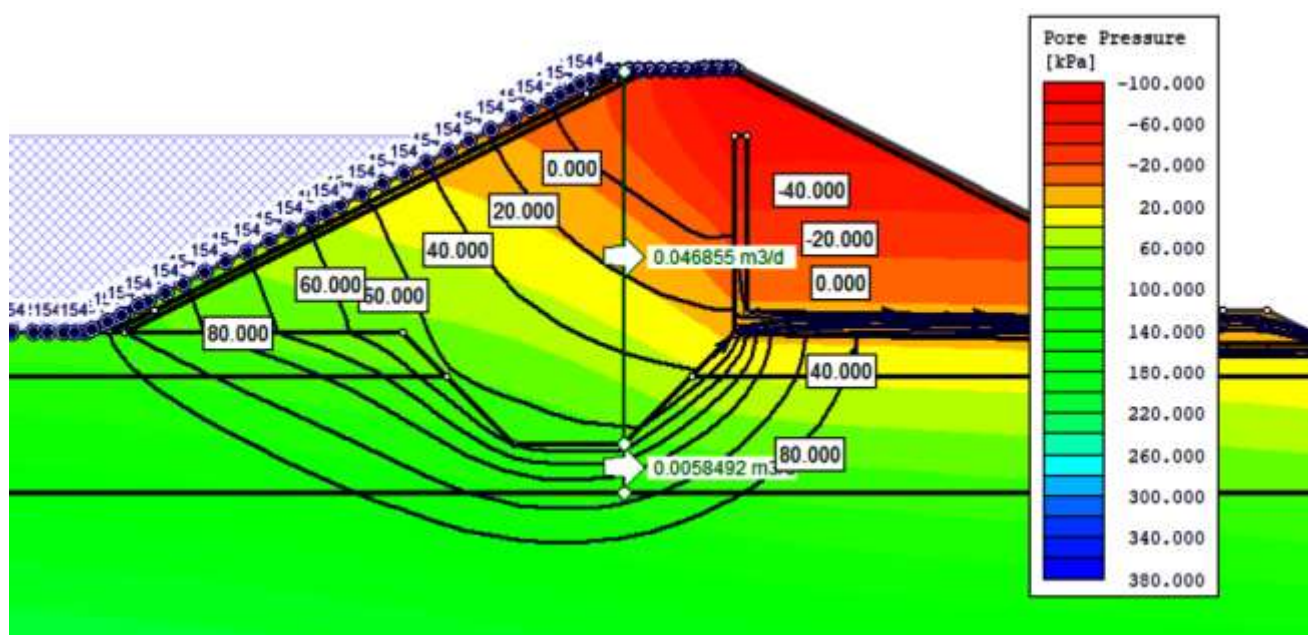


Figura 8.1.5.1.1b – Análise de Percolação – Poropressão

8.1.5.1.2 – Seção mista

As Figuras 3.11.1.5.1.2a e 3.11.1.5.1.2b apresentam os resultados das análises de percolação para a situação em operação da seção mista. Nas figuras é possível visualizar as linhas de fluxo e isolinhas de carga total e poropressão.

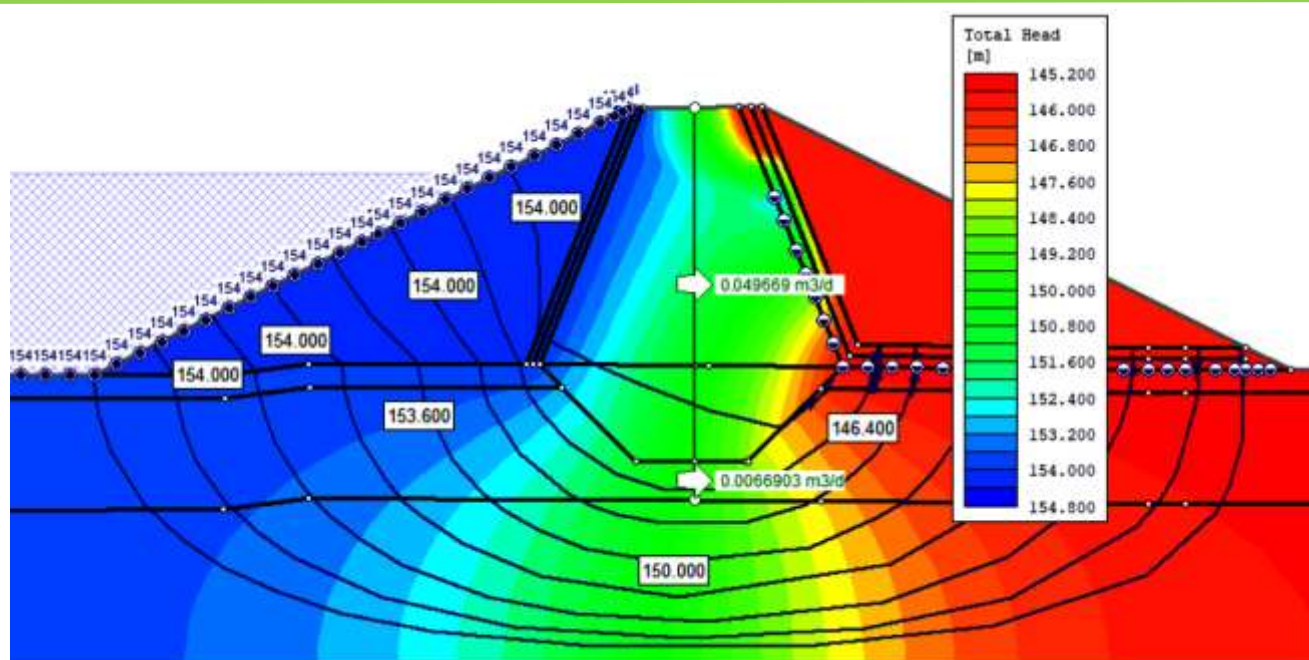


Figura 8.1.5.1.2a – Análise de Percolação – Carga total

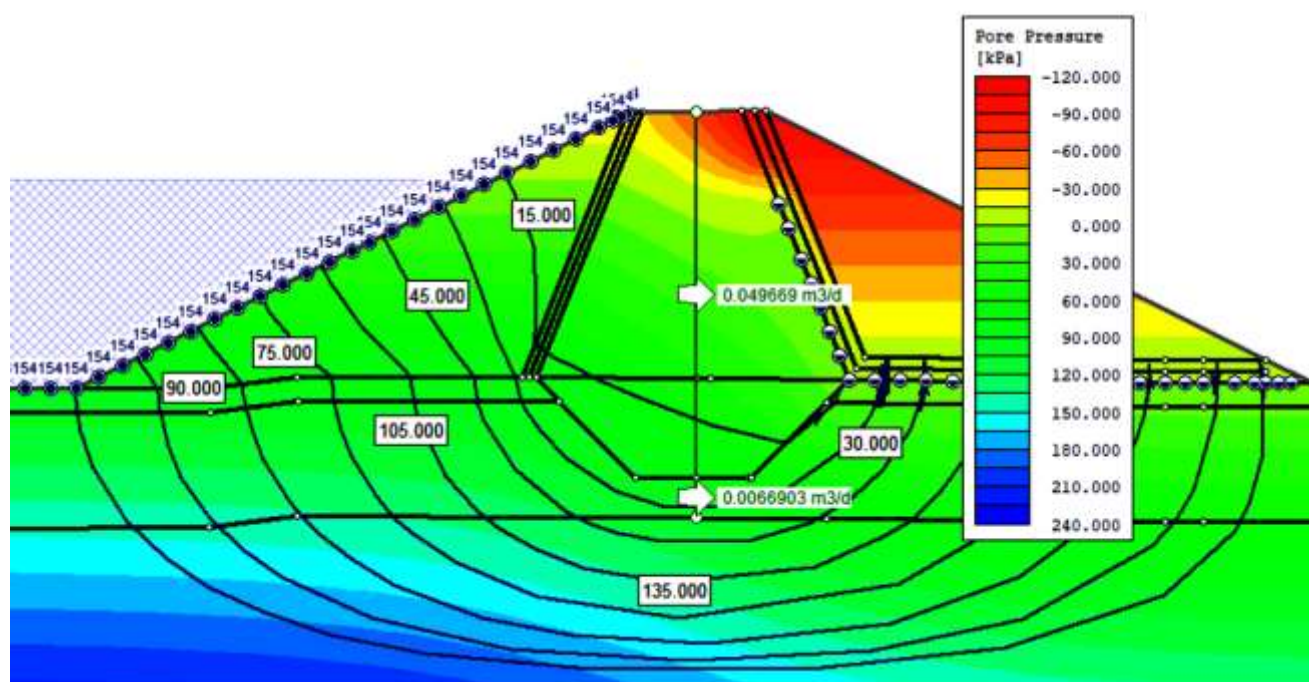


Figura 8.1.5.1.2b – Análise de Percolação – Carga total

8.1.5.1.3 – Considerações sobre a percolação encontrada

A tabela 8.1.5.1.3 abaixo descreve o resultado da análise de percolação utilizando os dois tipos de seções, com o volume percolado através do maciço de terra e pela fundação.

Tipo de seção	Vazões (m³/dia)		k (m/s)		Vazão (l/min)	
	Maciço	Fundação	Maciço	Fundação	Maciço	Fundação
Homogênea	0,046855	0,0058492	5,423E-07	6,7699E-08	0,033	0,004
Mista	0,049669	0,0066903	5,7487E-07	7,7434E-08	0,034	0,005

Tabela 8.1.5.1.3 – Vazões através do maciço

A vazão encontrada é bastante pequena. Revisando os resultados encontrados na Seção 3.5 (Estudo de percolação pela barragem e fundação), usados para o dimensionamento do filtro vertical e do tapete drenante, onde diretamente, foram usados os índices de permeabilidade encontrados nos ensaios de laboratório e pelos ensaios de perda d'água da fundação, temos:

Para o filtro vertical.

$$L = \frac{Q}{K \cdot 1} = \frac{5,42 \cdot 10^{-7}}{1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 1,00} = 0,045 \text{ m}$$

Onde:

L = Largura do filtro

Q = Vazão pelo maciço

K = coeficiente de infiltração encontrado para o material filtrante (areia)

Obs: A seção analisada é representada para uma faixa unitária de 1,00m, motivo pelo qual é usada essa constante no denominador.

Para o tapete drenante.

$$h_b = \sqrt{\frac{Q \cdot L}{K}} = \sqrt{\frac{6,1 \cdot 10^{-7} \cdot 18,35}{1,2 \cdot 10^{-5}}} = 0,97 \text{ m}$$

Onde:

L = Largura do filtro

Q = Vazão pelo maciço

K = Coeficiente de infiltração encontrado para o material filtrante (areia)

Percebe-se que os valores encontrados não apresentam variações significativas quando comparados ao encontrado na seção 3.5. Logo, permanecem a espessura do filtro vertical de 0,60m e do tapete drenante (filtro horizontal) de 1,00 m.

8.1.5.2 – Análise de estabilidade de taludes

8.1.5.2.1 – Seção homogênea

A Tabela 8.1.5.2.1 apresenta o resumo das análises de estabilidade realizadas nos taludes da barragem para as situações consideradas.

Seção Homogênea				
Situação	FS Mín	Montante	Jusante	Situação
Final de Construção	1,3	1,435	1,454	Estável
Regime de Operação	1,5	-	1,579	Estável
Sismo	1,2	-	1,285	Estável
Rebaixamento Rápido	1,1	1,376	-	Estável

Quadro 8.1.5.2.1 – Resumo - Análise de estabilidade - Seção Homogênea

Os fatores de segurança mínimos admissíveis foram definidos com base na discussão apresentada no item 8.1.3.3 deste documento.

As Figuras **8.1.5.2.1a** a **8.1.5.2.1h** apresentam as superfícies potenciais de ruptura para cada hipótese estudada.

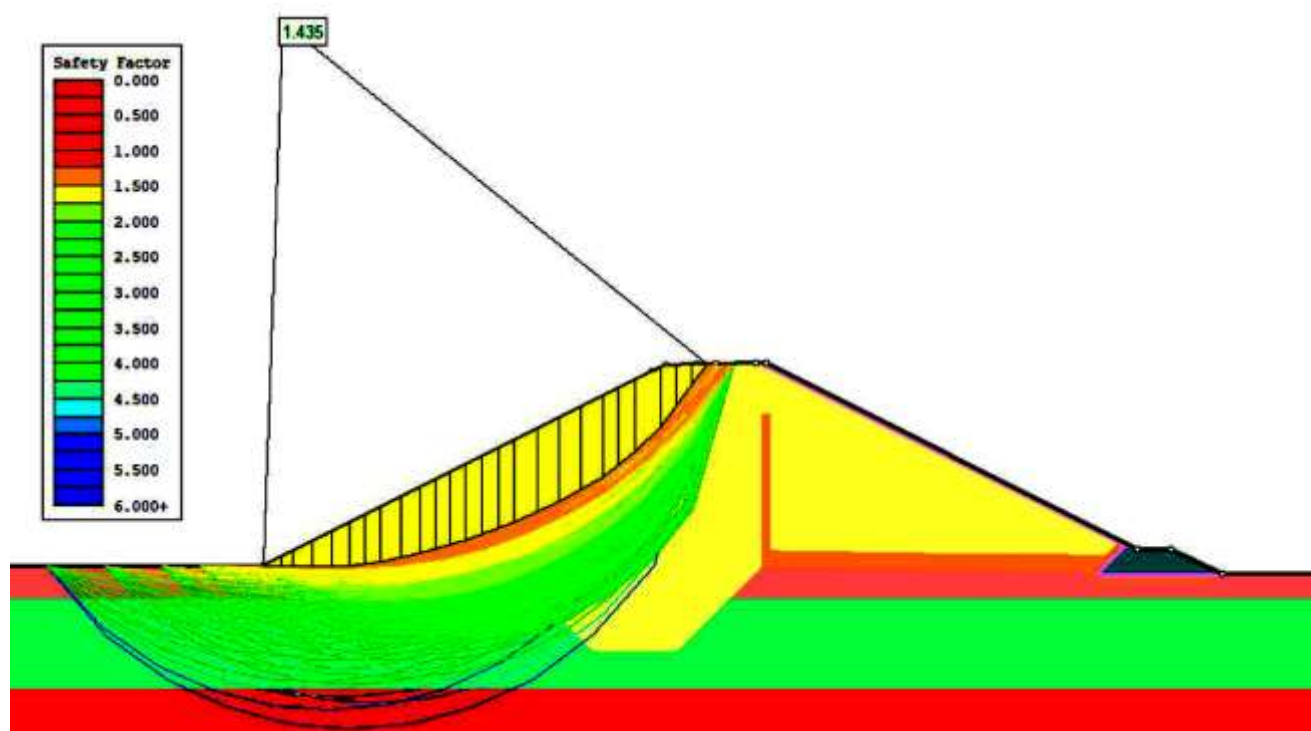


Figura 8.1.5.2.1a – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,435 – Seção Homogênea - Final de construção - Montante

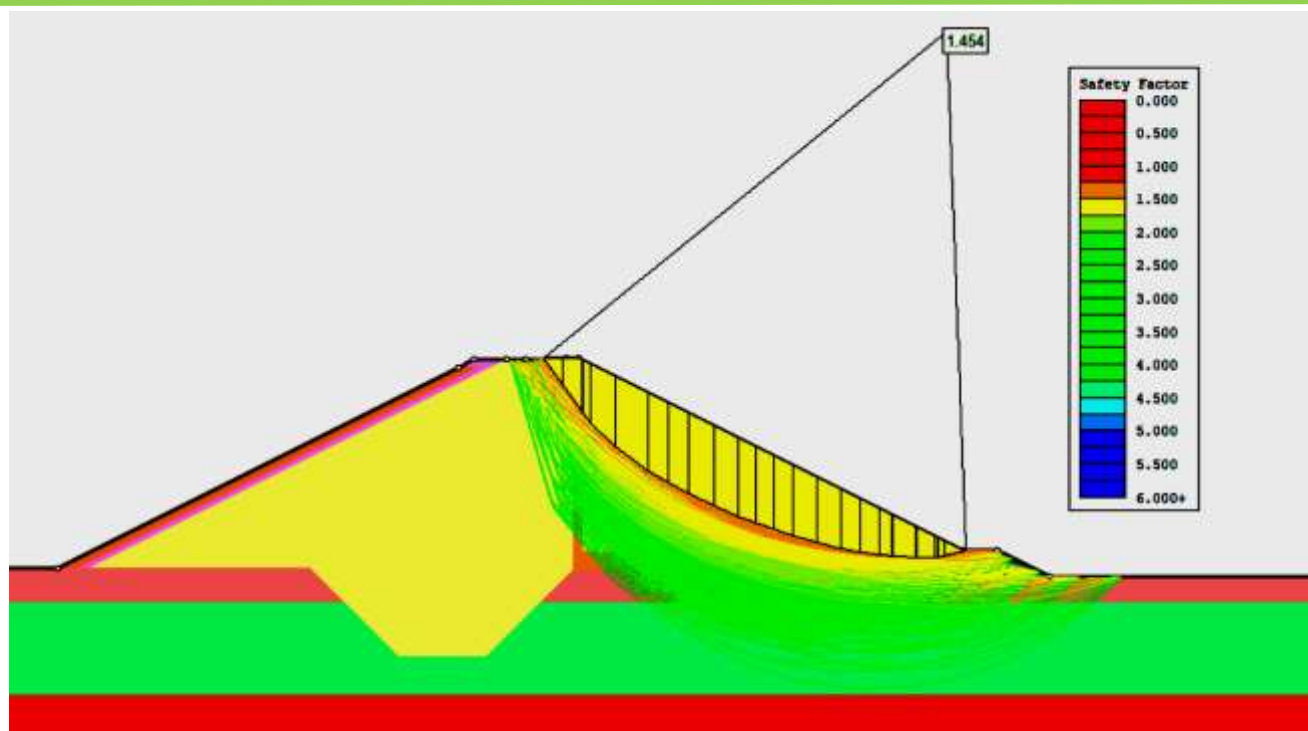


Figura 8.1.5.2.1b – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,454 – Seção Homogênea - Final de construção - Jusante

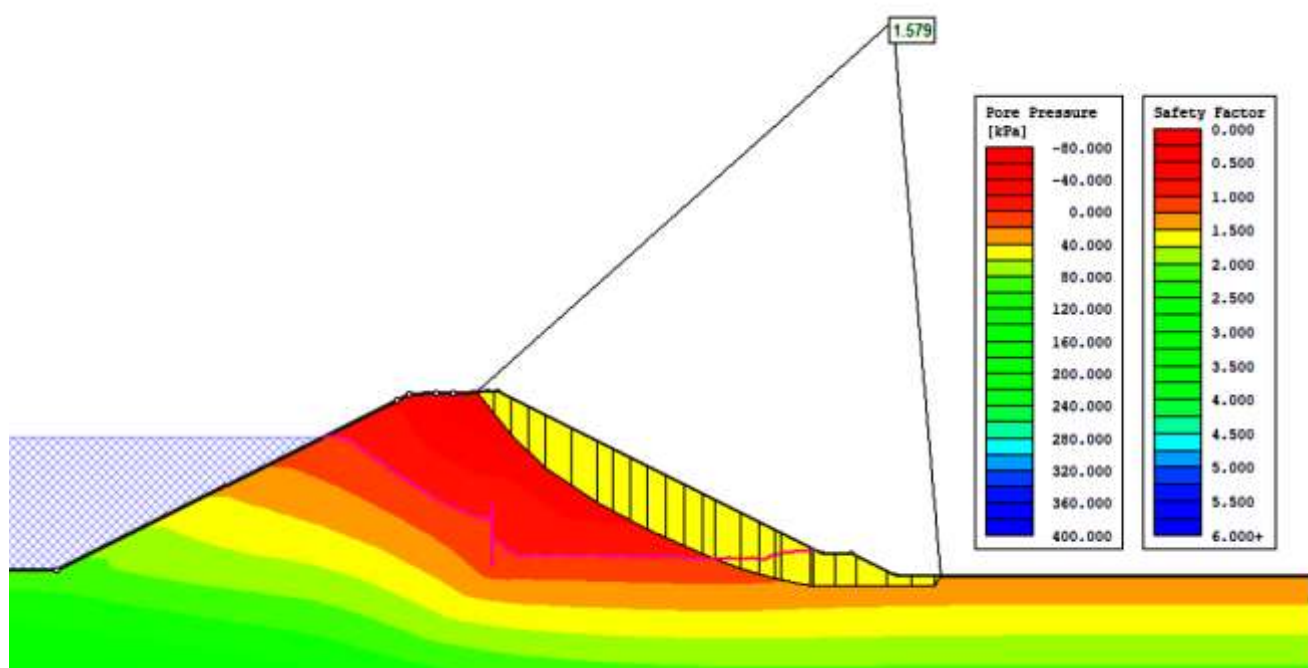


Figura 8.1.5.2.1c – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,579 – Seção Homogênea - Regime de Operação - Jusante

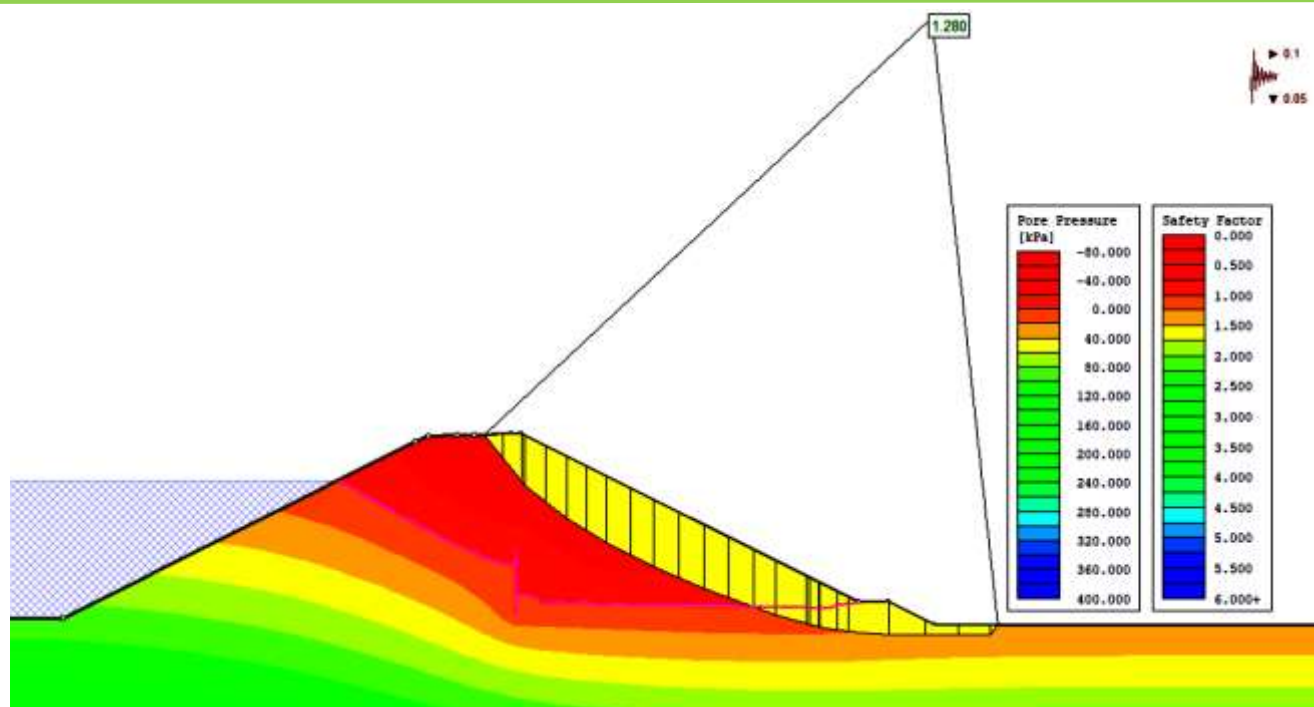


Figura 8.1.5.2.1d – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,280 – Seção Homogênea - Regime de Operação com Sismo - Jusante

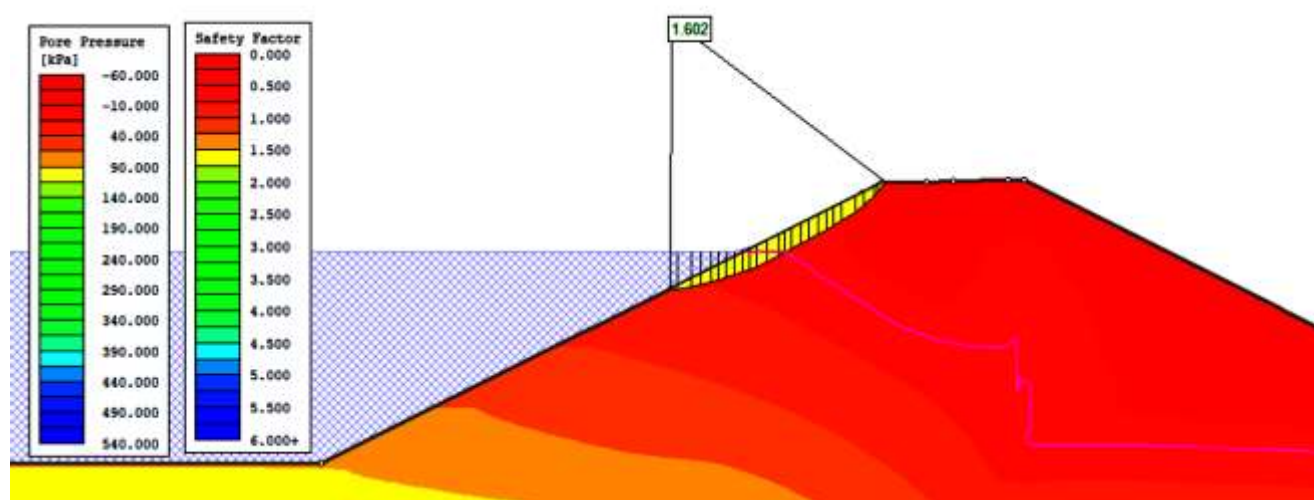


Figura 8.1.5.2.1e – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,602 – Seção Homogênea - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 0)

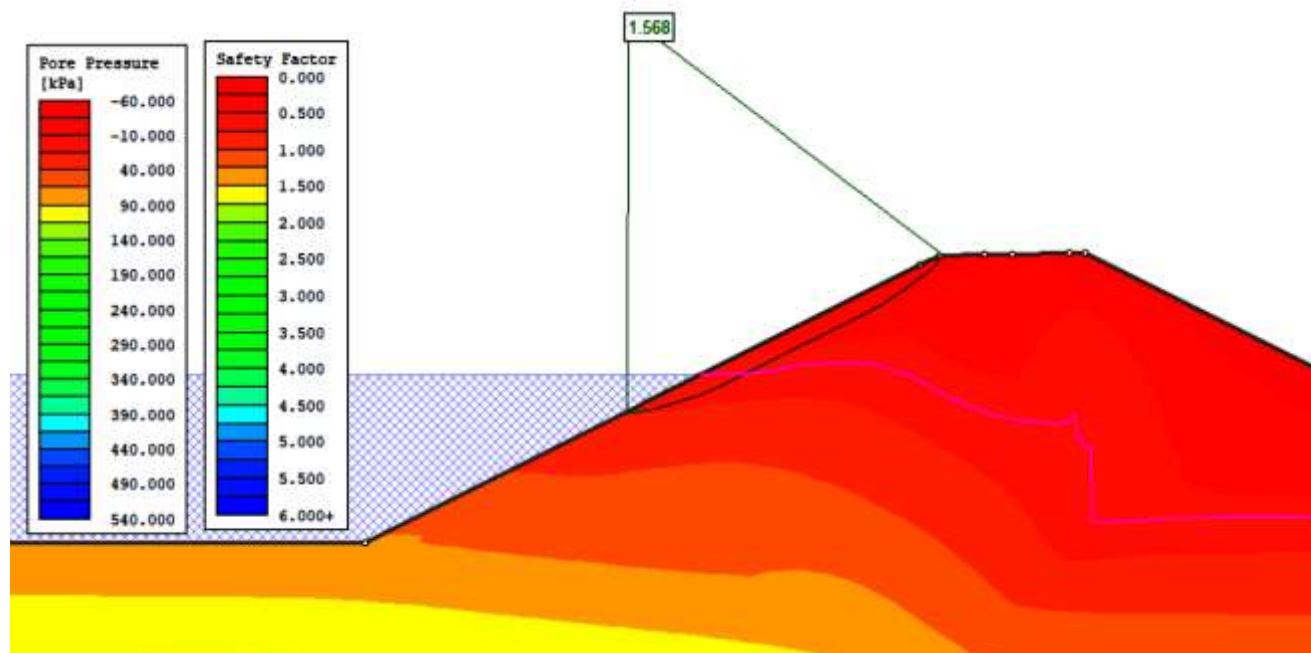


Figura 8.1.5.2.1f – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,568 – Seção Homogênea - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 40)

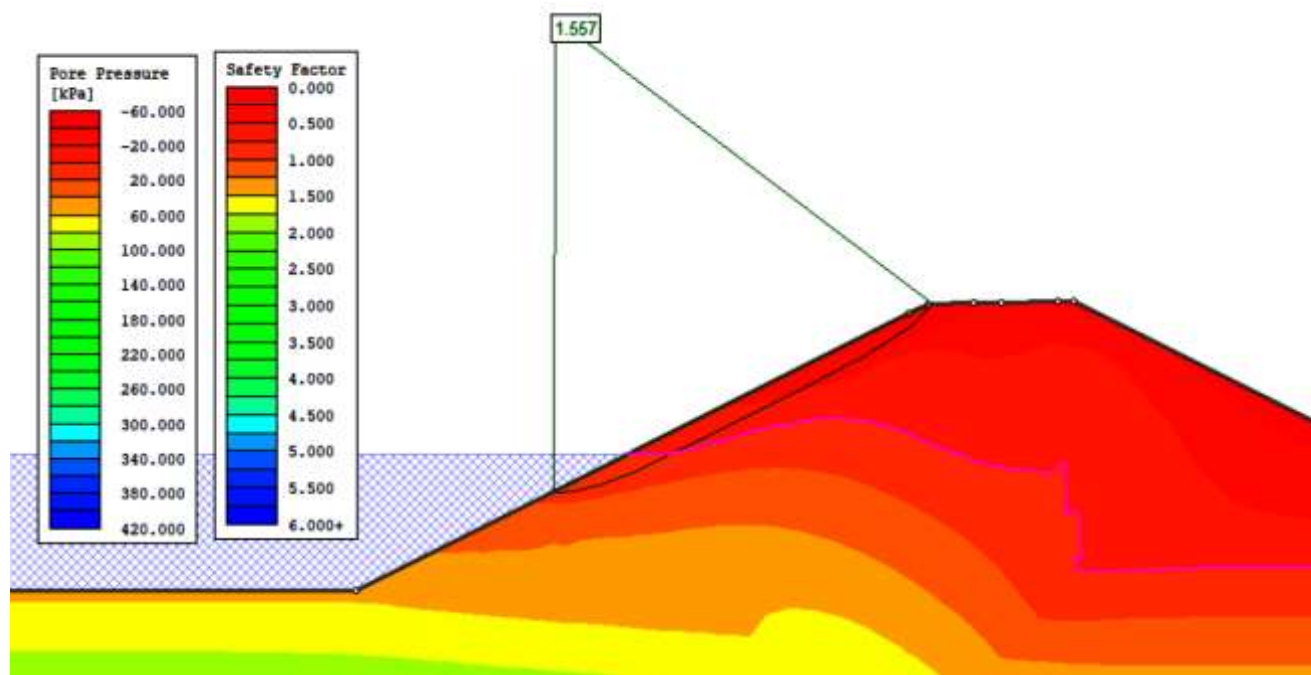


Figura 8.1.5.2.1g – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,557 – Seção Homogênea - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 80)

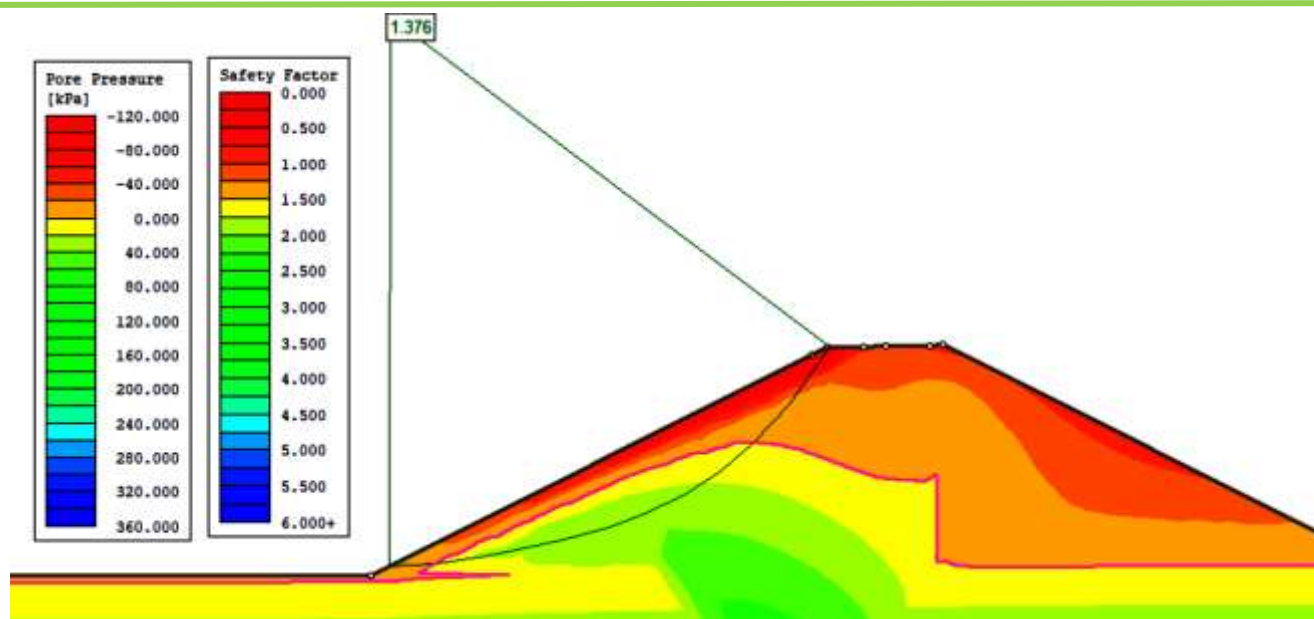


Figura 8.1.5.2.1h – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,376 – Seção Homogênea - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 104)

8.1.5.2.2 – Seção mista

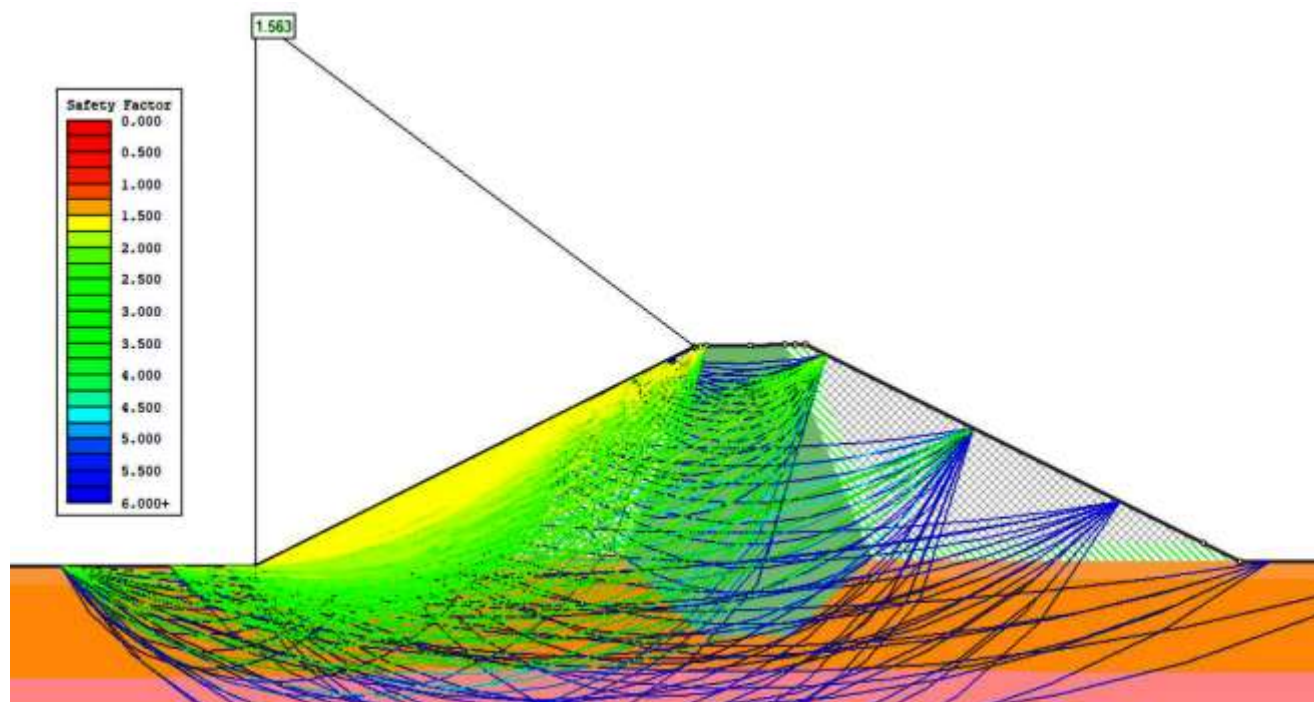
A Tabela 8.1.5.2.2 apresenta o resumo das análises de estabilidade realizadas nos taludes da barragem para as situações consideradas.

Seção Mista				
Situação	FS Mín	Montante	Jusante	Situação
Final de Construção	1,3	1,563	1,509	Estável
Regime de Operação	1,5	-	1,516	Estável
Sismo	1,2	-	1,211	Estável
Rebaixamento Rápido	1,1	1,479	-	Estável

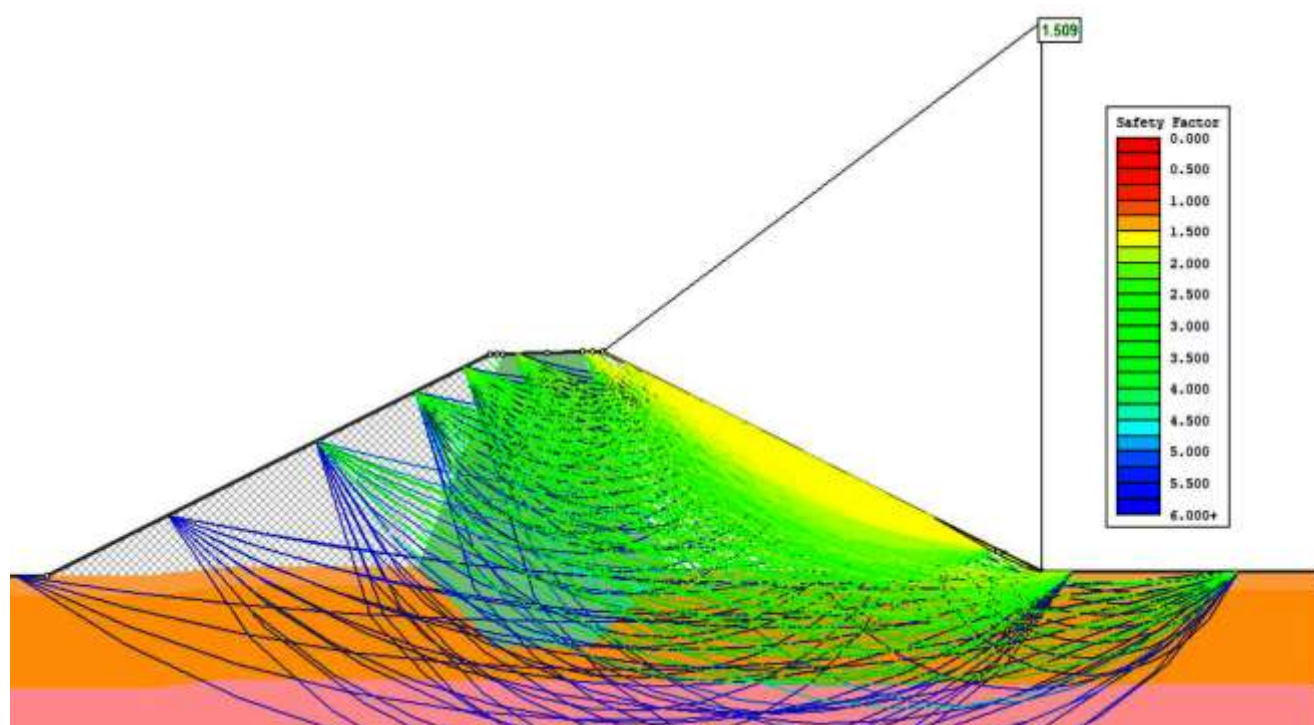
Quadro 8.1.5.2.2 – Resumo - Análise de estabilidade - Seção mista

Os fatores de segurança mínimos admissíveis foram definidos com base na discussão apresentada no item 3.11.1.3.3 deste documento.

As Figuras **8.1.5.2.2a** a **8.1.5.2.2f** apresentam as superfícies potenciais de ruptura para cada hipótese estudada.



**Figura 8.1.5.2.2a – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,563 - Seção Mista -
Final de construção - Montante**



**Figura 8.1.5.2.2b – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,509 - Seção Mista - Final de construção -
Jusante**

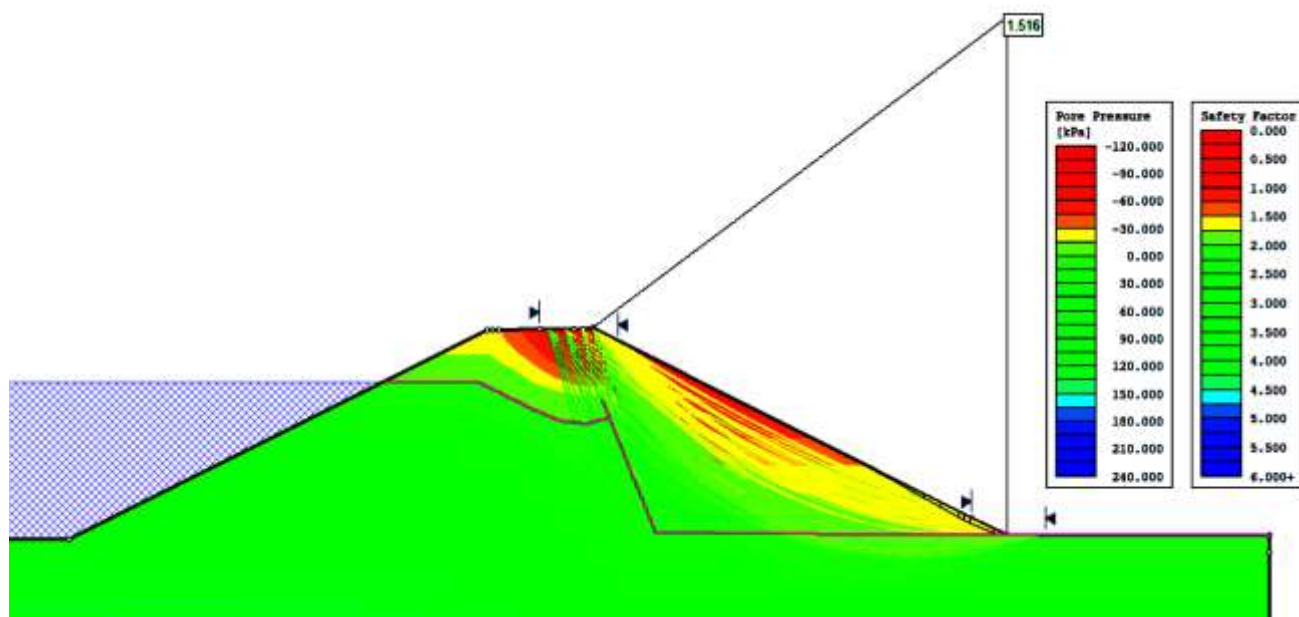


Figura 8.1.5.2.2c – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,516 - Seção Mista - Regime de Operação - Jusante

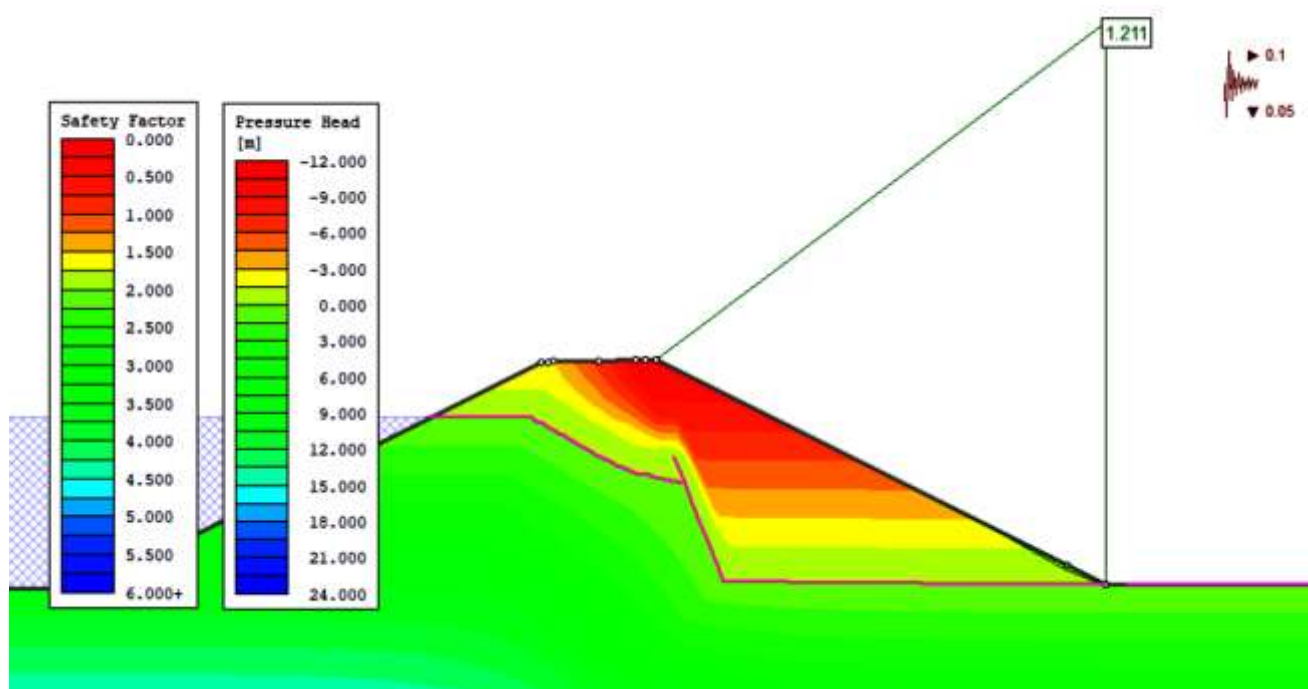


Figura 8.1.5.2.2d – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,211 - Seção Mista - Regime de Operação com Sismo - Jusante

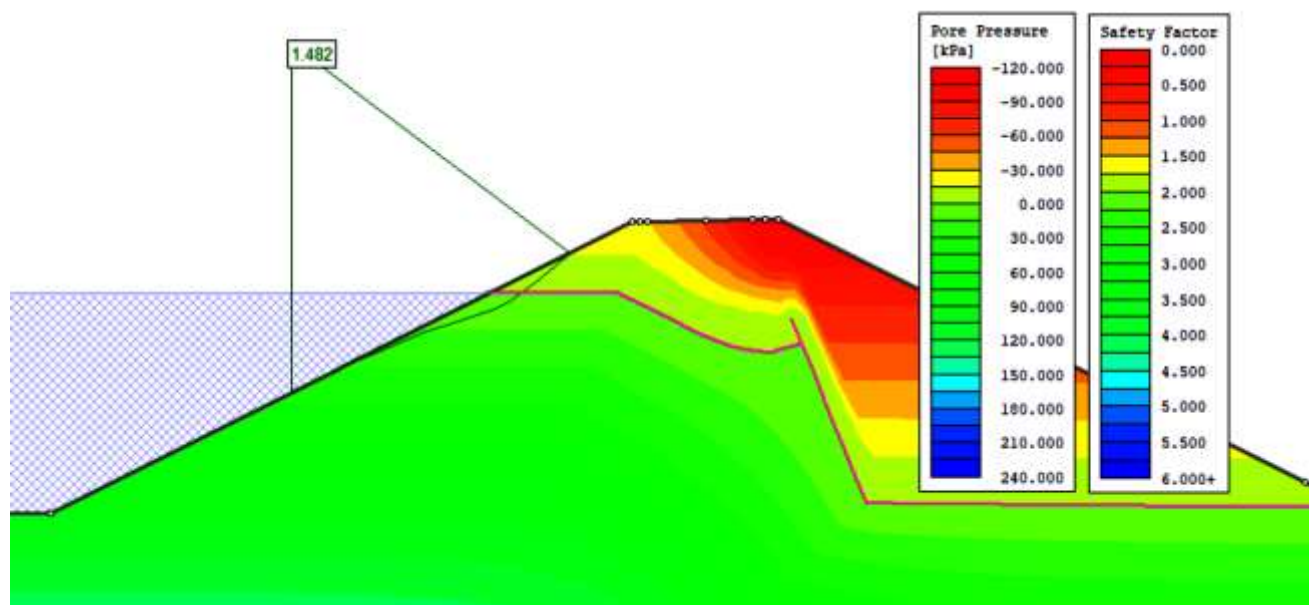


Figura 8.1.5.2e – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,482 - Seção Mista - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 0)

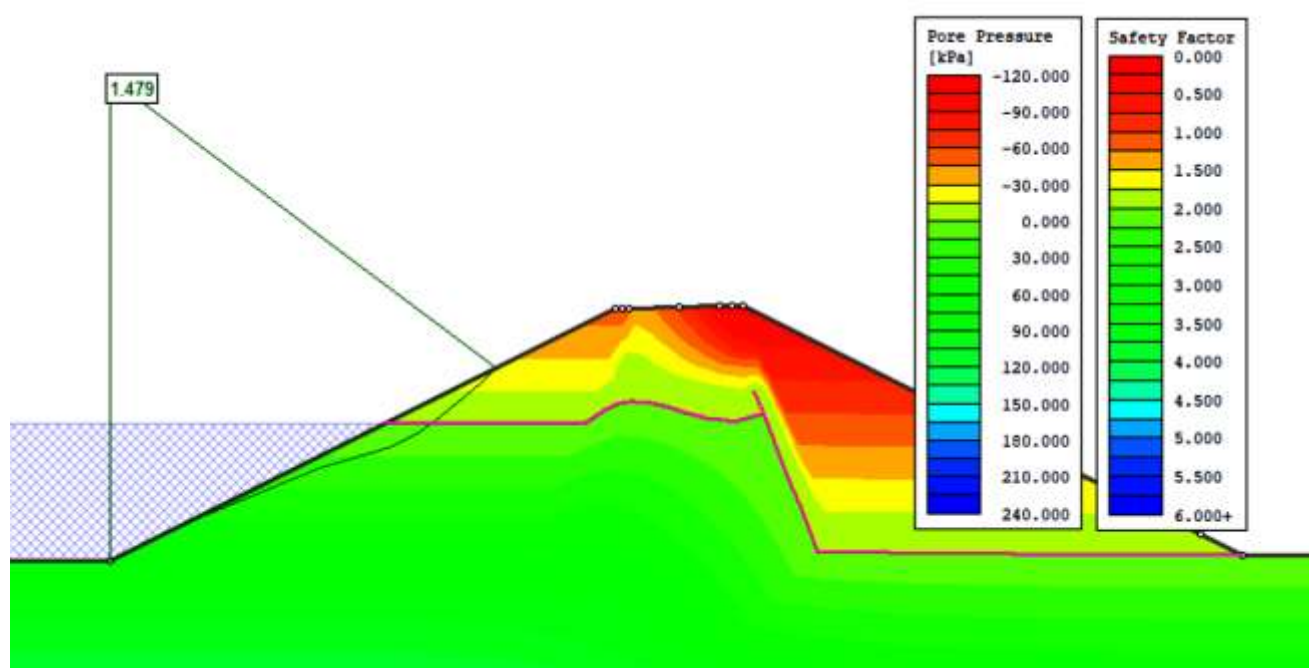


Figura 8.1.5.2f – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,479 - Seção Mista - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 60)

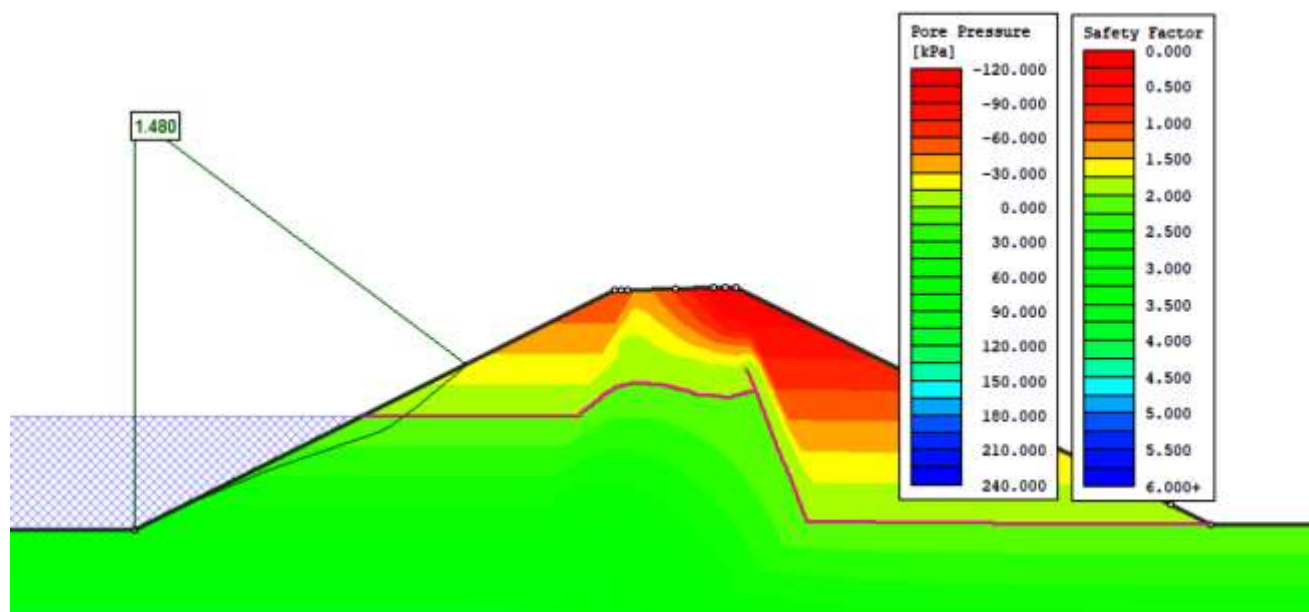


Figura 8.1.5.2g – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,480 - Seção Mista - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 80)

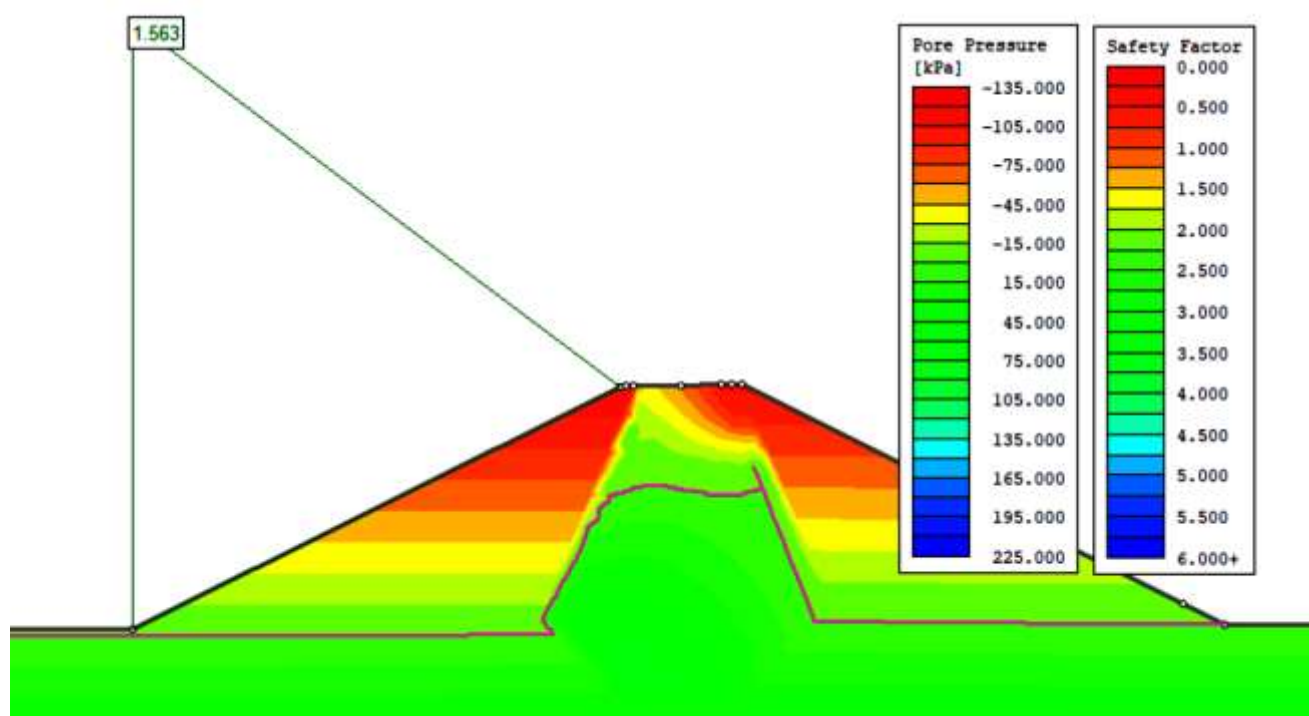


Figura 8.1.5.2h – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,563 - Seção Mista - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 104)

Observa-se que, na seção mista composta por enrocamento com núcleo argiloso, a superfície potencial de ruptura apresentou uma geometria plana. Esse comportamento é consistente com o padrão esperado para materiais não coesivos, que geralmente exibem superfícies de ruptura planas devido à sua natureza estrutural.

Além disso, a análise demonstra que problemas relacionados à geração de excessos de poropressão não têm influência significativa nesta seção. Isso se deve à alta permeabilidade do material de enrocamento, que facilita o escoamento da água e previne a acumulação excessiva de pressão nos poros. A boa drenagem proporcionada pelo enrocamento impede a formação de excesso de poropressão nas seções enrocadas, contribuindo para a estabilidade geral da estrutura.

8.1.6 – Conclusões da análise de estabilidade

Com base nos resultados apresentados, é possível tirar as seguintes conclusões sobre a Barragem Oitis, localizada no município de Mucambo.

O material utilizado no corpo do aterro da barragem foi classificado como argila de baixa plasticidade (CL), com base nos ensaios de caracterização das amostras retiradas nas jazidas de solo. As sondagens realizadas ao longo do barramento permitiram delinear a estratigrafia do terreno que auxiliaram na estimativa dos parâmetros geotécnicos do solo.

É importante destacar que os parâmetros dos materiais utilizados para verificação da resistência ao cisalhamento foram estimados, com base em valores e correlações disponíveis na literatura.

No estudo de fluxo, foram avaliadas as vazões que atravessam as seções transversais máximas do aterro homogêneo e de enrocamento. Na seção homogênea, identificaram-se as vazões de 0,04 e 0,006 m³/dia, localizadas no maciço da barragem e na região entre o cutoff e a camada rochosa, respectivamente. Além disso, para a seção homogênea, observou-se que o fluxo existente no corpo da barragem é interceptado pelo filtro, que, ao operar corretamente, impede a saturação do solo a jusante. Essa funcionalidade contribui significativamente para a estabilidade dos taludes a jusante. Já na seção mista, foram observadas as vazões 0,05 e 0,007 m³/dia, localizadas no maciço da barragem e na região entre o cutoff e a camada de rocha, respectivamente.

Por fim, os cálculos de estabilidade não indicaram fatores de segurança inferiores a 1,0, evidenciando que os taludes não estão em risco iminente de ruptura. Além disso, os fatores de segurança obtidos estão dentro dos limites mínimos exigidos, conforme descrito no item 8.1.3.3 para cada condição analisada.

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.
- 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).
- Hydrologic Modeling System (HEC-HMS)*. v4.11. 2023. *US Army Corps of Engineers*. Disponível em < <https://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/> >.
- 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.
- INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA (INMET). Normais Climatológicas do Brasil, 1981-2020, 2020, 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.
- Negreiros, J. R. Q., & Lima Neto, I. E. Relações simplificadas para estimativa do assoreamento de reservatórios
- Secretaria dos Recursos Hídricos (SRH), Plano Estadual dos Recursos Hídricos (PLANERH 2005), Fortaleza, SRH, 2005.
- 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.