

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 C – PROJETO EXECUTIVO
VOLUME 1 – MEMORIAL DESCRITIVO**

Fortaleza

Fevereiro/2025

SUMÁRIO

1 – INTRODUÇÃO	16
1.1 – Contextualização do Projeto da Barragem	16
1.2 – Localização e Acesso	16
1.3 – Características Técnicas da Barragem Oitis	18
2 – ANÁLISE DOS ESTUDOS BÁSICOS	21
2.1 – Cartografia.....	21
2.1.1 – Cartografia Existente	21
2.1.1.1 – Cartografia Disponível	21
2.1.1.2 – Análise da Documentação Cartográfica.....	22
2.1.2 – Estudos Cartográficos	23
2.1.2.1 – Metodologia do Levantamento.....	23
2.1.2.2 – Planejamento do Apoio de Campo	24
2.1.2.3 – Levantamento de Campo.....	24
2.1.2.4 – Processamento da Imagem e Geração do MDS	25
2.1.3 – Elementos produzidos	26
2.1.3.1 – Apoio terrestre	27
2.1.3.1.1 – Introdução.....	27
2.1.3.2 – Rastreamento da base.....	28
2.1.3.3 – Referências Normativas.....	29
2.1.4 – Documentos	29
2.2 – Estudos topográficos	29
2.2.1 – Metodologia e execução.....	29
2.2.1.1 – Transporte de cotas e coordenadas	30
2.2.1.2 – Levantamento da barragem e o vertedouro.....	31
2.2.1.3 – Levantamento da Área do Eixo Barrável	34
2.3 – Estudos Geológicos-Geotécnicos.....	35

2.3.1 – Geologia Regional	35
2.3.2 – Geologia local	36
2.3.3 – Características geomorfológicas.....	37
2.3.4 – Investigação da fundação da barragem.....	37
2.3.4.1 – Metodologia utilizada para as sondagens.....	37
2.3.4.2 – Ensaio de perda d’água específica	38
2.3.5 – Procedimentos de campo	39
2.3.5.1 – Sondagens realizadas	40
2.3.6 – Considerações.....	41
2.3.7 – Investigação do local do vertedouro	42
2.3.8 – Materiais naturais de construção	42
2.3.8.1 – Materiais terrosos	42
2.4 – Estudos Hidrológicos.....	46
2.4.1 – Metodologia utilizada para coleta de dados.....	46
2.4.2 – Caracterização física da bacia.....	46
2.4.2.1 – Índice de forma da bacia.....	48
2.4.3 – Estudos hidroclimáticos	50
2.4.3.1 – Principais parâmetros	50
2.4.3.1.1 – Temperatura	50
2.4.3.1.2 – Umidade relativa	52
2.4.3.1.3 – Insolação.....	52
2.4.3.1.4 – Ventos.....	53
2.4.3.1.5 – Evaporação.....	54
2.4.3.1.6 – Evapotranspiração potencial máxima e real	54
2.4.4 – Sinopse climatológica	55
2.4.5 – Estudos pluviométricos.....	56
2.4.5.1 – Dados utilizados	56

2.4.5.2 – Caracterização do Regime Pluviométrico	56
2.4.5.2.1 – Nível Diário	56
2.4.5.2.2 – Chuvas Intensas	60
2.4.6 – Estudos das cheias.....	62
2.4.6.1 – Introdução.....	62
2.4.6.2 – Metodologia	62
2.4.6.2.1 – Ajuste da chuva pontual para toda bacia	63
2.4.6.2.2 – Cálculo da chuva virtual de 24h de duração (P24)	64
2.4.6.2.3 – Estudo das cheias pelo Método do Hidrograma Unitário Triangular (HUT) do Soil Conservation Service (SCS)	65
2.4.6.2.4 – Tempo de Concentração.....	66
2.4.6.2.5 – Hidrograma Unitário Triangular.....	66
2.4.6.2.6 – Excesso de Precipitação.....	67
2.4.6.2.7– Hidrograma Total Afluente	68
2.4.7 – Volume afluente.....	69
2.4.7.1 – Rendimento pluvial da bacia.....	69
2.3.7.2 – Volume afluente escoado.	70
2.4.7.3 – Volume de acumulação do reservatório.....	70
2.4.8 – Dimensionamento hidrológico do reservatório.....	72
2.4.8.1 – Metodologia	72
2.4.8.2 – Lâmina de evaporação	72
2.4.8.3 – Fator de Forma da Bacia (α).....	73
2.4.8.4 – Fator Adimensional de Evaporação (F_e)	74
2.4.8.5 – Relação Volume Regularizado X Capacidade de Reserva.....	74
2.4.9 – Estudo de propagação das cheias.....	76
2.4.9.1 – Metodologia	76
2.4.9.2 – Dados	77

2.4.9.3 – Determinação da Hidrógrafa Efluente.....	78
2.4.9.4 – Cálculo da folga	83
2.4.10 – Conclusão da Hidrologia.....	84
3 – PROJETO EXECUTIVO.....	85
3.1 – Cálculo da cota e largura do coroamento	85
3.2 – Escolha da inclinação dos taludes.....	86
3.3 – Cálculo do Rip-Rap	87
3.3.1 – Tamanho dos blocos para utilização no Rip-Rap	87
3.4 – Determinação da linha freática	90
3.5 – Estudo de percolação pela barragem e fundação	93
3.6 – Dimensionamento do filtro vertical.....	96
3.7 – Dimensionamento do tapete horizontal	97
3.8 – Cota do volume morto	98
3.9 – Tomada d’água.....	99
3.9.1 – Dimensionamento Hidráulico da galeria.	99
3.9.2 – Dimensionamento Estrutural	112
3.9.3 – Canal da tomada d’água.....	113
3.10 – Dimensionamento do sangradouro.....	115
3.10.1 – Dimensionamento do vertedouro.....	117
3.10.1.1 – Dimensionamento do vertedouro	117
3.10.2 – Curvas do perfil de montante.....	120
3.10.3 – Determinação do ponto B da curva reversa	120
3.10.2 – Dimensionamento da bacia hidráulica	122
3.10.3 – Dimensionamento da altura do muro lateral em jusante da bacia de dissipação	125
3.10.4 – Cálculo da cota da soleira da bacia	126
3.10.5 – Cálculo da cota do nível na saída da bacia de dissipação (curva de remanso)	

.....	127
3.10.5 – Dimensionamento do Enrocamento.....	133
3.10.6 – Análise da Estabilidade da seção do vertedouro.....	134
3.10.6.1 – Análise da seção na cheia decamilenar.....	136
3.10.6.1.1 – Verificação ao tombamento	136
3.10.6.1.2 – Verificação a flutuação.....	138
3.10.6.1.3 – Verificação ao deslizamento	138
3.10.6.1.4 – Tensões no solo.....	139
3.10.6.2 – Análise da seção na cota de soleira (NA=154.000).....	139
3.10.6.2.1 – Verificação ao tombamento	140
3.10.6.2.2 – Verificação a flutuação.....	140
3.10.6.2.3 – Verificação ao deslizamento	141
3.10.6.2.4 – Tensões no solo.....	141
3.10.6.3 – Análise da Estabilidade dos Muros Laterais	142
3.10.6.3.1 – Verificação de segurança quanto ao tombamento.....	144
3.10.6.3.2 – Verificação quanto ao deslizamento	145
3.10.6.3.3 – Verificação da segurança a ruptura do solo.....	145
3.10.7 – Dimensionamento dos chumbadores da bacia de dissipação	147
3.11 – Barragem de Terra	149
3.11.1 – Análise de estabilidade	150
3.11.1.1 – Modelo Geológico – Geotécnico	151
3.11.1.2 – Situações analisadas	153
3.11.1.3 – Análise de estabilidade dos taludes.....	154
3.11.1.3.1 – Métodos de análise	154
3.11.1.3.2 – Metodologia de análise	155
3.11.1.3.3 – Fatores de Segurança (FS).....	155
3.11.3.3.4 – Seções Analisadas	156

3.11.1.4 – Análise de fluxo	157
3.11.1.5 – Resultados	158
3.11.1.5.1 – Análise de percolação	158
3.11.1.5.2 – Análise de estabilidade de taludes	161
3.11.1.6 – Conclusões da análise de estabilidade	171
3.12 – Seção tipo do Vertedouro	172
3.12.1 – Seção tipo do vertedouro tipo “Creager”	172
3.12.2 – Seção tipo dos muros laterais de proteção do vertedouro	172
3.13 – Drenagem superficial	173
3.13.1 – Meio fio de concreto	173
3.13.2 – Saídas d’água	173
3.13.2 – Sarjeta trapezoidal (SCC-04)	174
3.14 – Monitoramento do comportamento da barragem	174
3.14.1 – Avaliação do índice global de risco	174
3.14.2 – Grandezas a observar e dispositivos de monitoramento	176
3.14.2.1 – Dispositivos de monitoramento	177
3.14.2.1.1 – Marcos superficiais	177
3.14.2.1.2 – Piezômetros	178
3.14.2.2 – Resumo dos dispositivos de monitoramento	179
3.14.3 – Instalação dos dispositivos de monitoramento	181
3.14.4 – Inspeção	182
3.15 – Cronograma de Execução das Obras	183
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	184
ANEXO 01 – Boletins de sondagens	187
ANEXO 02 – Ensaio de caracterização das jazidas	188

Lista de figuras

Figura 2.1.1.1a – Quadrículas SRTM.....	22
Figura 2.1.1.1b – Quadrícula 03S42	22
Figura 2.1.2.1 – Fluxograma da metodologia empregada.....	24
Figura 2.1.2.3 – Interface do aplicativo Pilot	25
Figura 2.1.3.2a – Processamento da base PPP do IBGE	28
Figura 2.1.3.2b – Processamento da base PPP do IBGE	28
Figura 2.1.3.2c – Processamento da base PPP do IBGE	29
Figura 2.3.1 – Mapa Geológico do Estado do Ceará, 2020. Escala: 1: 500.000	36
Sistema de Coordenadas Geográficas Datum Sirgas 2000	36
Figura 2.3.8.1a – Local da jazida de solo JS-01.....	43
Figura 2.3.8.1b – Jazida de Areia (JA1) no riacho Taquari	46
Figura 2.4.2.1a – Bacia hidrográfica da Barragem Oitis.....	49
Figura 2.4.2.1b – Tipos de solo	50
Figura 2.4.3.1.1 – Temperaturas máxima, compensada e mínima (1991-2020).....	51
Figura 2.4.3.1.2 – Gráfico representativo da umidade relativa média da cidade de Sobral. 52	
Figura 2.4.3.1.3 – Gráfico representativo da insolação média mensal, estação de Sobral. 53	
Figura 2.4.3.1.4 – Velocidade dos ventos mensais. Estação de Sobral.....	53
Figura 2.4.3.1.5 – Evaporação média mensal na estação de Sobral.	54
Figura 2.4.3.1.6a – Evapotranspiração potencial média mensal.....	55
Figura 2.4.3.1.6b – Evapotranspiração real mensal.	55
Figura 2.4.5.2.1 – Polígonos de Thiessen sobre área de influência da bacia hidrográfica... 57	
Figura 2.4.5.2.2 – Isozonas.	61
Figura 2.4.6.2.2 – Ábaco de curvas probabilístico para desagregação de chuvas.....	65
Figura 2.4.6.2.5 – Diagrama unitário	67
Figura 2.4.6.2.7 – Gráfico representativo da vazão afluente com recorrências.	69
Figura 2.4.7.3 – Representação gráfica da cota x volume	71

Figura 2.4.8.5 – Diagrama Triangular de Regularização	75
Figura 2.4.9.2a – Lâmina de sangria x volume de acumulação	77
Figura 2.4.9.2b – Coeficiente de descarga C_o	78
Figura 2.4.9.3 – Gráfico da curva de Routing.....	79
Figura 2.4.9.4 – fetch máximo alcançado na bacia hidráulica da Barragem Oitis.	83
Figura 3.9.1d – Seção homogênea para rebaixamento rápido. FS-1,376.....	111
Figura 3.9.1e – Seção zoneada (abraço dos muros) para rebaixamento rápido. FS-1,47.	111
Figura 3.9.1f – Curva de descarga da galeria	112
Figura 3.9.2 – Esquemático do envelopamento da tubulação.....	112
Figura 3.9.3 – Seção tipo do canal da galeria	113
Figura 3.10.1.1 – Fatores para definição da curva de jusante do vertedouro tipo Creager	118
Figura 3.10.4 – Esquemático da soleira da bacia de dissipação.....	126
Figura 3.10.6.2 – Diagrama de esforço com reservatório na cota de soleira	139
Figura 3.10.6.3 – Diagrama de esforço na seção máxima do muro lateral	142
Figura 3.6.10.3.3 – Esquemático das tensões suportadas pelo solo na base do muro.....	146
Figura 3.11.1.1a – Localização das seções estudadas para análise de estabilidade	152
Figura 3.11.1.1b – Modelo Geológico-Geotécnico seção homogênea.....	152
Figura 3.11.1.1c – Modelo Geológico-Geotécnico seção mista (abraços)	153
Figura 3.11.3.3.4.2 – Barragem de terra zoneada (abraço dos muros do vertedouro).....	157
Figura 3.11.1.4a – Modelo para análise de fluxo (seção homogênea).....	158
Figura 3.11.1.4b – Modelo para análise de fluxo (seção mista)	158
Figura 3.11.1.5.1.1a – Análise de Percolação – Carga total	159
Figura 3.11.1.5.1.1b – Análise de Percolação – Poropressão	159
Figura 3.11.1.5.1.2a – Análise de Percolação – Carga total	160
Figura 3.11.1.5.1.2b – Análise de Percolação – Carga total	160
Figura 3.11.1.5.2.1a – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,435 – Seção Homogênea - Final de construção - Montante	162

Figura 3.11.1.5.2.1b – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,454 – Seção Homogênea - Final de construção - Jusante	163
Figura 3.11.1.5.2.1c – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,579 – Seção Homogênea - Regime de Operação - Jusante.....	163
Figura 3.11.1.5.2.1d – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,280 – Seção Homogênea - Regime de Operação com Sismo - Jusante	164
Figura 3.11.1.5.2.1e – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,602 – Seção Homogênea - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 0).....	164
Figura 3.11.1.5.2.1f – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,568 – Seção Homogênea - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 40).....	165
Figura 3.11.1.5.2.1g – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,557 – Seção Homogênea - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 80).....	165
Figura 3.11.1.5.2.1h – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,376 – Seção Homogênea - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 104).....	166
Figura 3.11.1.5.2.2a – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,563 - Seção Mista - Final de construção - Montante	167
Figura 3.11.1.5.2.2b – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,509 - Seção Mista - Final de construção - Jusante	167
Figura 3.11.1.5.2.2c – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,516 - Seção Mista - Regime de Operação - Jusante.....	168
Figura 3.11.1.5.2.2d – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,211 - Seção Mista - Regime de Operação com Sismo - Jusante	168
Figura 3.11.1.5.2.2e – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,482 - Seção Mista - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 0).....	169
Figura 3.11.1.5.2.2f – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,479 - Seção Mista - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 60).....	169
Figura 3.11.1.5.2.2g – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,480 - Seção Mista - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 80).....	170
Figura 3.11.1.5.2.2h – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,563 - Seção Mista - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 104).....	170

Figura 3.13.1 – Detalhe do meio-fio de concreto.....	173
Figura 3.14.2 – Esquema de instalação do piezômetro	179

Lista de Quadros

Quadro 2.2.1.2a – Marcos de concreto implantados.....	32
Quadro 2.2.1.2b – Pontos de controle na bacia hidráulica.....	33
Quadro 2.2.1.2c – Locação e cotas do eixo principal da barragem Oitis	34
Quadro 2.2.1.3 – Marcos implantados	35
Quadro 2.3.5.1 – Lista de sondagens realizadas	41
Quadro 2.3.8.1a – Jazida de Solo (JS-1)	44
Quadro 2.3.8.1b – Jazida de solo (JS-2).....	44
Quadro 2.3.8.1c – Jazida de solo (JS-3)	44
Quadro 2.4.2 – Declividade média da bacia pela compensação das áreas	47
Quadro 2.4.3.1.1 – Temperaturas máxima, média compensada e mínimas.	51
Quadro 2.4.3.1.2 – Umidade relativa média anual.	52
Quadro 2.4.3.1.3 – Insolação média mensal na Estação de Sobral.....	52
Quadro 2.4.3.1.4 – Velocidade média dos ventos na estação de sobral.....	53
Quadro 2.4.3.1.5 – Evaporação média mensal.	54
Quadro 2.4.3.1.6a – Evapotranspiração potencial média mensal.	54
Quadro 2.4.3.1.6b – Evapotranspiração real média mensal	55
Quadro 2.4.5.2.1a – Quadro de localização dos postos pluviométricos.....	57
Quadro 2.4.5.2.1b – Área de influência de cada posto pluviométrico	57
Quadro 2.4.5.2.1c – Precipitações máx. diárias ocorridas em cada posto de influência.....	59
Quadro 2.4.5.2.1d – Chuva de 1 dia, com probabilidade de recorrência futura	60
Quadro 2.4.5.2.2 – Quadro de desagregação de chuvas diárias. Torrico (1974).....	61
Quadro 2.4.6.2.1 – Conversão da chuva pontual em chuva distribuída.....	64
Quadro 2.4.6.2.2a – Chuva real de 1 dia para virtual de 24h.....	64
Quadro 2.4.6.2.2b – Altura de chuvas com duração de 1h.	65
Quadro 2.4.6.2.6 – Precipitação efetiva da chuva de 3 h (Tc)	67

Quadro 2.4.6.2.7 – Hidrograma das cheias.....	68
Quadro 2.4.7.3 – Cota volume do reservatório.....	71
Quadro 2.4.8.2 – Taxa de evapotranspiração na estação de Sobral	72
Quadro 2.4.8.3 – Altura x volume.....	73
Quadro 2.4.8.5a – Percentuais do volume acumulado através do DTR.....	75
Quadro 2.4.8.5b – Capacidade do reservatório e o volume regularizado	75
Quadro 2.4.9.3a – Tabela para determinação do gráfico de Routing.....	79
Quadro 2.4.9.3b – Determinação dos coeficientes da curva de Routing.....	80
Quadro 2.4.9.3c – Descarga efluente para 1.000 anos de recorrência	81
Quadro 2.4.9.3d – Descarga efluente para 10.000 anos de recorrência.....	82
Quadro 2.4.10 – Resumo da hidrologia.....	84
Quadro 3.2.a – Inclinação dos taludes em função do solo.....	86
Quadro 3.2b – Inclinação dos taludes – Paulo T. Cruz (1996).....	87
Quadro 3.3 – Espessura do Rip-Rap. Bureau of Reclamation (2002).....	87
Quadro 3.3.1.a – Faixa granulométrica do solo utilizado no maciço.....	89
Quadro 3.3.1b – Faixa granulométrica do material de transição.....	90
Quadro 3.3.1c – Faixa granulométrica do material do Rip-Rap	90
Quadro 3.4 – Coordenadas para traçar a linha freática	92
Quadro 3.10.1.1 – Pontos da curva de jusante do perfil Creager.....	119
Quadro 3.10.5 – Vazão x coluna d’água crítica.....	129
Quadro 3.11.1a – Parâmetros geotécnicos (coesão e ângulo de atrito)	150
Quadro 3.11.1b – Parâmetros de permeabilidade da literatura.....	151
Quadro 3.11.1c – Parâmetros geotécnicos adotados para análise	151
Quadro 3.11.1.3.3 – Fatores de segurança para análise	156
Tabela 3.11.1.5.1.3 – Vazões através do maciço.....	161
Quadro 3.11.1.5.2.1 – Resumo - Análise de estabilidade - Seção Homogênea	162
Quadro 3.11.1.5.2.2 – Resumo - Análise de estabilidade - Seção mista	166

Quadro 3.14.1a – Fatores exteriores ou ambientais (E).....	175
Quadro 3.14.1b – Fatores inerentes à confiabilidade da estrutura (C).....	175
Quadro 3.14.1c – Fatores humanos e econômicos (R).....	176
Quadro 3.14.2a – Grandezas a observar em barragens (Mínimo Recomendável).....	177
Quadro 3.14.2.2a – Dispositivos de Monitoramento.....	180
Quadro 3.14.2.2b – Frequência de leituras	180

APRESENTAÇÃO

A empresa de Consultoria e Engenharia Maximino dos Santos & Cia Ltda, no âmbito do contrato N° 11/SRH/CE/2023 assinado em 27/01/2024, com publicação em 20/02/2024 com ordem serviço n° 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 ENTRE OS MUNICÍPIOS DE MUCAMBO/GRAÇA, NO ESTADO DO CEARÁ

Os estudos desenvolvidos, em atendimento ao Termo de Referência são constituídos por atividades multidisciplinares que permitem a elaboração dos relatórios específicos organizados na:

- 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 documento refere-se ao Relatório de Detalhamento do Projeto Executivo – Volume 1: Memorial Descritivo do Projeto.

1 – INTRODUÇÃO

O presente relatório é um produto da atividade de gerenciamento do contrato do PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM OITIS, objeto do Contrato Nº 11/SRH/CE/2023, que tem como meta a “Contratação de Serviços de Consultoria para a Elaboração dos Estudos Básicos e Concepção, Estudos 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 .

1.1 – Contextualização do Projeto da Barragem

A Construção da Barragem Oitis, é uma reivindicação antiga da população local que sofre com a escassez de água, principalmente no segundo semestre do ano, onde predominante um clima seco, sem ocorrências de precipitações, característico do Nordeste do Brasil, região semiárida, com chuvas irregulares e períodos prolongados de seca. Logo, o principal objetivo da construção da Barragem Oitis, é para dessedentação humana 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 barragens e sistemas de irrigação, é uma estratégia comum para lidar com a falta de água. Além disso, programas de conscientização sobre o uso eficiente da água e a implementação de tecnologias sustentáveis são fundamentais para enfrentar a escassez hídrica.

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

1.2 – Localização e Acesso

A barragem Oitis será formada pelo barramento do riacho Oitis, tributário dos rios Jaibaras e Acaraú, respectivamente, distante 5,0 km da sede municipal de Mucambo no Estado do Ceará.

A localização da referida barragem está materializada por 04 (quatro) marcos de concreto implantados próximos ao eixo do barramento proposto, georreferenciados pelo Sistema de Referência Geocêntrico para as Américas (SIRGAS), implantado no ano de 2000 (SIRGAS 2000), conforme a descrição abaixo:

Marco M1: localizado na ombreira esquerda, Estaca 21+1,01, georreferenciado pelas coordenadas: E: 305.500,224, e N: 9.562.802,691 e, elevação (cota) igual a 157,840 m;

Marco M2: localizado na ombreira esquerda, Est. 20+17,37 a 37,87 do eixo. Georreferenciado pelas coordenadas: E: 305.467,459 e N: 9.562.821,999 e, elevação (cota) igual a 157,975 m;

Marco M3: localizado na ombreira direita, -28,61 m da Est. 0+0,00 e deslocamento lateral para direita com 2,68m em relação a projeção do eixo. Georreferenciado pelas coordenadas: E: 305.234,930 e N: 9.562.439,279 e, elevação (cota) igual a 162,302 m;

Marco M4: localizado na ombreira direita, -77,67 m da Est. 0+0,00 e deslocamento lateral para esquerda de 10,71m em relação a projeção do eixo. Georreferenciado pelas coordenadas: E: 305.195,012 e N: 9.562.407,797 e, elevação (cota) igual a 162,869 m.

O sítio do barramento localiza-se no riacho Oitis, afluente do rio Jaibaras, e por sua vez afluente do rio Acaraú. O acesso ao local da obra poderá ser feito a partir de Fortaleza pela Rodovia BR 222 até a localidade de Aprazível, km 250. Neste local toma-se à esquerda pela CE 321, em direção a cidade de Mucambo percorrendo 36 km. De Mucambo prossegue-se por uma estrada carroçável percorrendo-se à distância de 5,0 km até o local do barramento. A extensão total será de aproximadamente 280 km.

Outro acesso ao local do barramento poderá ser feito através da Rodovia BR 020 até Canindé (105 km), prosseguindo pela CE 257 até a cidade de Santa Quitéria (104 km), daí, seguindo para Varjota e Reriutaba pela CE 366. O acesso ao barramento continua pela CE 253 passando por Pacujá, indo até Mucambo. Deste ponto, segue por estrada carroçável até o barramento, percorrendo 5,0 km de extensão. O total do percurso será igual a 310 km. Ver Figura 1.2 – Localização e Acesso.

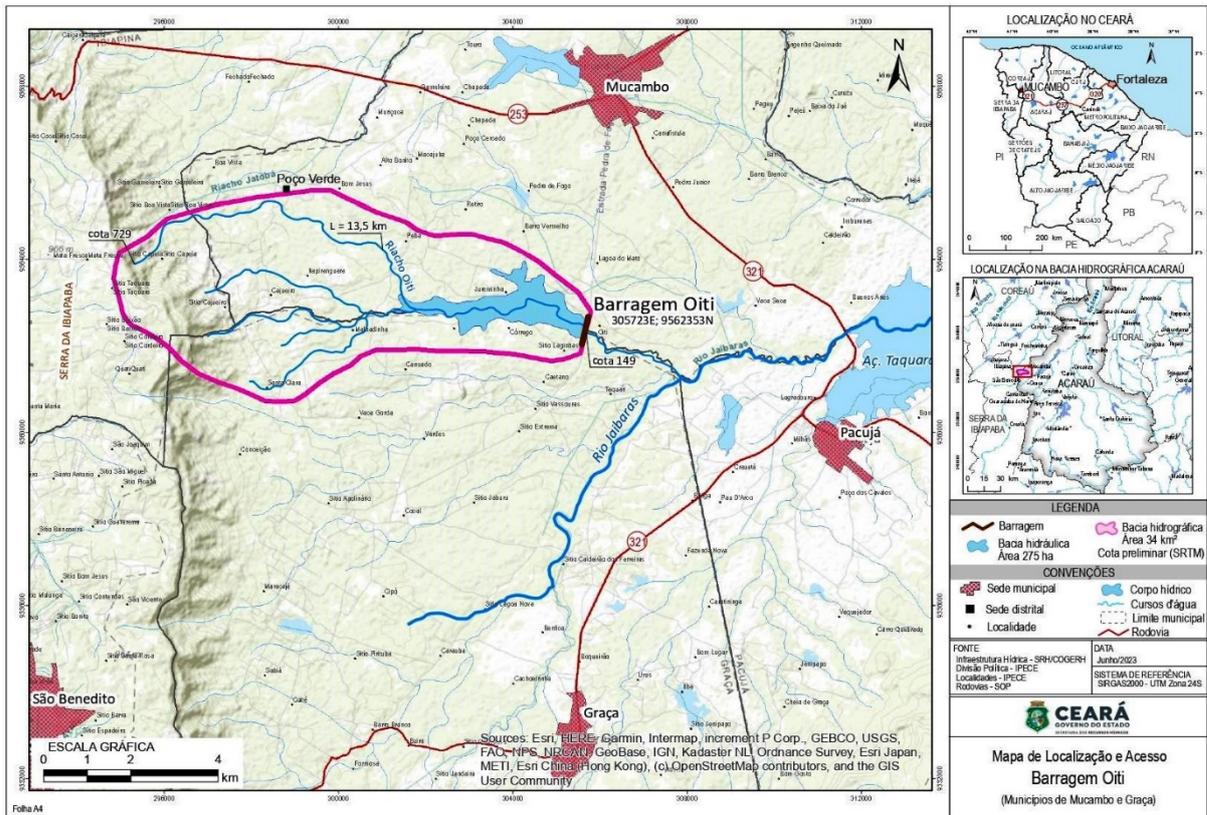


Figura 1.2 – Localização e acesso

1.3 – Características Técnicas da Barragem Oitis

Identificação

Denominação: Barragem Oitis
 Estado: Ceará
 Município: Mucambo
 Rio Barrado: Riacho Oitis
 Coordenadas (Est 07 do eixo): E:305.332,98 N: 9.562.576,48
 Proprietário: Estado do Ceará
 Autor do projeto: Max Consultoria
 Data do projeto: novembro/2024

Bacia Hidrográfica

Área: 34,83 km²
 Precipitação média anual: 1.261 mm

Evaporação média mensal (FUNCEME): 195,31 mm

Características do reservatório

Área da bacia Hidráulica (cota 154):..... 67,83 ha

Volume acumulado (cota 154,00 m): 2.341.913,19 m³

Volume afluente médio anual: 7.294.338,23 m³/ano

Volume morto do reservatório (cota 148,00m): 118.636,40 m³

Vazão regularizada: (90%): 0,035 m³/s/ano

Vazão afluente máx. de projeto (TR=1.000anos): 239,26 m³/s

Vazão efluente (TR=1.000anos):..... 212,96 m³/s

Vazão afluente de verificação (TR=10.000anos):..... 300,97 m³/s

Vazão efluente de verificação (TR=10.000anos):..... 273,81 m³/s

Nível máximo (cota de soleira): 154,00 m

Nível d'água máx. maximorum (TR=1.000anos): 155,56 m

Nível d'água máx. maximorum (TR=10.000anos): 155,84 m

Barragem

Tipo:.....Terra homogênea

Altura máxima:..... 13,00 m

Largura do coroamento: 6,00 m

Cota do coroamento: 157,00 m

Cota da soleira: 154,00 m

Cota do leito do riacho:..... 144,00 m

Volume de escavação do expurgo (≈1,00 m): 15.517,10 m³

Volume de escavação da fundação:..... 13.851,05 m³

Volume do maciço: 67.701,90 m³

Volume de reaterro da fundação: 13.851,05 m³

Volume de enrocamento (Rip-Rao e Rock-Fill): 5.185,55 m³

Volume das transições (brita): 4.742,60 m³

Volume de areia (filtro e transições): 5.585,35 m³

Inclinação do talude de montante: 1,0 v: 2,0 h

Inclinação do talude de jusante: 1,0 v: 2,0 h

Tomada d'água

Tipo:.....Galeria tubular com controle a jusante
Localização:.....Ombreira esquerda E-16+10
Diâmetro:..... 300 mm
Comprimento da tubulação:..... 48,00 m
Cota da geratriz inferior a montante: 147,850 m
Cota da geratriz inferior a jusante:..... 147,850 m
Volume de escavação (incluindo os canais):..... 3.504,19 m³
Volume de concreto de regularização: 6,60 m³
Volume de concreto armado (com caixas): 50,44 m³
Comprimento total incluindo entrada e saída: 56,67 m
Vazão média:..... 0,26 m³/s
Tempo estimado para esvaziamento total do reservatório:91,32 dias

Vertedouro

Tipo:..... Perfil Creager com bacia de dissipação
Localização:.....Região central do maciço Est.6+0,00 a 8+10,00
Largura: 50,00 m
Cota de soleira: 154,00 m
Altura do muro Creager (em relação ao TN): 7,85 m
Profundidade de fundação do muro Creager:..... ≈9,18 m
Vazão máxima de projeto amortecida (10.000anos) : 273,81 m³/s
Lâmina máxima Prevista (T.R=1.000anos):..... 1,56 m
Lâmina máxima Prevista (T.R=10.000anos):..... 1,84 m
Borda livre (T.R=1.000 anos):..... 1,44 m
Borda livre (T.R=10.000 anos):..... 1,16 m
Coeficiente de descarga (Co): 2,10
Volume de concreto massa do Creager: 6.784,50 m³

Canal de restituição

Tipo:..... Canal escavado em solo
Largura: 50,00 m

Extensão:..... 285,00m

Volume de escavação comum:..... 30.126,45 m³

Muros de contenção lateral

Tipo:..... Concreto massa

Altura máxima:..... 15,05 m

Extensão lado esquerdo: 58,45 m

Extensão lado direito: 58,45 m

Volume de concreto massa: 10.918,77 m³

Bacia de dissipação

Extensão:..... 18,00 m³

Largura: 50,00 m³

Material:..... Concreto armado

2 – ANÁLISE DOS ESTUDOS BÁSICOS

2.1 – Cartografia

2.1.1 – Cartografia Existente

2.1.1.1 – Cartografia Disponível

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, na seguinte notação: nn5 quando longitude for nn graus e 30' e nn_ quando a coordenada for nn graus inteiros. O mapa abaixo apresenta a articulação das folhas com os respectivos prefixos.

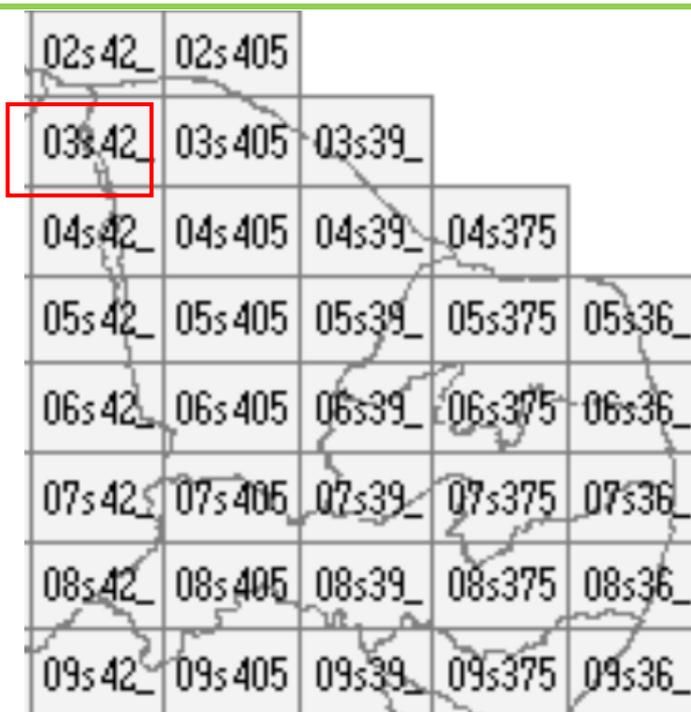


Figura 2.1.1.1a – Quadrículas SRTM

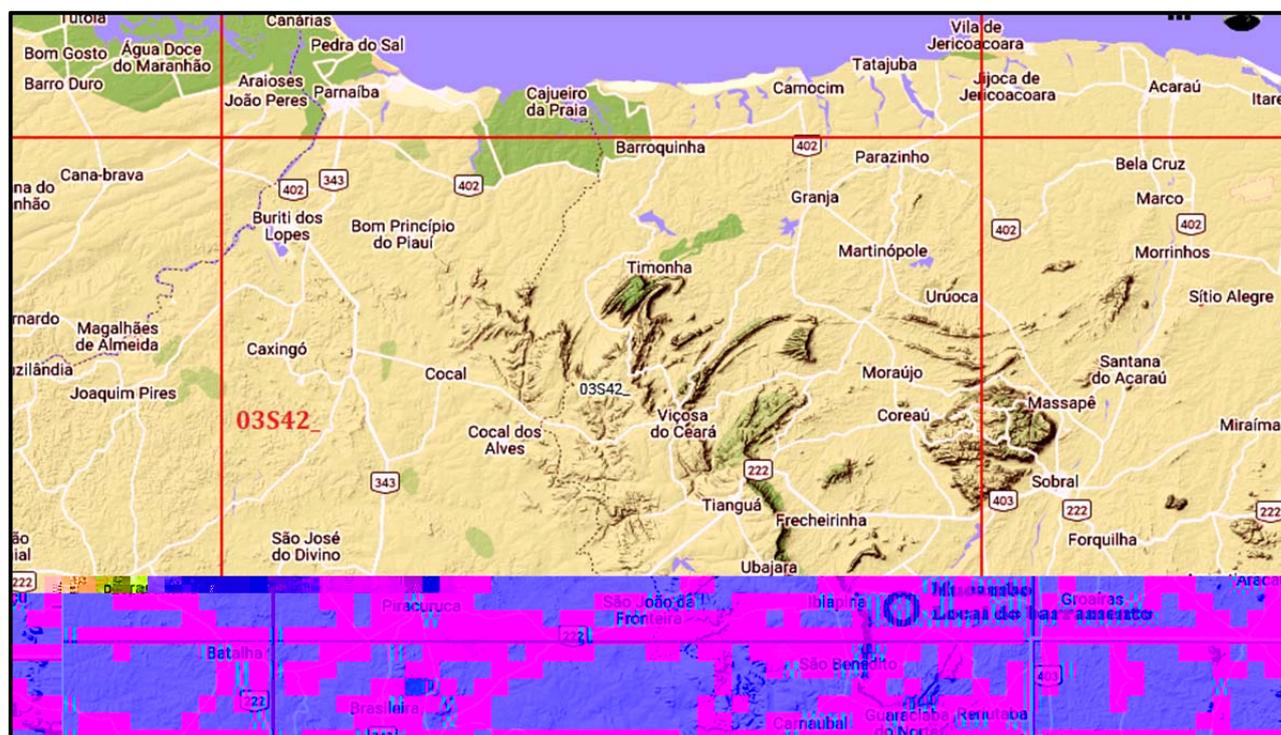


Figura 2.1.1.1b – Quadrícula 03S42

2.1.1.2 – Análise da Documentação Cartográfica

Para uma melhor avaliação topográfica do local indicado pela população para implantação

do barramento, inicialmente, foi gerado o MDT utilizando a cartografia SRTM disponível no site do INPE-TOPODATA.

“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 das estradas vicinais, imobiliário de propriedades e, 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 da melhor opção de barramento.

A partir da carta topográfica gerada (SRTM + Google Earth), foi possível identificar, em primeira aproximação, os eixos alternativos ao eixo indicado pela população local, delimitar a bacia hidrográfica, a bacia hidráulica e determinar as curvas: cota x área x volume acumulado do eixo.

2.1.2 – Estudos Cartográficos

O Serviço teve como base a área de interesse apresentada no Edital e, que abrange um polígono de 3,0 km², conforme as definições de coordenadas abaixo:

- ✓ Ponto 1: 305.700,00E, e 9.562.520,00N;
- ✓ Ponto 2: 302.560,00E, e 9.562.280,00N;
- ✓ Ponto 3: 302.560,00E, e 9.563.200,00N;
- ✓ Ponto 4: 306.000,00E, e 9.562.800,00N.

Os pontos 1, 2, 3 e 4 representados pelas coordenadas acima, estão indicados no Edital como área delimitadora do Levantamento Aerofotogramétrico. A empresa Max Serviços Ambientais baseou-se, inicialmente, na cartografia SRTM – “Shuttle Radar Topography Mission” elaboradas pela NASA e NIMA, para demarcação mais objetiva da área a ser sobrevoada.

2.1.2.1 – Metodologia do Levantamento

O trabalho consiste 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, Ortorectificação 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.

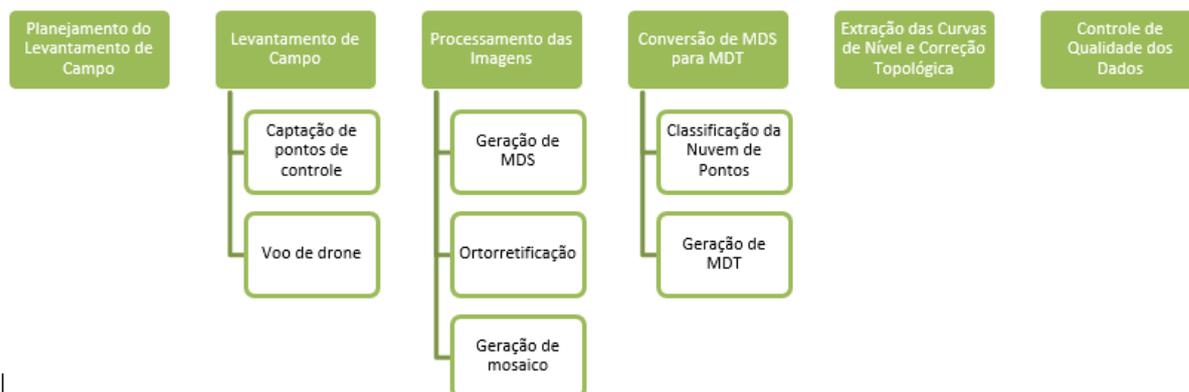


Figura 2.1.2.1 – Fluxograma da metodologia empregada

Na figura acima é possível visualizar o fluxograma com o detalhamento da metodologia.

2.1.2.2 – 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. É estudado também a logística do trajeto, tendo em vista as opções de estrada de acessos.

2.1.2.3 – Levantamento de Campo

O levantamento de campo realizado englobou as seguintes atividades:

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

- Rastreamento dos pontos materializados para servir de apoio ao aerolevante. Foram utilizados nesta atividade, receptores GPS-GNSS geodésico;
 - Medição georreferenciada ao Sistema Geodésico Brasileiro de pontos de controle para apoio terrestre do mapeamento por imagens, com receptores GPS-GNSS geodésico e topográfico.
2. Após os alvos serem devidamente marcados e medidos, é dado o início os voos com 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. Para execução das missões foi utilizado o aplicativo “Pilot” da própria fabricante do drone.

Na Figura 2.1.2.3 mostra o trajeto executável pelo drone já com as configurações inseridas no aplicativo PILOT.

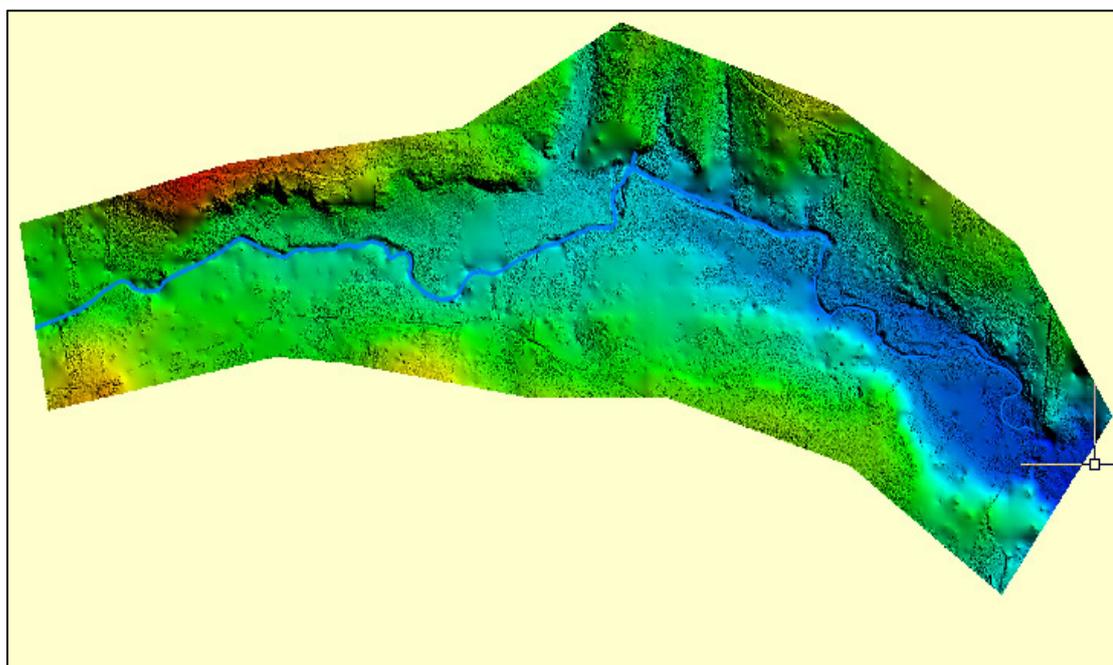


Figura 2.1.2.3 – Interface do aplicativo Pilot

2.1.2.4 – Processamento da Imagem e Geração do MDS

O processamento das imagens é feito através da técnica de Fotogrametria, que envolve 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 Modelo Digital de Elevação (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 citada 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 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.

Ao final do processamento é gerado um relatório (Qualit report).

2.1.3 – 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.

2.1.3.1 – Apoio terrestre

2.1.3.1.1 – Introdução

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 acrescido 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 (Levantamento Topográfico) a fim de auxiliar no processamento e melhorar a acurácia do estudo.

Para Implantação dos pontos de apoio e levantamento planialtimétrico, foram utilizados 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 relatório de Estudos Cartográficos, volume 1 dos Estudos Básicos.

2.1.3.2 – Rastreamento da base

O início dos serviços de Levantamento Planialtimétrico por Aerofotogrametria, se deu pelo rastreamento com GPS-GNSS 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 (PPP), normalmente se refere 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.

Neste 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 2.1.3.2a, 2.1.3.2b e 2.1.3.2c, é apresentado o resultado do processamento dos dados feitos pelo IBGE, onde são detalhados os seus níveis de precisão.

Início: AAAA/MM/DD HH:MM:SS,SS	2023/08/12 12:41:48,00
Fim: AAAA/MM/DD HH:MM:SS,SS	2023/08/12 19:43:03,00
Modo de Operação do Usuário:	ESTÁTICO
Observação processada:	CÓDIGO & FASE
Modelo da Antena:	TRMR4-2 NONE
Órbitas dos satélites:¹	RÁPIDA
Frequência processada:	L3
Intervalo do processamento(s):	1,00
Sigma² da pseudodistância(m):	5,000
Sigma da portadora(m):	0,010
Altura da Antena³(m):	1,530
Ângulo de Elevação(graus):	10,000
Resíduos da pseudodistância(m):	1,39 GPS 1,87 GLONASS
Resíduos da fase da portadora(cm):	0,99 GPS 0,99 GLONASS

Figura 2.1.3.2a – Processamento da base PPP do IBGE

	Latitude(gms)	Longitude(gms)	Alt. Geo.(m)	UTM N(m)	UTM E(m)	MC
Em 2000.4 (É a que deve ser usada) ⁴	-5° 30' 32,0018"	-39° 18' 19,3070"	152,62	9391074.742	466176.475	-39
Na data do levantamento⁵	-5° 30' 31,9930"	-39° 18' 19,3095"	152,62	9391075.012	466176.398	-39
Sigma(95%)⁶ (m)	0,000	0,002	0,002			

Figura 2.1.3.2b – Processamento da base PPP do IBGE

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

Figura 2.1.3.2c – Processamento da base PPP do IBGE

Utilizando a mesma metodologia (IBGE-PPP) anteriormente descrita, foi realizado o transporte das coordenadas para os pontos de apoio localizado na área em estudo. A monografia dos pontos de apoio estará disponível no relatório de Estudos Cartográficos ,volume 1 dos Estudos Básicos.

2.1.3.3 – 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).

2.1.4 – Documentos

A Aeronave Remotamente Pilotada (RPA) utilizada nos serviços possui:

- Cadastro de aeronave não tripulada junto a ANAC;
- Certificado de homologação junto à ANATEL, atendendo a regras e critérios das legislações pertinentes;
- Seguro aeronáutico de responsabilidade civil do explorador ou transportador aéreo para DRONE/RPA.

Toda documentação exigida e listada acima está apresentada no Anexo-3 do relatório de Cartografia.

2.2 – Estudos topográficos

2.2.1 – Metodologia e execução

Os serviços de levantamento topográfico tiveram início com a realização do transporte de

coordenadas geográficas, utilizando GPS (Sistema de Posicionamento Global) Geodésico de dupla frequência, L1 e L2, amarrados na Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo – RBMC. Foram determinadas as coordenadas e cotas dos Marcos (M5); (M3) e (M4) indicados acima (item 2), alinhados com o eixo da barragem com base no Sistema de Referência Geocêntrico para as Américas (SIRGAS), em sua realização do ano de 2000 (SIRGAS 2000).

Os serviços executados na área da barragem e vertedouro seguiram as orientações indicadas nos termos de referência e obedeceram aos seguintes trabalhos de campo:

- Implantação de 04 (quatro) marcos de concreto para servir de apoio nos serviços construtivos;
- Locação e abertura de variantes no eixo da barragem e vertedouro, e seções transversais a cada 20,00 metros através de Estação Total – Modelo CTS 3005W, com precisão angular de 5” e linear de 1mm, marca TOPCON;
- Locação das áreas de empréstimos (solo argiloso, areia e rocha para proteção de taludes) e sondagens para investigação da fundação;
- Georreferenciamento dos marcos implantados com o equipamento GPS Geodésico de dupla frequência L1 e L2 – RTK, precisão horizontal e vertical de 3mm + 0,5ppm;

2.2.1.1 – Transporte de cotas e coordenadas

Para o transporte de coordenadas do eixo da barragem Oitis, utilizou-se a metodologia do IBGE-PPP (Posicionamento por Ponto Preciso ou Posicionamento Absoluto Preciso), 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 (SIRGAS2000) 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.

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, para as componentes; latitude, longitude e altitude. A outra forma, é avaliar a diferença entre as coordenadas determinadas pelo PPP, com as coordenadas conhecidas em um marco de referência.

O desvio padrão, representado pelo símbolo S, é usado para quantificar a dispersão em torno da média das observações. Este indicador é a medida de precisão mais utilizada, porém devido ao grande número de observações em um sistema de equações de uma solução GPS ele se torna um indicador muito otimista. A precisão absoluta é a proximidade da coordenada de uma estação com relação ao seu referencial, e a precisão relativa é um indicador da qualidade na medida entre dois pontos, que no caso poderão ser as linhas de base GPS observadas através do posicionamento relativo. A acurácia, ou certeza de uma solução, pode ser quantificada por múltiplos do desvio padrão ou por uma determinada função de probabilidade de distribuição das observações. A função de probabilidade de distribuição normal fornece o relacionamento entre os dois (observações e modelo matemático de distribuição), como por exemplo, uma observação qualquer dentro de um conjunto tem 95,45% de probabilidade de estar contida em $\pm 2s$ da média.

Como partida para o levantamento topográfico do eixo a ser estudado, foram utilizados os marcos instalados na ombreira esquerda. Conforme metodologia de obtenção está descrito na seção 2.1.3.2.

2.2.1.2 – Levantamento da barragem e o vertedouro

Foram levantados dois eixos de estudos para verificar a melhor situação de localização do barramento. Inicialmente, foi estudado um eixo ao lado da passagem molhada distante 400,00 m a jusante do segundo eixo.

O início do estaqueamento situa-se na ombreira esquerda, estaca 0+0,00 e terminou na estaca 21, num total de 420,00 m.

Em ambas as ombreiras, foram estudadas alternativas para a implantação do sangradouro. Na ombreira esquerda, além de apresentar uma topografia mais acidentada, após a

realização de sondagens mistas, não foram detectadas rochas que pudessem servir de base para as estruturas do vertedouro. Com isso, os estudos foram direcionados para a ombreira direita, que apresenta uma topografia mais nivelada. No entanto, como ocorreu em relação a ombreira esquerda, após as sondagens SPT e mistas, não foi encontrado topo rochoso até a profundidade estudada. O local onde as sondagens detectaram um topo rochoso coerente é na área central do barramento.

A Tabela 2.2.1.2a apresenta a relação de marcos implantados ao longo o eixo a ser barrado.

Marco	Localização	Coordenadas		Elevação (m)
		Este	Norte	
Base	L.E da estrada Vicinal Mucambo/localidades (casa Sr. Murilo)	305.768,992	9.562.429,036	152,400
M1	Localizado na omb. esquerda, Estaca (21+1,01).	305.500,224	9.562.802,691	157,840
M2	Localizado na omb. esquerda, Est 20+17,37 a 37,87m do eixo.	305.467,459	9.562.821,999	157,975
M3	Localizado na ombreira direita, -28,61m da Est. 0+00, a 2,68m LD.	305.234,930	9.562.439,279	162,302
M4	Localizado na ombreira direita, -77,67m da Est. 0+00, a 10,71m LE	305.195,012	9.562.407,797	162,869

Quadro 2.2.1.2a – Marcos de concreto implantados

O levantamento das seções transversais envolvera uma faixa de domínio de 80 metros a montante e a jusante do referido eixo. Tendo sido levantadas seções transversais ao eixo, com pontos cotados 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, estradas, afloramentos rochosos, rede elétrica, elevações, mudanças bruscas de inclinação do terreno etc.

Para o eixo da barragem foram executadas 18 seções de levantamento, com total levantado de 2.880,00 m.

O levantamento dos eixos longitudinal e transversal do vertedouro obedeceu à sistemática descrita anteriormente, sendo que as seções foram prolongadas a montante, até uma cota pré-determinada para soleira, e a jusante até o leito do rio. O levantamento até o leito do rio foi feito acompanhando o canal de sangria, através de poligonais seccionadas a cada 20 metros, com 40,00 metros de largura para cada lado, com pontos cotados a cada 20 metros.

Para o eixo do vertedouro foram executadas 10 seções de levantamento, com total levantado de 800,00m. Em anexo apresentamos as cadernetas de pontos. A Tabela 2.2.1.2c apresenta a locação e nivelamento dos espaçamentos a cada 20,00m (Estacas) do eixo da barragem.

BARRAGEM OITIS - MUCAMBO/GRAÇA - CEARÁ					
Pontos de Controle	Latitude	Longitude	UTM_E	UTM_N	Elevação
Ponto Base	3° 30'31,9930" S	40° 18'19,3095" W	305768,99	9562429,04	152,400
PC 1	3° 57' 35,41198"S	40° 45' 04,34044"W	305566,58	9562106,90	158,207
PC 2	3° 57'24,65183"S	40° 45' 25,66011"W	304908,14	9562436,04	163,983
PC 3	3° 57' 16,95237"S	40° 45' 55,51019"W	303986,73	9562670,62	157,284
PC 5	3° 57' 22,24949"S	40° 46' 37,22957"W	302700,27	9562505,37	172,303
PC 6	3° 57' 08,73282"S	40° 45' 51,62595"W	304106,20	9562923,38	152,234
PC 7	3° 57' 58,17997"S	40° 45' 49,16797"W	304185,33	9561404,81	154,313
PC 8	3° 57' 11,10282"S	40° 46' 36,35313"W	302726,38	9562847,64	159,671
PC 9	3° 57' 04,63107"S	40° 45' 16,42517"W	305191,90	9563051,63	156,919
PC 10	3° 57' 13,92576"S	40° 45' 21,70804"W	305029,61	9562765,91	147,412
PC 11	3° 57' 22,50802"S	40° 44' 57,81454"W	305767,20	9562503,90	153,467
PC 12	3° 57' 24,93690"S	40° 44' 57,75620"W	305769,20	9562429,26	152,080

Quadro 2.2.1.2b – Pontos de controle na bacia hidráulica

Estaca	Norte	Este	Cotas
0+0,000	9.562.463,89	305.249,78	160,639
1+0,000	9.562.479,97	305.261,67	157,005
2+0,000	9.562.496,06	305.273,55	152,410
3+0,000	9.562.512,14	305.285,44	147,909
4+0,000	9.562.528,23	305.297,33	147,110
5+0,000	9.562.544,31	305.309,21	146,545
6+0,000	9.562.560,40	305.321,10	146,463
7+0,000	9.562.576,48	305.332,98	146,188
8+0,000	9.562.592,57	305.344,87	146,460
9+0,000	9.562.608,66	305.356,75	145,885
10+0,000	9.562.624,74	305.368,64	145,933
11+0,000	9.562.640,83	305.380,52	145,724
12+0,000	9.562.656,91	305.392,41	145,384
13+0,000	9.562.673,00	305.404,30	145,428
14+0,000	9.562.689,08	305.416,18	145,692
15+0,000	9.562.705,17	305.428,07	147,305
16+0,000	9.562.721,25	305.439,95	148,797
17+0,000	9.562.737,34	305.451,84	150,319
18+0,000	9.562.753,42	305.463,72	153,798
19+0,000	9.562.769,51	305.475,61	154,944
20+0,000	9.562.785,59	305.487,50	155,898
21+0,000	9.562.801,68	305.499,38	157,703
22+0,000	9.562.817,76	305.511,27	157,463
23+0,000	9.562.833,85	305.523,15	159,384
24+0,000	9.562.849,93	305.535,04	160,450
25+0,000	9.562.866,02	305.546,92	161,221
26+0,000	9.562.882,10	305.558,81	161,962
27+0,000	9.562.898,19	305.570,69	162,615
27+8,070	9.562.904,68	305.575,49	162,844

Quadro 2.2.1.2c – Locação e cotas do eixo principal da barragem Oitis

2.2.1.3 – Levantamento da Área do Eixo Barrável

O levantamento da área da barragem teve como base o levantamento de dois eixos, o primeiro a ser levantado foi eixo abaixo do eixo adotado, distante ≈400m no sentido do rio.

O segundo eixo foi adotado como sendo o local ideal para implantação do barramento, sendo que o primeiro eixo tem como interferência uma passagem molhada construída na

principal via de acesso a algumas comunidades circunvizinhas. O estaqueamento se iniciou na ombreira direita, estaca 0+0,00 e findou na estaca 27+8,070 perfazendo um total de 548,07 m. A Tabela 2.2.1.3 apresenta a relação de marcos implantados ao longo do eixo a ser barrado.

MARCOS IMPLANTADOS				
Nº	POSIÇÃO	E	N	H
M1	Ombreira esquerda	305.500,000	9.562.802,691	157,840
M2	Ombreira esquerda	305.467,459	9.562.821,999	157,975
M3	Ombreira direita	305.234,930	9.562.439,279	162,302
M4	Ombreira direita	305.195,012	9.562.407,797	162,869

Quadro 2.2.1.3 – Marcos implantados

O levantamento das seções transversais do eixo barrável, abrangeu uma faixa de domínio de 100 metros a montante e a jusante do referido eixo. Tendo sido levantadas seções transversais ao eixo, com pontos cotados, distantes entre elas à 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, estradas, afloramentos rochosos, rede elétrica, elevações, mudanças bruscas de inclinação do terreno etc.

O levantamento do eixo longitudinal e transversal do vertedouro obedeceu à sistemática descrita anteriormente, sendo que as seções foram prolongadas a montante, até uma cota pré-determinada para soleira, e a jusante até o leito do rio. O levantamento até o leito do rio foi feito acompanhando o canal de sangria, através de poligonais seccionadas a cada 20 metros, com 40,00 metros de largura para cada lado, com pontos cotados a cada 20 metros.

2.3 – Estudos Geológicos-Geotécnicos

2.3.1 – Geologia Regional

A área da barragem Oitis situa-se na unidade geológica Suíte Intrusiva Meruoca de idade neoproterozóica, em torno de 540 m.a. Constitui-se de granitóides tipo monzonitos, granodioritos e sienitos com predominância de textura equigranular com tonalidades avermelhadas a acinzentados ou esbranquiçados.

Do ponto de vista tectônico esta unidade abrange uma faixa que se posiciona lateral a serra da Ibiapaba, na direção de aproximadamente 30° NE-SW. Pelo outro lado faz contato litológico com os sedimentos conglomeráticos da Formação Aprazível, através da Falha Café Ipueiras com a parte superior do Grupo Jaibaras. Ver mapa geológico abaixo:

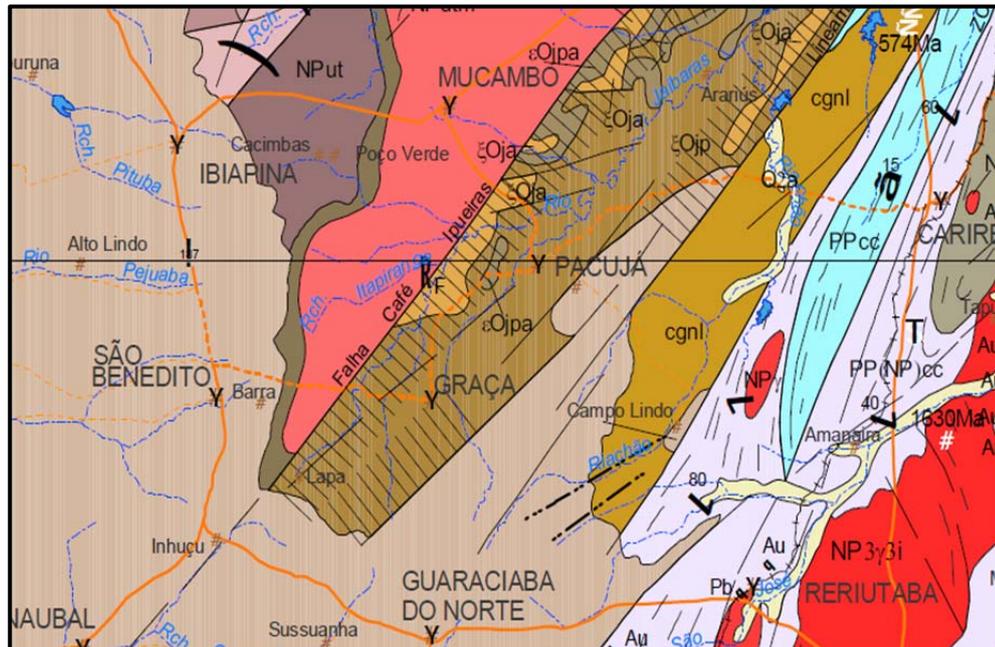


Figura 2.3.1 – Mapa Geológico do Estado do Ceará, 2020. Escala: 1: 500.000
Sistema de Coordenadas Geográficas Datum Sirgas 2000

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

O levantamento geológico realizado no eixo da barragem, teve como principal objetivo a identificação litológica da área. Vale salientar que o eixo proposto para o barramento, não aparece afloramento rochoso em superfície. Somente, com a campanha de sondagens geotécnicas foi possível definir a fundação da barragem. Então, as sondagens mistas SM 2, SM 3 e SM 4 apresentaram topo rochoso, somente, a seis (6,0 m) de profundidade, sendo constituído por rocha de composição granítica com granulometria de matriz fina, e grãos porfiríticos, tonalidade acinzentada. Estas informações vieram confirmar as descrições citadas na geologia regional.

As ombreiras do barramento apresentaram superficialmente resquícios de tálus pouco profundo, arrasados, apresentando uma camada de seixos arredondados (0,80m) com características de arenito quartzítico, seguido por uma camada de solo arenoargiloso avermelhado com seis (6,0m) de profundidade, conforme os resultados das sondagens realizadas: SM 1, SM 5, SM 6 e SM 7.

Assim, a implantação do vertedouro foi definida como parte integrante do maciço de terra, com largura de 50,00 m, entre as estacas E6+0,00 m à E8+10,00 m constituído por perfil Creager, bacia de dissipação, e muros alas de proteção. Vale salientar que, o barramento terá um comprimento de 350,00 m sem levar em consideração o vertedouro.

Ao longo do barramento, abrangendo uma faixa de 100,00 m para montante e 100,00 m para jusante foram mapeados os afloramentos existentes com utilização de GPS para anotação dos pontos visitados. Ver planta, perfil, e seção tipo do vertedouro.

Esta camada intrusiva situa-se no eixo da barragem, tem forma grosseiramente circular com alongamento pronunciado para sudoeste, e é truncado nos flancos leste e sudeste pela falha Café-Ipueiras.

Esta rocha intrusiva, é constituída por uma rocha granítica grosseira equigranular, leucocrática em tonalidades cinza clara, destacando-se macroscopicamente feldspato branco, quartzo e máficos.

2.3.3 – Características geomorfológicas

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

2.3.4 – Investigação da fundação da barragem

2.3.4.1 – 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 a 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 a resistência das camadas traduzidas através dos valores de “SPT”. Para a extração das amostras, foi 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 as sondagens no eixo da barragem não foram realizados ensaios de infiltração, conforme definido no planejamento geotécnico. Os sedimentos inconsolidados existente sobre a fundação rochosa serão removidos, e substituídos por materiais arenoargilosos com características impermeáveis.

Para os trechos em rocha, foi utilizada sonda rotativa, acoplada a um calibrador e 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.

Preferencialmente os furos foram executados a partir do terreno natural.

Os equipamentos a serem utilizados na execução dos furos foram os convencionais utilizados nas sondagens com retirada de testemunhos em rocha. Durante as sondagens rotativas SM-02, SM-03 e SM-04, foram executados ensaios de perda d’água específica.

2.3.4.2 – Ensaios de perda d’água específica

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 de campo em todos os furos das sondagens mistas do eixo.

Os resultados destas sondagens e ensaios de campo serão apresentados em desenhos na forma de boletins individuais do subsolo no local de cada furo.

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

levantamento de todas as cotas das bocas dos furos levantadas através de nivelamento topográfico.

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.

2.3.5 – 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 relatório geotécnico contendo descrição geológica e documentação fotográfica das caixas de testemunhos.

As amostras foram coletadas a cada metro de profundidade através do amostrador padrão e acondicionadas em sacos plásticos para posterior reclassificação táctil-visual em laboratório.

Os índices de penetração foram obtidos pela cravação do amostrador padrão através de quedas sucessivas do martelo padronizado com massa de ferro de 65 kg caindo da altura de 0,75 m, até se atingir a penetração de 0.30 m, anotando-se o número de golpes necessários à cravação de cada 0,15 m do referido amostrador padrão, ou conforme orientações da Norma Brasileira NBR-6484/FEV2001.

Ao atingir o topo rochoso, foi iniciada a perfuração com o emprego de barrilete duplo giratório modelo NWM (NX), com comprimento livre de 1,65 m. A cada manobra efetuada,

foi anotada a profundidade inicial e final, bem como, o comprimento dos testemunhos recuperados.

As sondagens pelo processo rotativo foram executadas nos trechos em rocha e obedeceram às recomendações Norma Brasileira NBR-6484/FEV2001.

Nos trechos em solos, a sondagem foi executada por lavagem direta com coleta de amostras e medida de SPT (Standard Penetration Test.). As amostras de rocha recuperadas foram acondicionadas obedecendo a sequência da perfuração em caixas de madeira com divisões apropriadas e encaminhadas para análise no laboratório.

A permeabilidade e a condutividade hidráulica do maciço rochoso, ao longo do barramento e suas proximidades, frente à percolação d'água através dos seus planos de descontinuidades (fraturas, falhas e fissuras), foram calculadas a partir dos ensaios padronizados de perda d'água sob pressão realizados nessa fundação, através dos furos de sondagens mistas.

2.3.5.1 – Sondagens realizadas

As investigações geotécnicas realizadas no local da barragem objetivaram a identificação e compreensão das características e peculiaridades do solo de fundação e do substrato rochoso deste sítio, visando a concepção de um maciço tecnicamente adequado e seguro além, de economicamente viável.

Para concretização deste objetivo foram realizadas 08 prospecções mecânicas mistas (iniciada por processo percussivo e prosseguida com sonda rotativa), nas posições indicadas no Quadro nº 2.3.5.1.

BARRAGEM OITIS						
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)		6,00			
SM 7	E00 (40M Jusante)		12,00			
SM 8	E00 (80m Jusante)		6,00			
TOTAL			71,78	15,50		

Quadro 2.3.5.1 – Lista de sondagens realizadas

Portanto, na área do maciço e vertedouro foram executadas 08 (oito) sondagens mistas, e 06 (três) sondagens à percussão (SP) totalizando 71,78 m, e 15,50 m com equipamento rotativo.

2.3.6 – Considerações

Desta campanha de sondagem realizada no boqueirão da barragem, pode-se observar, entre outras coisas, que:

- i. Na zona da planície do rio, aproximadamente entre Estacas 5 e 12 (140 m de extensão), onde ocorrem sedimentos aluvionares com espessura média de seis (6,0m) de profundidade. Estes sedimentos aluvionares estão em contato com o maciço rochoso caracterizado por rochas de composição granítica (provavelmente granodioritos e sienitos). O nível d'água não foi encontrado na região da calha do riacho Oitis, conforme sondagem SM 3 (E7+10,00m), realizada em 27/01/2024;
- ii. Não foram encontrados materiais argilosos/siltosos de compacidade preocupante em nenhum furo da campanha de sondagem;
- iii. As perdas d'água no ensaio Lugeon indicaram, de um modo geral, valores pouco significativos nas ombreiras e na calha do rio, onde obteve-se o valor de perda d'água específica de 0,213 l/min/m/atm., e Coeficiente de Permeabilidade (k) igual a 2,23 cm/s para a carga efetiva máxima aplicada. Neste caso, o comportamento do fluxo de percolação da água nas fraturas foi predominantemente fechado, sem deformação. Portanto, com base nestes ensaios, é de se prever que o substrato rochoso não deve apresentar valores preocupantes de condutibilidade hidráulica, mesmo na calha do rio.

- iv. Na calha do rio subjacente ao pacote aluvionar, constatou-se a presença de rocha biotita-gnaiss, com veios de quartzito, muito dura com RQD em média de 80%.
- v. Nas ombreiras o topo rochoso encontra-se profundo, aproximadamente 11,00m de profundidade.

2.3.7 – Investigação do local do vertedouro

Como mencionado no item 2.3.2 – Geologia Local, o vertedouro será construído incorporado ao maciço de terra, entre as estacas E6+10,00 m e E9+0,00 m com 50,00 m de largura. Assim, as investigações do subsolo do vertedouro foram realizadas no decorrer dos estudos da fundação

2.3.8 – Materiais naturais de construção

Este item trata do estudo das características geotécnicas dos materiais de construção, constituídos por materiais argilosos, areia e rocha, como principais insumos na construção do barramento e vertedouro.

2.3.8.1 – Materiais terrosos

No interior da bacia hidráulica da Barragem Oitis existem ocorrências de solos argilosos impermeáveis favoráveis à execução do maciço, onde foram estudadas duas jazidas, denominadas de JS-2 e JS-3, localizadas na bacia hidráulica. Fora da área da bacia, foi estudada a jazida JS-1.

Áreas com ocorrências de solos areno argilosos impermeáveis, com características adequadas à construção de barragens, foram identificadas no interior da bacia hidráulica, a distâncias de 1,00 km.

Ver planta de jazidas em anexo (Volume 2 – Desenhos, BO-PB-EG-23_REV2). Nestas áreas, o capeamento de solo apresenta espessura média da ordem de 1,70 m de material aproveitável. Assim, foram estudadas duas áreas na bacia hidráulica (JS-2 e JS-3). A jazida de solo (JS-1) situa-se a 5,0 km à jusante do barramento.



Figura 2.3.8.1a – Local da jazida de solo JS-01

Jazida de solo (JS-01), no ensaio de caracterização do material, o tipo de solo predominante nesta jazida foi classificado como sendo um CL, uma argila de baixa plasticidade (Sistema de Classificação Unificada dos Solos - SUCS). Este tipo de solo é adequado para construção de maciços de terra, bastante empregado na construção de barragens por ser um material com permeabilidade baixa. A distância em relação ao eixo do barramento é de $\approx 5,00\text{km}$.

A investigação dos empréstimos foi executada apoiada nos trabalhos de mapeamento geológico, que identificaram os locais onde ocorrem os depósitos mais promissores. Nestes locais, foram executados poços de investigação, distanciados a cada 100 m. Assim, foram selecionadas duas áreas de empréstimo, cujas características são apresentadas a seguir.

Os volumes cubados nas duas áreas estudadas são apresentadas nos Quadros 2.3.8.1a, 2.3.8.1b, e 2.3.8.1c abaixo. Nos anexos 02 e 03 são apresentados os boletins de sondagens e os resultados dos ensaios de caracterização dos materiais geotécnicos de laboratório.

Área estudada	5.000 m ²
Nº de poços executados	04
Espessura média do expurgo	0,10 m
Espessura média de mat. utilizável	1,80 m
Volume de material utilizável	9.000 m ³

Volume de expurgo	500 m ³
Distância ao eixo da barragem	5,00 km
Massa Específica Aparente Seca Máxima	1,80 g/cm ³
Umidade Ótima (h)	11,3 %
Índice de Plasticidade	10,0%
Coefficiente de Permeabilidade (k)	7,8 E-05 cm/s.
Coesão (c')	13 ± 2 kPa
Ângulo de Atrito (ø)	28,4 ± 2,3°
Classificação SUCS	CL

Quadro 2.3.8.1a – Jazida de Solo (JS-1)

Área estudada	15.000 m ²
Nº de poços executados	05
Espessura média do expurgo	0,15 m
Espessura média de mat. utilizável	1,60 m
Volume de material utilizável	24.000 m ³
Volume de expurgo	2.250 m ³
Distância ao eixo da barragem	1,00 km
Massa Específica Aparente Seca Máxima	1,75 g/cm ³
Umidade Ótima (h)	13,8%
Índice de Plasticidade	12%
Coefficiente de Permeabilidade (k)	7,0 E-05 cm/s.
Coesão (c')	13 ± 2 kPa
Ângulo de Atrito	28,4 ± 2,3°
Classificação SUCS	CL

Quadro 2.3.8.1b – Jazida de solo (JS-2)

Área estudada	20.400 m ²
Nº de poços executados	08
Espessura média do expurgo	0,15 m
Espessura média de mat. utilizável	1,60 m
Volume de material utilizável	32.640 m ³
Volume de expurgo	3.060 m ³
Distância ao eixo da barragem	1,00 km
Massa Específica Aparente Seca Máxima	1,77 g/cm ³
Umidade Ótima (h)	12,5%
Índice de Plasticidade	11%
Coefficiente de Permeabilidade (k)	6,5 E-05 cm/s.
Coesão (c')	13 ± 2 kPa
Ângulo de Atrito	28,4 ± 2,3°
Classificação SUCS	CL

Quadro 2.3.8.1c – Jazida de solo (JS-3)

Os solos ocorrentes para todas as jazidas estudadas, foram classificados segundo a SUCS como solos argilosos de baixa plasticidade, tipo CL. A análise das curvas de distribuição granulométrica, compactação e os índices de Atterberg são razoavelmente uniformes.

No que diz respeito à resistência ao cisalhamento, foram utilizados índices encontrados em estudos realizados pelo USBR¹ (Design of Small Dams, terceira edição 1987). Assim, os valores de c' e ϕ' a serem utilizados nos estudos e análises de estabilidade da Barragem Oitis são os valores médios de $c' = 13 \pm 2$ kPa e $\phi' = 28,4 \pm 2^\circ$. Na Barragem Taquara, bem próximo ao local do projeto, os ensaios de cisalhamento obtiveram valores dentro da faixa de tolerância adotada pelo USBR, com valores de $c' = 15$ Kpa e $\phi' = 29^\circ$.

Todos os furos de sondagem foram georreferenciados ao eixo topográfico implantado e tiveram suas coordenadas UTM – SIRGAS 2000 registradas (desenho BO-PB-EG-23_REV2).

Um lastro de areia foi estudado no leito do riacho Taquari, o qual se inicia a 6,0 km do eixo do local para implantação da Barragem Oitis, denominada Jazida de Areia (JA-1), com dimensões (200x30x1,70) m apresentando volume estimado de 10.200m³, suficiente para o atendimento às necessidades da obra. Conforme mostra a Figura 2.3.8.1b a seguir.

A exploração da areia será bastante facilitada, considerando que na maior parte do ano, o leito do riacho está seco.

Quanto à permeabilidade, os ensaios no permeâmetro de carga variável apresentaram valores médios para o coeficiente de permeabilidade de $1,2 \cdot 10^{-3}$ m/s. Também se observa que para as duas amostras de areias, um comportamento bastante uniforme, o que as qualifica como material para construção do sistema de drenagem e concreto.

¹ U.S Bureau of Reclamation (USBR) é uma agência governamental dos Estados Unidos, fundada em 1902, responsável pela construção de represas, sistemas de irrigação e outros projetos de infraestrutura relacionados à gestão de recursos hídricos, especialmente no Oeste dos Estados Unidos



Figura 2.3.8.1b – Jazida de Areia (JA1) no riacho Taquari

2.4 – Estudos Hidrológicos

2.4.1 – Metodologia utilizada para coleta de dados

Por definição, uma bacia hidrográfica é determinada espacialmente por divisores topográficos (cotas elevadas), de forma que a água precipitada internamente nesses divisores, obrigatoriamente irá escoar através da sua seção de exultório. Para a delimitação da bacia, se faz necessário o conhecimento prévio do relevo ou topografia da região.

Para esta avaliação morfológica do local de estudo, utilizou-se a imagem de um modelo digital de elevação (MDE) derivado da imagem SRTM, obtida pelo projeto Topodata (www.dsr.inpe.br/topodata) em escala 1:250.000, com curvas de nível a cada 30 metros. O MDE é um arquivo tipo raster, formado por pixels com informações de coordenadas e elevação, possibilitando a representação contínua das superfícies.

Empregou-se a ferramenta computacional Quantum GIS (QGIS), versão 3.32.0 (www.qgis.org), onde, a imagem foi reprojetaada passando do sistema de coordenadas geográficas para o sistema de coordenadas planas, esse procedimento foi necessário para determinação de área e perímetro

2.4.2 – Caracterização física da bacia

A bacia da Barragem Oitis abrange uma área de 34,83 km², um perímetro de 27,42 km,

uma declividade de 12,51* m/km e um comprimento do curso principal de 12,47 km. A forma desta bacia pode agora ser caracterizada utilizando estes dados. A forma de uma bacia hidrográfica é importante, pois afeta o tempo de concentração, ou seja, o tempo do início da precipitação 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 Ibiapada, 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:

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

A tabela abaixo, é referente aos valores encontrados para a bacia hidrográfica da Barragem Oitis, onde se utiliza da divisão do talvegue principal em seguimentos, nesse caso, 7 (sete) trechos distintos divididos de forma aleatória.

Declividade média da bacia pela compensação das áreas						
Segmento	Cota inferior	Cota superior	Distância entre segmento	Declividade entre 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 2.4.2 – Declividade média da bacia pela compensação das áreas

2.4.2.1 – Índice 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 relacioná-la com formas geométricas conhecidas. O Fator de Compacidade (k_c) a relaciona com o círculo, enquanto o Fator de Forma (k_f) com o retângulo.

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

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

Assim, a bacia da Barragem Oitis pode ser caracterizada por estes índices calculados da seguinte forma.

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

$$k_f = \frac{A}{L^2} \quad \text{Fator de forma}$$

Onde:

A é a área, P é 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:

$$K_c = 1,31$$

$$K_f = 0,22$$

Quando temos um fator de compacidade 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 compacidade da Bacia do riacho Oitis é relativamente próximo a 1, o que indica uma bacia propensa a enchentes rápidas, 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

estreta e longa, com baixo kc, 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. A Figura 2.4.2.1a mostra a bacia da Barragem Oitis e as curvas de nível.

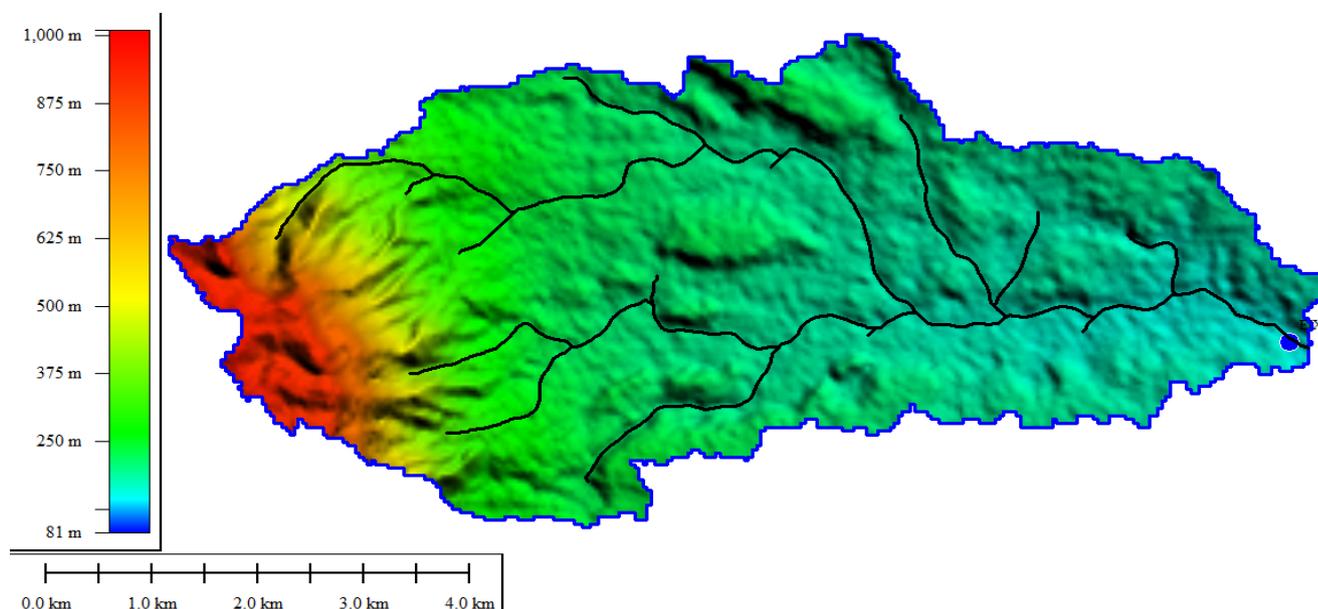


Figura 2.4.2.1a – Bacia hidrográfica da Barragem Oitis

A bacia da Barragem Oitis, tem predominantemente solos **PE 12** (Podzólico Vermelho Amarelo Equivalente Eutrófico + Solos Litológicos Eutróficos Indiscriminados com Afloramentos de Rochas), **PE14** (Podzólico Vermelho Amarelo Equivalente Eutrófico) e **Re14** (Litológico Eutrófico + Podzólico Vermelho Amarelo Equivalente Eutrófico). Ver Figura 2.4.2.1a, o que associado com o relevo resulta numa moderada capacidade de drenagem para a bacia. Segundo a FUNCEME, a vegetação é composta de Caatinga Arbustiva Aberta, Floresta Caducifólia Espinhosa e Floresta Subcaducifólia Tropical Pluvil, e Mata Seca. O principal uso e ocupação é para agricultura (culturas anuais, temporárias e permanentes) e pastagem e vegetação naturais.

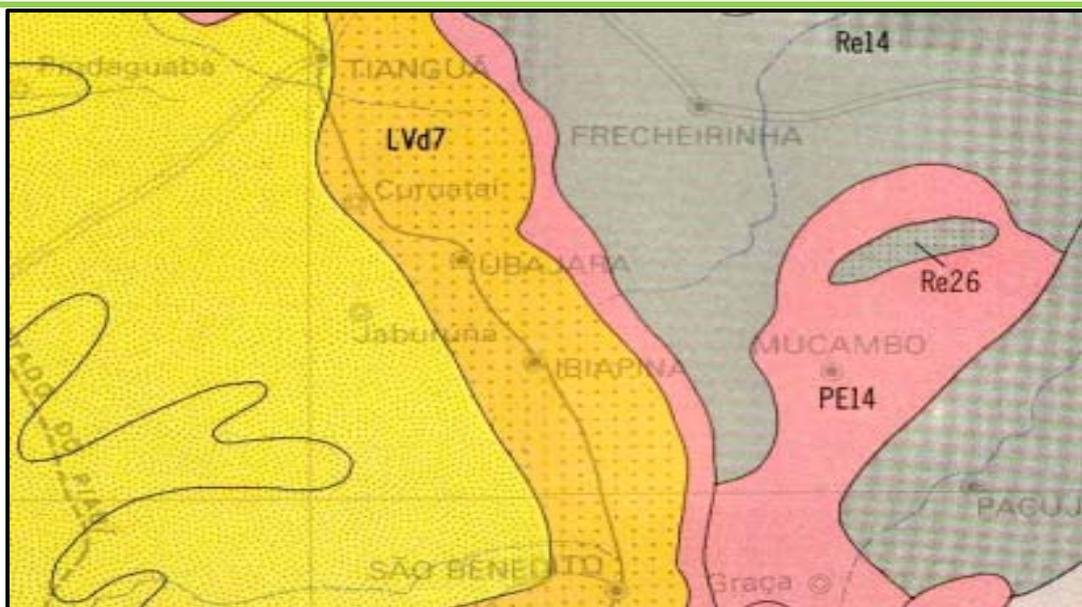


Figura 2.4.2.1b – Tipos de solo

2.4.3 – Estudos hidroclimáticos

A abordagem da climatologia, aqui desenvolvida, visa dar subsídios às etapas subsequentes dos estudos realizados na bacia da barragem Oitis, principalmente àquelas relacionadas ao aproveitamento dos seus recursos hídricos.

A bacia hidrográfica estudada drena uma área de 34,83 km² no local a ser barrado. A referida bacia não tem localizada em seus domínios nenhuma estação hidroclimatológica, sendo por isso, utilizada como estação representativa a da cidade de Sobral (INEMET, normais 1991-2020)². No ano de 2020, a estação de Sobral teve suas operações finalizadas.

2.4.3.1 – Principais parâmetros

2.4.3.1.1 – 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) :

²INEMET, 2020. Portal INMET-Normais Climatológica do Brasil.

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

Onde,

Tcomp - Temperatura média compensada

T12 - Temperatura observada às 12:00 TMG

T24 - Temperatura observada às 24:00 TMG

TMAX - Temperatura máxima do dia

TMIN - Temperatura mínima do dia

A temperatura compensada apresenta uma pequena variação de 0,9 °C, isso para os meses de julho (23,7 °C) e dezembro (24,6 °C). As médias máximas e mínimas extremas ocorrem respectivamente nos meses de julho (38,3 °C) e agosto (21,1 °C), conforme se observa no Quadro 2.4.3.1.1 e Figura 2.4.3.1.1.

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	34,2	32,7	32,1	31,4	32,2	33,1	34,2	35,8	36,7	36,9	36,7	36,2	34,4
Comp.	27,5	26,7	26,3	26	26,2	26,3	26,8	27,5	28,1	28,3	28,4	28,5	27,2
Mínima	22,9	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 2.4.3.1.1 – Temperaturas máxima, média compensada e mínimas.

Fonte: INMET(1991-2020)

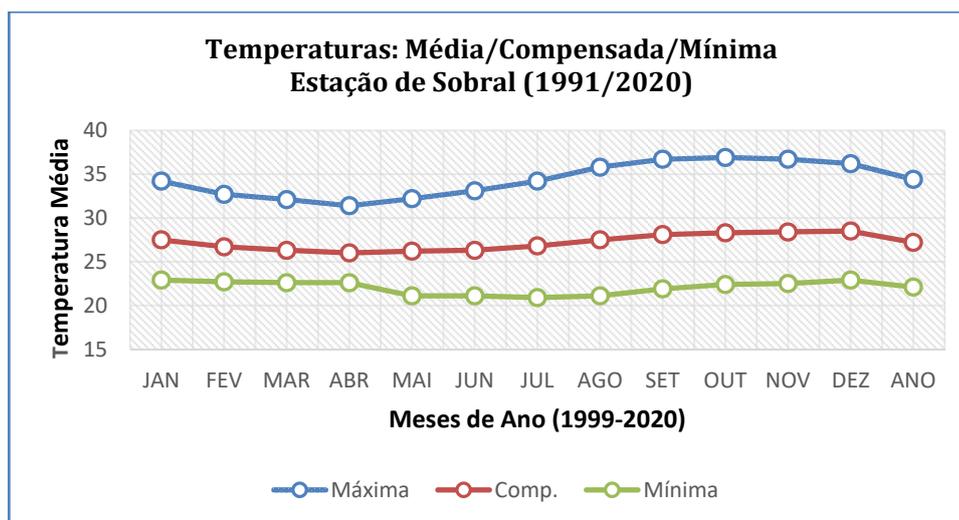


Figura 2.4.3.1.1 – Temperaturas máxima, compensada e mínima (1991-2020).

Fonte: INMET

2.4.3.1.2 – Umidade relativa

A umidade relativa média apresenta uma variação máxima de 30% referente aos meses de Abril (85%) e setembro (55%), como pode-se verificar no Quadro 2.3.3.1.2 e Figura 2.3.3.1.2

Tabela 4.1.2 – 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 2.4.3.1.2 – Umidade relativa média anual.

FONTES: INMET (1991-2020)

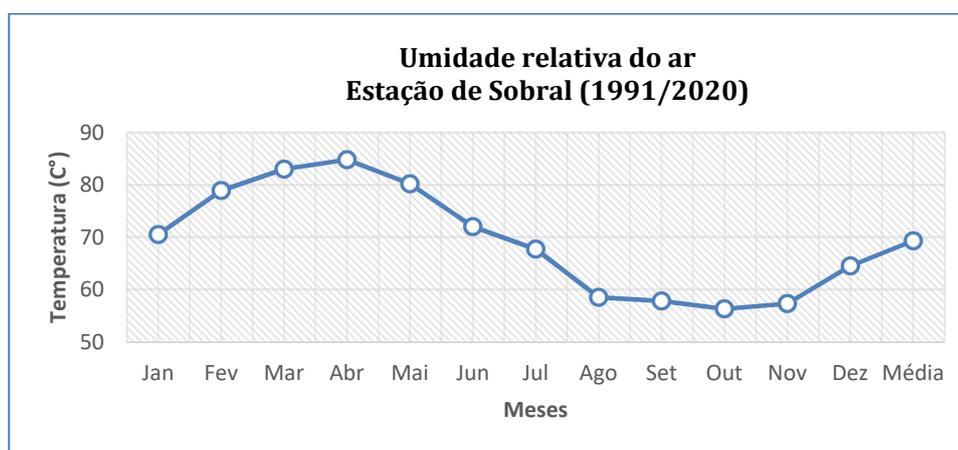


Figura 2.4.3.1.2 – Gráfico representativo da umidade relativa média da cidade de Sobral.

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.

2.4.3.1.3 – Insolação

A Tabela 2.4.3.1.3 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 2.799 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	233,3

Quadro 2.4.3.1.3 – Insolação média mensal na Estação de Sobral.

FONTES: INMET (1961-2015)

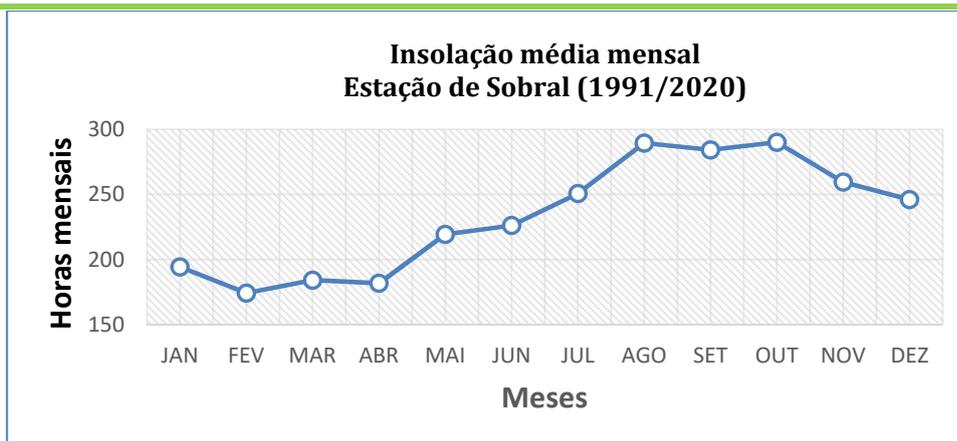


Figura 2.4.3.1.3 – Gráfico representativo da insolação média mensal, estação de Sobral.

Fonte: INMET (1991-2020)

2.4.3.1.4 – 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.

A estação de Sobral apresenta suas velocidades médias dos ventos descrita no Tabela 2.4.3.1.4. Esta região 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.

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 2.4.3.1.4 – Velocidade média dos ventos na estação de sobral.

FORNTE: INMET (1981-2010)

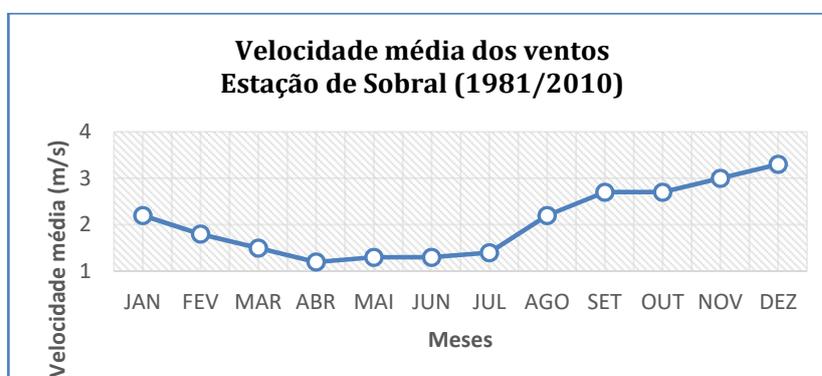


Figura 2.4.3.1.4 – Velocidade dos ventos mensais. Estação de Sobral.

Fonte: INMET (1981-2010)

2.4.3.1.5 – 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	MÉDIA
(mm)	193,3	114,4	87,7	69,9	91,5	142,5	203,2	268,5	297,9	309	293,8	272,0	195,31

Quadro 2.4.3.1.5 – Evaporação média mensal.

Fonte: INMET (1981 a 2010)

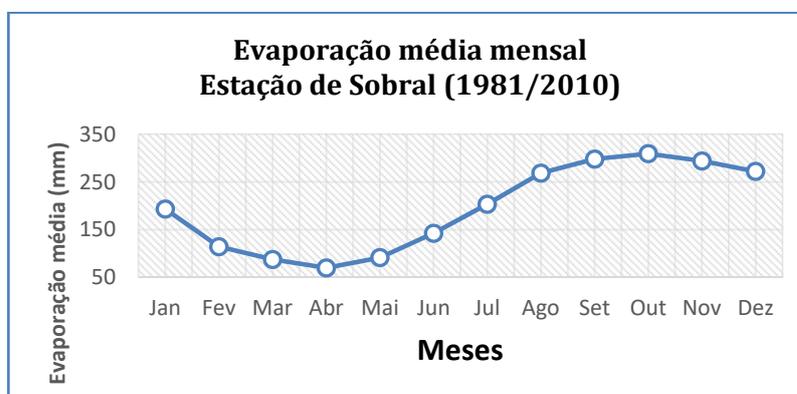


Figura 2.4.3.1.5 – Evaporação média mensal na estação de Sobral.

FONTES: INMET (1981-2010)

2.4.3.1.6 – Evapotranspiração potencial máxima e real

A evapotranspiração potencial máxima só ocorreria numa situação hipotética em que o solo tivesse todo o suprimento de água necessária atingindo a condição máxima. A evapotranspiração real é a que ocorre de forma efetiva, de acordo com o suprimento de água existente no solo. Como se observa nas tabelas abaixo, os meses de maior valor ocorre 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	MÉDIA
(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	178,78

Quadro 2.4.3.1.6a – Evapotranspiração potencial média mensal.

FONTES: INMET (1961-2015)

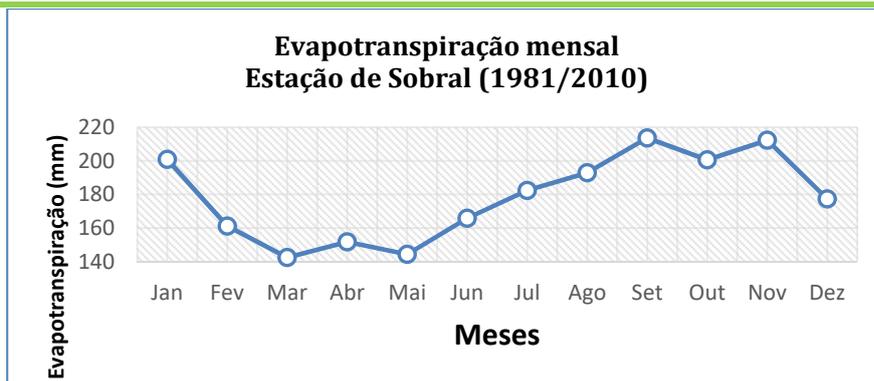


Figura 2.4.3.1.6a – Evapotranspiração potencial média mensal.

FORNTE: INMET (1981-2010)

Evapotranspiração real anual - 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 2.4.3.1.6b – Evapotranspiração real média mensal

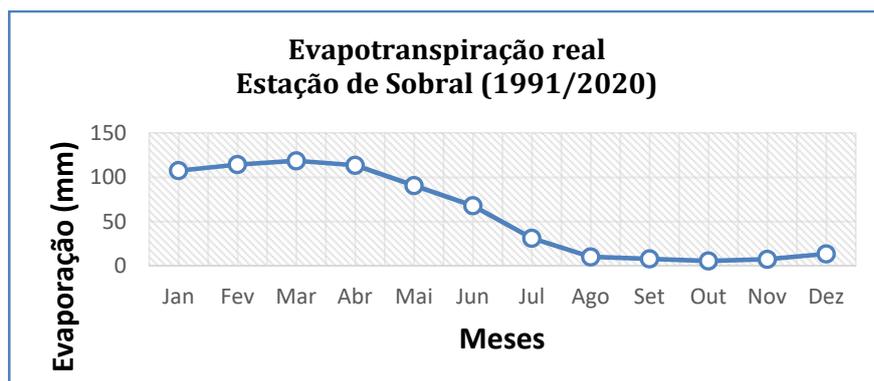


Figura 2.4.3.1.6b – Evapotranspiração real mensal.

Fonte: COGERH

2.4.4 – Sinopse climatológica

Pluviometria média anual (sobre a bacia)	1.262 mm
Evapotranspiração potencial (Hargreaves)	2.145,4 mm
Insolação anual	2.799,1 horas
Umidade relativa anual	69,3 %
Temperatura máxima anual	34,4 °C
Temperatura compensada anual	27,2 °C
Temperatura mínima anual	22,1 °C
Classificação Climática	DS2A'a'

2.4.5 – Estudos pluviométricos

2.4.5.1 – Dados utilizados

A bacia hidrográfica da Barragem 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 diária satisfatória para elaboração do regime de chuvas.

2.4.5.2 – Caracterização do Regime Pluviométrico

2.4.5.2.1 – 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 FUNCEME³. 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:

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

³ FUNCEME – Fundação Cearense de Meteorologia e Recursos Hídricos

Onde:

Pm: Precipitação média

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

Pi: 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 2.4.5.2.1a – Quadro de localização dos postos pluviométricos

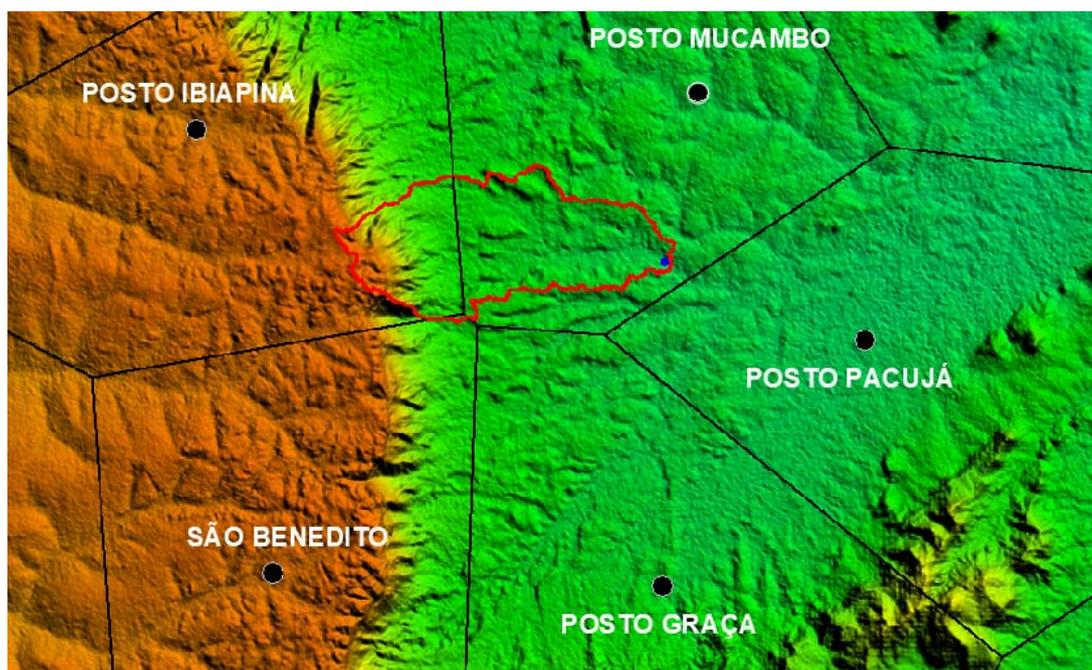


Figura 2.4.5.2.1 – Polígonos de Thiessen sobre área de influência da bacia hidrográfica

ÁREA DE INFLUÊNCIA DE CADA POSTO		
POSTO	ÁREA (Km ²)	PERCENTUAL (%)
MUCAMBO	21,33	61,24%
IBIAPINA	12,30	35,31%
SÃO BENEDITO	1,20	3,45%
TOTAL	34,83	100%

Quadro 2.4.5.2.1b – Área de influência de cada posto pluviométrico

Com base nos dados baixados no site da FUNCEME, órgão que mantém o monitoramento sistemático dos postos indicados e aplicando método dos polígonos de Thiessen, chegamos à Tabela 2.4.5.2.1c seguinte.

POSTO MUCAMBO			POSTO IBIAPINA			POSTO SÃO BENEDITO			THIESSEN		
ANO	Precipitação máxima diária anual	Precipitação máxima anual	ANO	Precipitação máxima diária anual	Precipitação máxima anual	ANO	Precipitação máxima diária anual	Precipitação máxima anual	ANO	Precipitação máxima diária anual	Precipitação 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 2.4.5.2.1c – Precipitações máx. diárias ocorridas 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, cuja estimativas para vários períodos de retorno encontram-se no Quadro 2.4.5.2.1d

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 neperian

Aplicando o método de Thiessen, interpolando os dados obtidos nos três postos, conforme o quadro 2.4.5.2.1c, 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 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 2.4.5.2.1d – Chuva de 1 dia, com probabilidade de recorrência futura

2.4.5.2.2 – Chuvas Intensas

Para projetos de obras hidráulicas em geral é importante a caracterização do regime pluviométrico em intervalos de tempo inferiores a 24 horas. A definição da vazão de projeto, por exemplo de canais integrantes da rede de drenagem, obras d'arte, está vinculada a 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. Este método baseia-se na observação feita pelo Engenheiro José Jaime Torrico Taborga 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 Isozonas. 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 em chuvas de menores duração consiste nas seguintes etapas de cálculo descritas a seguir:

1. Multiplicar a chuva de um dia por 1,10 para obter-se a chuva pontual de 24 horas;
2. Determinar a isozona onde está localizado o centro de gravidade da bacia hidrográfica. A área de estudo está localizada na Isozona D (Figura 2.4.5.2.2);

3. 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;
4. Plotar os valores P24h e P1h em papel probabilístico para obtenção de chuvas de durações intermediárias.

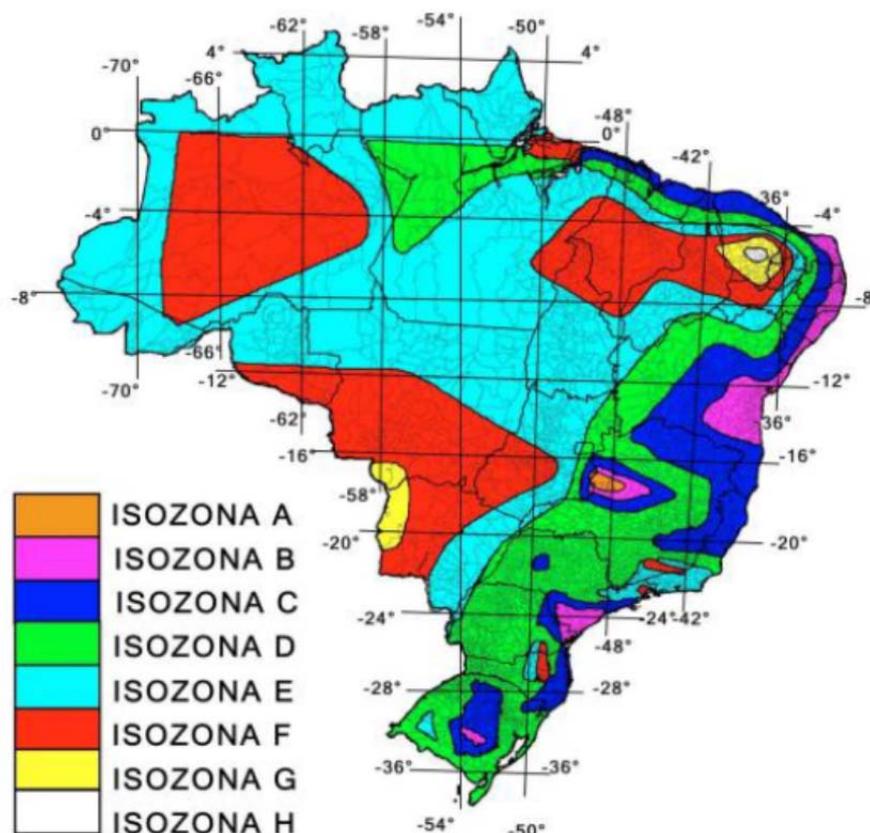


Figura 2.4.5.2.2 – Isozonas.

Fonte Torrico (1974)

Relação:	1h/24h										6min/24h		
	Tr	5	10	15	20	25	30	50	100	1000	10000	5 ~ 50	100
ISOZONAS	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 2.4.5.2.2 – Quadro de desagregação de chuvas diárias. 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.

2.4.6 – Estudos das cheias

2.4.6.1 – 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.

2.4.6.2 – 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 indicou 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 hidrograma 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 hidrograma 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).

2.4.6.2.1 – 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.

$P_a = P_o (1 - W \text{Log } A/A_o)$, 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 km²;

A_o = Área base na qual $P_a = P_o$;

Dados:

$W = 0,15$

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

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

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

$$P_a / P_o = 0,97$$

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

Feito isso, a conversão de chuva pontual em distribuída ao longo da bacia hidrográfica ficou com a seguinte intensidade, conforme o quadro abaixo:

Tempo de retorno (anos)	Chuva de 1 dia pontual	Fator (Pa/P0)	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 2.4.6.2.1 – Conversão da chuva pontual em chuva distribuída.

2.4.6.2.2 – 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 2.4.6.1.2), 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 2.4.5.2.2 e quadro 2.4.5.2.2, 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 2.4.6.2.2a – Chuva real de 1 dia para virtual de 24h

Conforme a figura 2.4.5.2.2, o posto está localizado na isozona E.

Na tabela 2.4.6.2.2b, 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 tabela da figura 2.4.5.2.2, correspondente a isozona D. Os valores obtidos constam na tabela 2.4.6.2.2b, a seguir:

ALTURA DE CHUVAS DE DURAÇÃO DE 1H (UMA HORA)			
PERÍODO DE RETORNO (ANOS)	PREC. VIRTUAL 24H (MM)	VALOR DE R NA ISOZANA 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 2.4.6.2b – Altura de chuvas com duração de 1h.

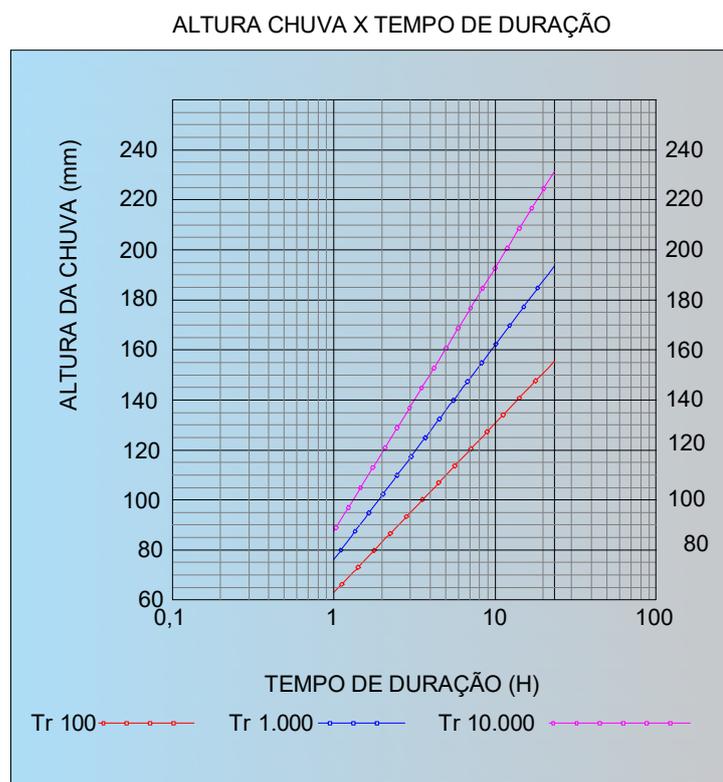


Figura 2.4.6.2.2 – Ábaco de curvas probabilístico para desagregação de chuvas

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

2.4.6.2.3 – 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 (SCS). As etapas do cálculo estão descritas a seguir.

2.4.6.2.4 – Tempo de Concentração

Tempo de concentração é o período necessário para que toda área de contribuição de uma bacia contribua para um determinado ponto de controle (exultório).

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

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

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 os dados da bacia, obtidos através do processamento de imagens de satélite, obteve-se :

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

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

2.4.6.2.5 – Hidrograma Unitário Triangular

O Hidrograma Unitário Triangular (H U T) tem a forma mostrada na figura 2.4.6.2.5. O seu cálculo é feito como se segue:

t_r = duração do excesso de chuva

$$t_r = 1/5 T_c = (1/5) \times 3 = 0,6 \text{ horas}$$

t_p = tempo até a vazão de pico

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

T_b = tempo de base do hidrograma

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

q_p = vazão de pico do HUT

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

P_e =excesso de precipitação = 0,001 m

A_b = área da bacia hidrográfica = 34.830.000,00 m²

$$q_p = (2 \times 0,001 \times 34.830.000) / (4,75 \times 3.600) = \mathbf{3,45 \text{ m}^3 / \text{s}}$$

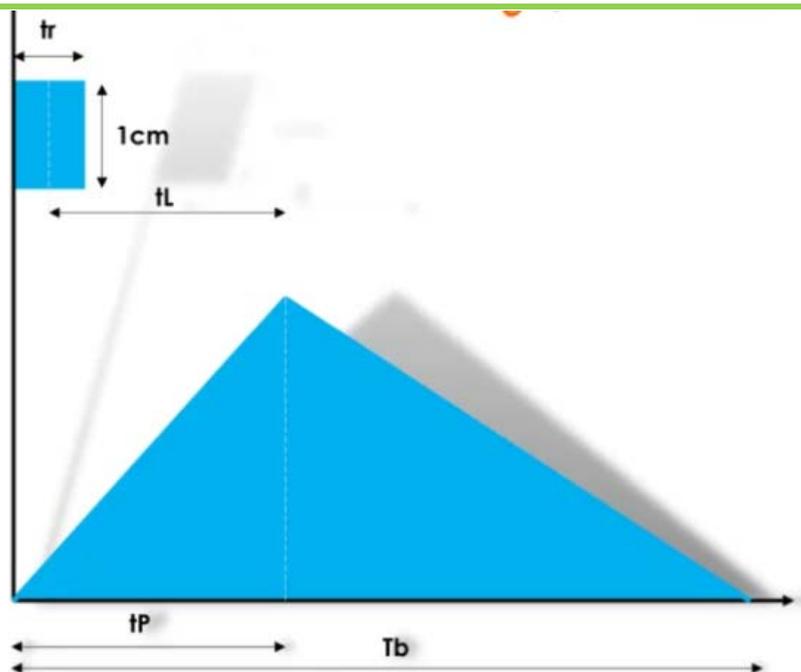


Figura 2.4.6.2.5 – Diagrama unitário

2.4.6.2.6 – Excesso de Precipitação

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

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

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 2.4.6.2.6 mostra os valores das precipitações totais na área para chuva de 3 horas de duração e, as precipitações efetivas (P_e) calculadas através da fórmula anterior. Para obtenção da chuva de 3 horas de duração, foi utilizado o gráfico probabilístico de desagregação das chuvas.

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 2.4.6.2.6 – Precipitação efetiva da chuva de 3 h (T_c)

2.4.6.2.7– Hidrograma Total Afluente

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

Hidrograma das cheias – Volume Afluente (m ³ /s)				
TEMPO (HORAS)	HIDROGRAMA UNITÁRIO	Período de retorno		
		TR=100anos (P _e =40,93mm)	TR=1000anos (P _e =58,35mm)	TR=10.000anos (P _e =75,07mm)
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 2.4.6.2.7 – Hidrograma das cheias

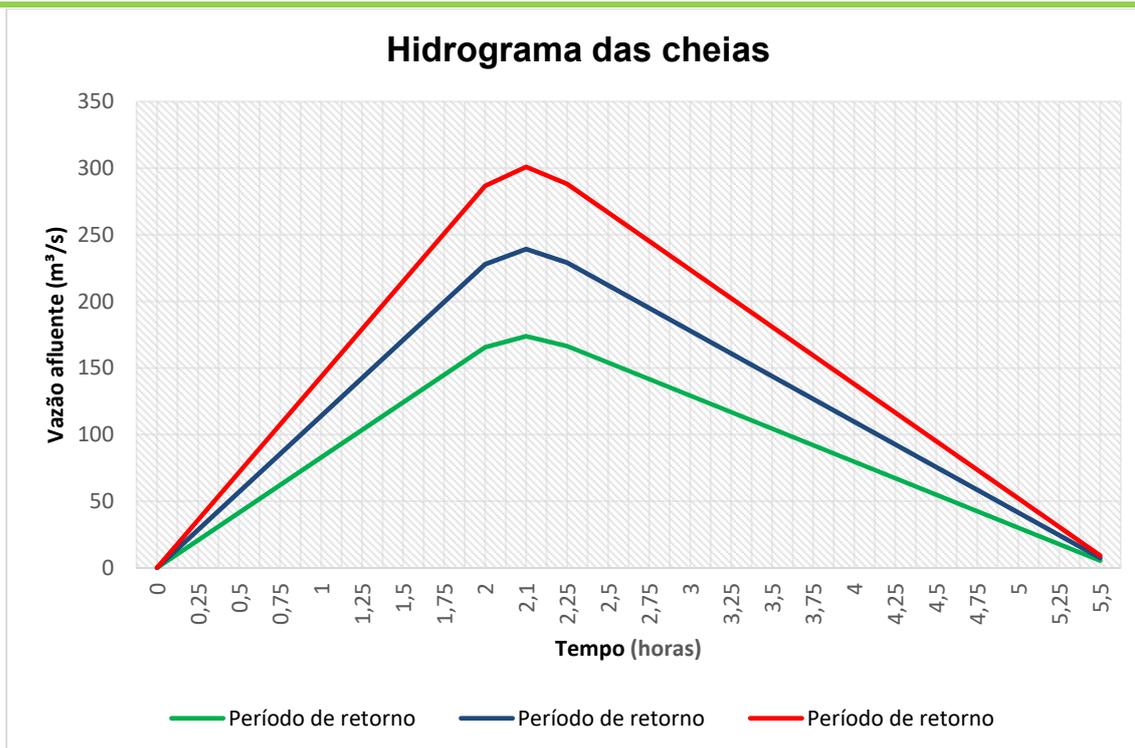


Figura 2.4.6.2.7 – Gráfico representativo da vazão afluyente com recorrências.

O gráfico acima, representa a demonstração gráfica do quadro de distribuição do Diagrama Triangular 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.

2.4.7 – Volume afluyente

Para determinação do volume afluyente anual, utilizou-se a metodologia do Eng^o 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)

2.4.7.1 – 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%.

2.3.7.2 – Volume afluente escoado.

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

Onde:

R = Rendimento = 0,2076

H = Precipitação Média Anual Máxima (m) = 1.261,00mm = 1,261 m

U = Coeficiente de correção = 0,8

A = Área da bacia hidrográfica total = 34.830.000m²

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

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

2.4.7.3 – 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 na Figura 2.3.7.3 e quadro 2.3.7.3 a seguir.

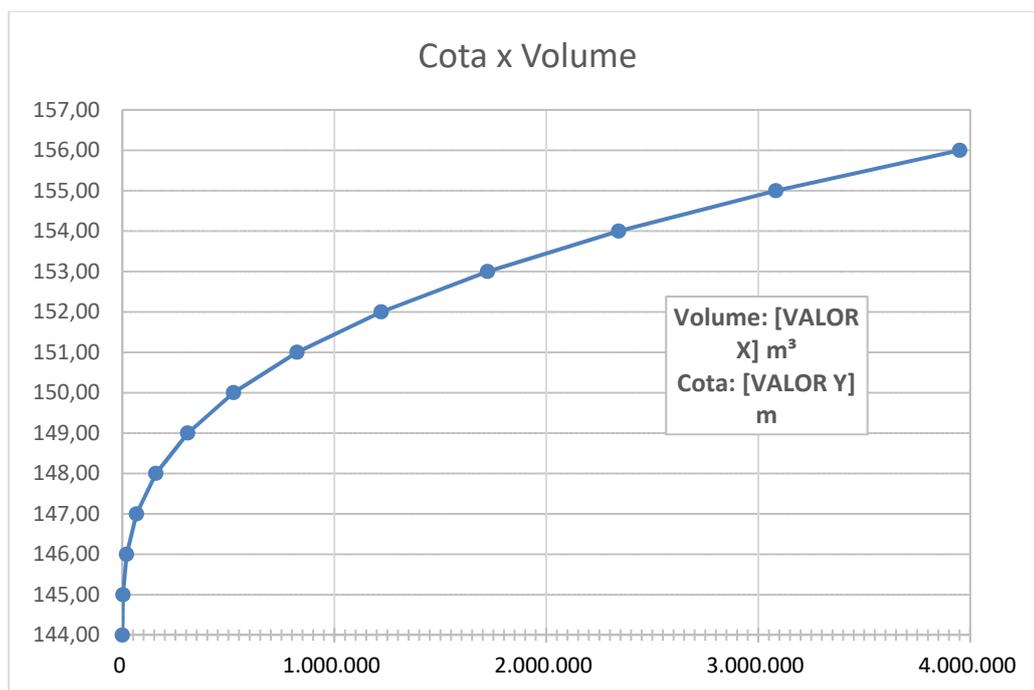


Figura 2.4.7.3 – Representação gráfica da cota x volume

COTA X VOLUME - BARRAGEM 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 2.4.7.3 – Cota volume do reservatório

2.4.8 – Dimensionamento hidrológico do reservatório

2.4.8.1 – 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 semiáridas 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

2.4.8.2 – 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 2.4.8.2 a seguir:

MESES	EVAPOTRANSPIRAÇÃO
JANEIRO	107,57
FEVEREIRO	114,45
MARÇO	118,61
ABRIL	113,61
MAIO	90,75
JUNHO	67,89
JULHO	31,28
AGOSTO	10,02
SETEMBRO	7,91
OUTUBRO	5,62
NOVEMBRO	7,48
DEZEMBRO	13,66
TOTAL	689,03

Quadro 2.4.8.2 – Taxa de evapotranspiração na estação de Sobral

Fonte COGERH

2.4.8.3 – Fator de Forma da Bacia (α)

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

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

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:

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

V_i e h_i representam os pares de valores Altura d'Água versus Volume, apresentados na tabela 2.3.8.3:

COTA X ALTURA			
COTA	ALTURA (h_i)	$(h_i)^3$	VOLUME ACUMULADO
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 2.4.8.3 – Altura x volume

Para a Barragem Oitis, considerando-se os pares de valores da tabela 2.4.8.3 somente até a cota do sangradouro (cota 154), obteve-se $\alpha = 2.376,87$

$$\alpha = \frac{\sum_{H_{353,50}}^{V_{329}} V_i}{\sum_{H_{353,50}}^{H_{329}} H_i^3} = \frac{7.190.045,29}{3.025,00} = 2.376,87.$$

2.4.8.4 – Fator Adimensional de Evaporação (Fe)

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

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

μ = volume afluyente anual = 7.294.338,23 m³

α = 237,40

Logo:

$$F_e = \frac{3x(2.376,87)^{1/3}x0,144}{(7.294.338,23)^{1/3}} = 0,03$$

2.4.8.5 – 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 afluyente médio anual = 7.294.338,23 m³;

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

$$F_k = \frac{V_{\text{acumulado}}}{V_{\text{afluyente}}}, \text{ onde:}$$

Vacumulado = Volume acumulado na cota considerada;

Vafluyente = Volume afluyente anual calculado.

No DTR (figura 2.3.8.5), 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 da Barragem Oitis tenha sido calculado em 0,30. O Diagrama Triangular de Regularização usada nos cálculos foi o de Cv = 0,60, o mais próximo apresentado no trabalho do Prof^o Nilson Campos.

Os resultados obtidos estão apresentados na tabela 2.3.8.5a, a seguir:

COTA	VOLUMES ACUMULADOS (m³)	$F_k = \frac{V_{\text{acumulado}}}{V_{\text{afiuente}}}$	% 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 2.4.8.5a – Percentuais do volume acumulado através do DTR

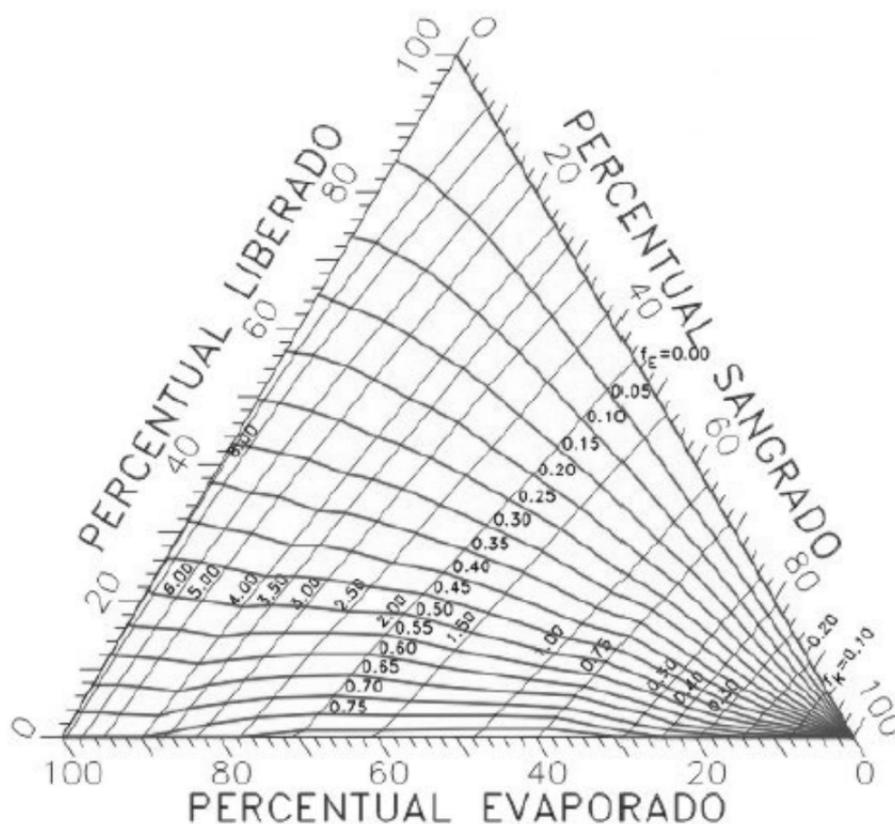


Figura 2.4.8.5 – Diagrama Triangular de Regularização

A partir dos dados do quadro 2.3.8.5a, determinam-se as relações entre a capacidade do reservatório e o volume regularizado, conforme o quadro 2.4.8.5b, a seguir:

COTA	VOLUMES ACUMULADOS (m³)	VOLUMES REGULARIZADOS 90% (m³)	VOLUMES SANGRADOS(m³)	VOLUMES EVAPORADOS(m³)	VAZÕES REGULARIZADAS 90% (m³/s/ano)
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 2.4.8.5b – 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 (90%) 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 total do reservatório.

2.4.9 – Estudo de propagação das cheias

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 (m³/s);

C_0 – coeficiente de descarga (varia com os dados do vertedouro);

L – largura do vertedouro (m);

h – lâmina de sangria

2.4.9.1 – Metodologia

Um método para avaliar o processo de propagação de onda de cheia em reservatórios foi desenvolvido por L.G.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_2 .

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.

2.4.9.2 – Dados

a) Lei dos vertedouros: $Q_e = C_0 L h^{3/2}$;

b) Relação entre a lâmina de sangria e o volume de acumulação do reservatório, figura 2.3.9.2a.

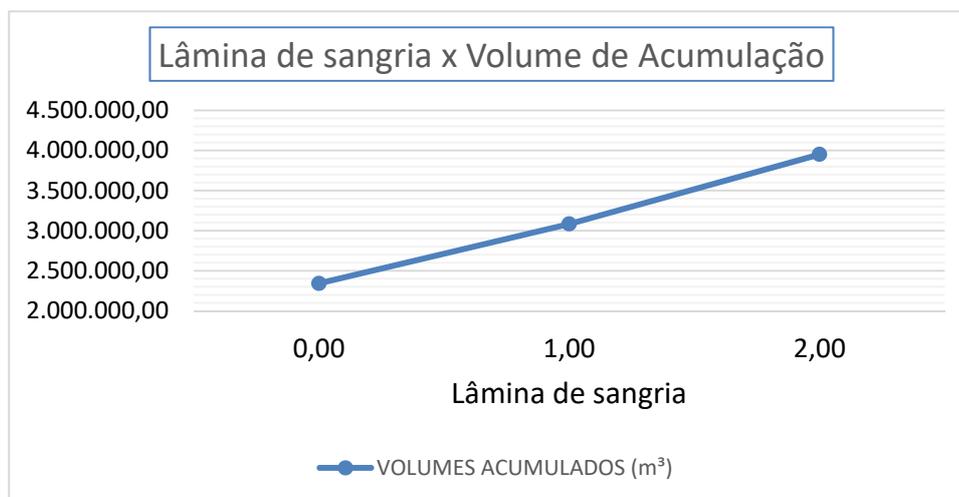


Figura 2.4.9.2a – Lâmina de sangria x volume de acumulação

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 2.4.9.2b 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 2.4.9.2b 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 $C_o = 2,18\text{m}^{1/2} \cdot \text{s}^{-1}$.

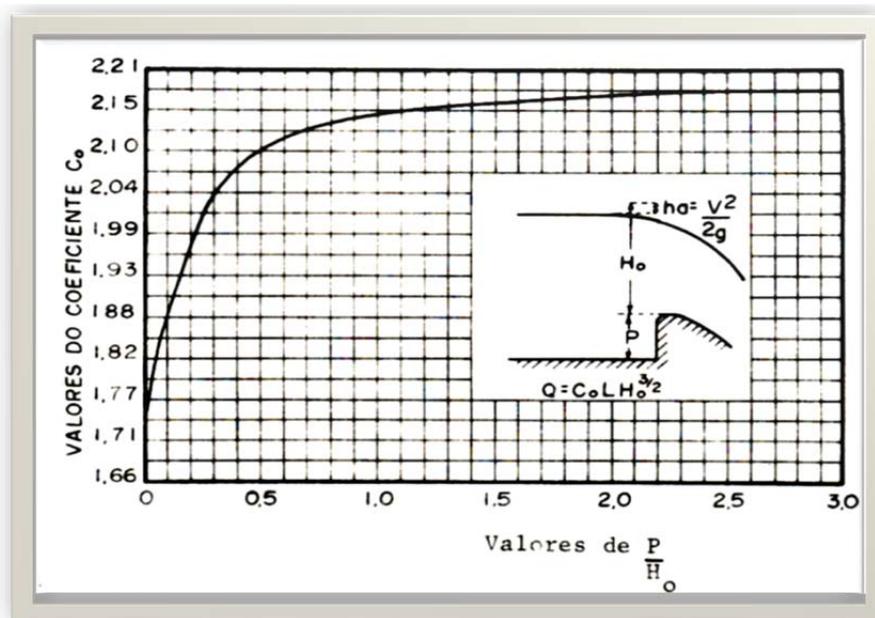


Figura 2.4.9.2b – Coeficiente de descarga C_o

2.4.9.3 – 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 tabela

2.4.9.3a a seguir:

COTA	VOLUME DE ACUMULAÇÃO	LÂMINA DE SANGRIA	VOLUME DE SANGRIA	VAZÃO DE SANGRIA	$(2S/\Delta t)+O(m^3)$
	(m^3)	(m)	S (m^3)	O (m^3)	
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 2.4.9.3a – Tabela para determinação do gráfico de Routing

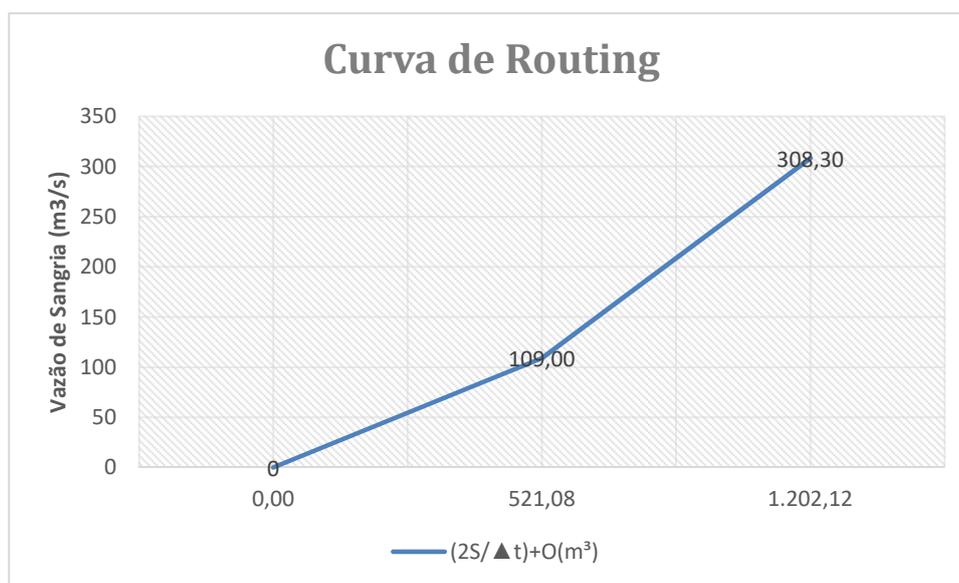


Figura 2.4.9.3 – Gráfico da curva de Routing

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 poderá ser utilizada 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 (m ³)	(m ³)				
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 2.4.9.3b – 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 as 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) : (Coluna 4, linha_i) - 2x(Coluna 5, linha_i);
- Coluna 4, linha_i : (Coluna 2, linha_(i+1)) + (Coluna 2, linha_i) + (Coluna 3, linha_i);
- Coluna 5, linha_i : $O_i = 0,96825(\text{Coluna 4, linha } i)^{0,786}$

Os Quadros 2.4.9.3c e 2.4.9.3d, 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	$\frac{2S_1}{\Delta t} + O_1$ (m ³ /s)	$\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2$ (m ³ /s)	VAZÃO DE SAÍDA(m ³ /s)
	I (m ³ /s)			$O = a \left(\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2 \right)^b$
	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 2.4.9.3c – Descarga efluente para 1.000 anos de recorrência

De acordo com as descargas efluentes, tempos que para um período de retorno igual a 1.000 anos, a descarga máxima é de aproximadamente 233,82 m³/s.

A lâmina máxima milenar será de:

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

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

1	2	3	4	5
TEMPO Dt (Horas)	VAZÃO DE ENTRADA	$\frac{2S_1}{\Delta t} + O_1$ (m ³ /s)	$\frac{2S_2}{\Delta t} + O_2$ (m ³ /s)	VAZÃO DE SAÍDA(m ³ /s)
	I (m ³ /s)			$O = a \left(\frac{S_2}{\Delta t} + O_2 \right)^b$
	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 2.4.9.3d – Descarga efluente para 10.000 anos de recorrência

E, para a lâmina decamilenar que protege o barramento contra o galgamento, temos:

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

2.4.9.4 – Cálculo da folga

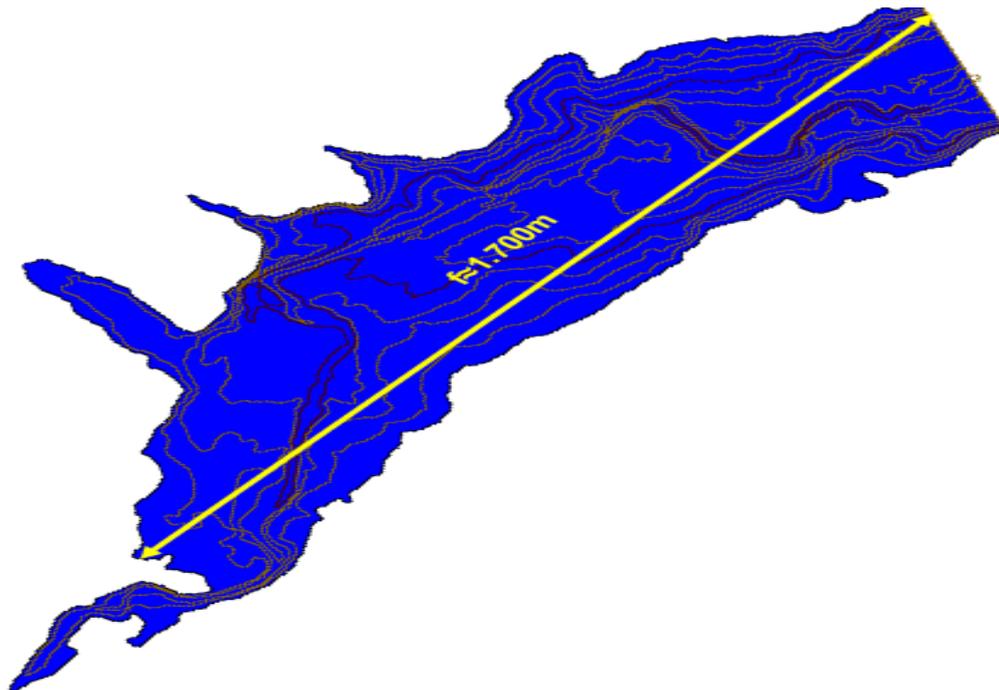


Figura 2.4.9.4 – fetch máximo alcançado na bacia hidráulica da Barragem Oitis.

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:

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

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

$L = \text{fetch (km)}$

Então, para um $L = 1,7 \text{ km}$, 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:

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

2.4.10 – 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	0,035 m ³ /s/ano	

Quadro 2.4.10 – 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 anos:

- Volume Afluente: $\cong 7.294.338,23 \text{ m}^3$
- Descarga Máxima Milenar Afluente: $Q_a = 239,26 \text{ m}^3/\text{s}$
- Cota da soleira: 154,00
- Acumulação Máxima: $= 2.341.913,19^3$
- Largura do Sangradouro: 50,00 m

- Descarga Máxima Milenar Efluente: $Q_{1.000} = 212,96 \text{ m}^3/\text{s}$
- Lâmina Máxima: 1,56 m
- Folga Adotada: 1,44 m

3 – PROJETO EXECUTIVO

De posse de todos os elementos levantados na Fase A: Estudos Básicos, com:

- Volume 1: Estudos Cartográficos;
- Volume 2: Estudos Topográficos;
- Volume 3: Estudos Geológico-Geotécnicos;
- Volume 4: Estudos Hidrológicos;

Chegou-se a fase de concepção do Projeto Executivo.

A seguir, demonstraremos a memória de cálculo.

3.1 – Cálculo da cota e largura 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.

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

Será adotado: $C_C = 157,00 \text{ m}$

Verificação para a cheia decamilenar.

$$C_C - C_{10.000}$$

Onde:

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

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

Adotou-se a cota de coroamento $C_C = 157,00$ m.

Para a largura do coroamento, adota-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 $H_b = 13,50$ m e $L_C = 0,20 * H + 3,00 = 5,70$ m, foi adotado $L_C = 6,0$ m.

3.2 – Escolha da inclinação dos taludes

Como pré-dimensionamento para adoção das inclinações dos taludes a serem adotados, antes da análise de estabilidade dos mesmos, temos as seguintes considerações baseada em estudos consolidados de órgãos com expertise mundial na construção de barragens.

O Bureau of Reclamation sugere as inclinações de taludes, reproduzidas no Quadro 3.2a:

Inclinação dos Taludes – Bureau of Reclamation				
CASO	SUJEITO A ESVAZIAMENTO RÁPIDO	CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS	MONTANTE	JUSANTE
A	NÃO	GW, GP, SW, SP	Permeável, não adequado	
		GC, GM, SC, SM	2,5:1	2:1
		CL, ML	3:1	2,5:1
		CH, MH	3,5:1	2,5:1
B	SIM	GW, GP, SW, SP	Permeável, não adequado	
		GC, GM, SC, SM	3:1	2:1
		CL, ML	3,5:1	2,5:1
		CH, MH	4:1	2,5:1

Quadro 3.2.a – Inclinação dos taludes em função do solo.

Fonte: Bureau of Reclamation (2002)

O engenheiro e professor Paulo Teixeira da Cruz, em sua obra, 100 Barragens Brasileiras, sugere os seguintes taludes preliminares que são mostrados no Quadro 3.2b:

Inclinação dos Taludes – Paulo T. Cruz		
TIPO DE MATERIAL	MONTANTE	JUSANTE
Solos Compactados	2:5(H) : 1,0(V) 3,0(H) : 1,0(V)	2:0(H) : 1,0(V)
Solos Compactados Argilosos	2:0(H) : 1,0(V) 3,0(H) : 1,0(V)	2:0(H) : 1,0(V) 2,5(H) : 1,0(V)
Solos Compactados Siltosos	3,5(H) : 1,0(V)	3,0(H) : 1,0(V)
Enrocamentos	1:3(H) : 1,0(V) 1,6(H) : 1,0(V)	1:3(H) : 1,0(V) 1,6(H) : 1,0(V)

Quadro 3.2b – Inclinação dos taludes – Paulo T. Cruz (1996)

A barragem Oitis tem altura de lâmina d'água média (NA normal) menor que 10 m. Os solos das jazidas indicadas para a execução do maciço de terra são classificados segundo a SUCS, como do tipo CL (argila de baixa e/ou média plasticidade) e SC (areia argilosa).

Com base no Quadro 3.2c, objeto de estudos do Professor e Engenheiro Paulo Cruz, serão adotadas inclinações de 1:2 (V:H) para os taludes de montante e jusante, considerando que o barramento tem pouca altura em relação ao leito do rio e será construído basicamente com solo argiloso.

3.3 – Cálculo do Rip-Rap

A espessura necessária para o enrocamento de proteção de montante (Rip-Rap), pode ser obtida a partir do Quadro 6 (Bureau of Reclamation) demonstrado abaixo, que leva em consideração a extensão do fetch gerado pelo barramento.

Fetch (milha)	Espessura (m)	Composição: percentagem de pedras de vários pesos (kg)			
		Dimensão máx.	25% > que	45% a 75%	25% < que
1	0,45	500	150	5-150	5
2,5	0,60	750	300	15-300	15
5	0,75	1250	500	25-500	25
10	0,90	2500	1000	50-1000	50

Obs.: A areia e o pó não devem ultrapassar 5%

Quadro 3.3 – Espessura do Rip-Rap. Bureau of Reclamation (2002).

O Fetch da Barragem Oitis é de 1,7km \approx 1milha, logo, adotaremos uma espessura para o Rip-Rap de 0,50m.

3.3.1 – Tamanho dos blocos para utilização no Rip-Rap

Os blocos a serem utilizados devem atender as seguintes observações:

Quanto ao peso: os blocos empregados na construção do rip-rap devem ter no mínimo 50% de pedras com peso igual a:

$$P_{50\%} = 0,52 \times \gamma \times e^3$$

Onde:

$P_{50\%}$ = Peso do bloco de rocha que compõem 50% do rip-rap (tf);

γ = Peso específico da rocha = 2,50 tf/m³;

e = Espessura do rip-rap em (m).

Portanto tem-se:

$$P_{50\%} = 0,52 \times 2,5 \times 0,50^3 = 0,16\text{tf}$$

Quanto ao diâmetro: os blocos de enrocamento do rip-rap devem ter no mínimo 50% de pedras com o diâmetro igual a:

$$D_{50\%} = \frac{P_{50\%}}{0,75\gamma}^{\frac{1}{3}}$$

Onde:

$D_{50\%}$ = diâmetro do bloco de rocha que compõem 50% do rip-rap

Logo:

$$D_{50\%} = \left(\frac{0,16}{0,75 \times 2,50} \right)^{\frac{1}{3}} \therefore D_{50\%} = 0,44\text{m}$$

Para os blocos menores: o diâmetro e o peso do bloco mínimo:

$$P_{\min} = 0,25P_{50\%} = 0,25 \times 0,16 \therefore P_{\min} = 0,04\text{tf}$$

$$D_{\min} = \left(\frac{P_{\min}}{0,75\gamma} \right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{0,11}{0,75 \times 2,50} \right)^{\frac{1}{3}} \therefore D_{\min} = 0,24\text{m}$$

Para os blocos maiores: o diâmetro e o peso máximo do bloco.

$$P_{\max} = 4P_{50\%} = 4 \times 0,16 \therefore P_{\max} = 0,64\text{tf}$$

$$D_{\max} = \left(\frac{P_{50\%}}{0,75\gamma} \right)^{\frac{1}{3}} = \left(\frac{0,64}{0,75 \times 2,50} \right)^{\frac{1}{3}} \therefore D_{\max} = 0,69\text{m}$$

Como $D_{m\acute{a}x}$ calculado foi maior do que a espessura, será adotado $D_{m\acute{a}x} = e = 0,50m$. Assim sendo:

$$P_{m\acute{a}x} = 0,75 \times y \times D_{m\acute{a}x}^3 = 0,75 \times 2,50 \times (0,50)^3 \therefore P_{m\acute{a}x} = 0,23 \text{ tf}$$

Como estamos tratando de material com granulometria bem distinta, o rip-rap será assentado sobre uma camada de transição com 0,30m de espessura de brita, que atenda os seguintes requisitos:

Material filtrante x Solo Compactado

$$(D_{15})_{\text{filtro}} \leq 5 \times (D_{85})_{\text{solo}}$$

- Material filtrante x Rip-rap

Bourdeaux (1979) recomenda: $25\text{mm} < (D_{85})_{\text{filtro}} < 5 / \text{mm}$ e $0,2\text{mm} < D_{\text{min}} < 0,6\text{mm}$.

Apresentar curvas granulométricas aproximadamente paralelas.

O solo compactado do maciço apresenta a seguinte granulometria média, mostrado no Quadro 3.3.1a:

Solo Compactado		
PENEIRA		FAIXA GRANULOMÉTRICA (PERCENTAGEM QUE PASSA)
#	mm	
2"	50,8	100
1"	25,4	100
3/8"	9,5	100
N 4	4,76	100
N 10	2,00	97
N 40	0,42	69
N 200	0,075	28

Quadro 3.3.1.a – Faixa granulométrica do solo utilizado no maciço.

A faixa granulométrica do solo compactado do maciço foi obtida pela média aritmética dos resultados dos ensaios de granulometria por peneiramento e sedimentação, realizados em amostras das jazidas.

Tem-se:

$$(D_{15})_{\text{maciço}} = 0,006 \text{ mm}$$

$$(D_{85})_{\text{maciço}} = 3,00 \text{ mm}$$

Com essas informações, e recorrendo-se ao traçado das curvas granulométricas obtém o material de transição que deve ser produzido de britagem de rochas de pedreiras, demonstradas no Quadro 3.3.1b

Material de Transição		
PENEIRA		FAIXA GRANULOMÉTRICA (PERCENTAGEM QUE PASSA)
#	mm	
-	200	100
-	100	86-98
2"	50,8	68-92
1"	25,4	54-82
3/4"	19,1	50-78
1/2"	12,7	42-68
3/8"	9,5	36-64
Nº 4	4,76	26-53
Nº 10	2,00	12-38
Nº 40	0,42	0-13
Nº 100	0,15	0

Quadro 3.3.1b – Faixa granulométrica do material de transição

O material do rip-rap deve ser produzido com a seguinte granulometria, Quadro 3.3.1c.

Material do Rip-Rap		
PENEIRA		FAIXA GRANULOMÉTRICA (PERCENTAGEM QUE PASSA)
#	mm	
-	500	100
-	400	16-98
-	300	5-90
-	190	0

Quadro 3.3.1c – Faixa granulométrica do material do Rip-Rap

3.4 – Determinação da linha freática

Para o traçado da linha freática, utiliza-se a equação de Kozeny, dada por:

$$\sqrt{x^2 + y^2} - x - p = 0$$

A linha freática (ou superfície freática) representa o nível de saturação de água no solo, separando a zona saturada (abaixo da linha freática) da zona não saturada (acima dela).

A linha de saturação com o eixo, cuja origem coincide com o foco da parábola, é o dobro da

distância do foco ao vértice da parábola

$$P = \sqrt{x^2 + y^2} - x$$

Na figura tem-se $B_0B = \frac{1}{3} A_0B$

$$A_0B = 17,19\text{m}$$

$$B_0B = 5,73\text{m}$$

$$d = 17,73\text{m}$$

$$h = 8,60\text{m}.$$

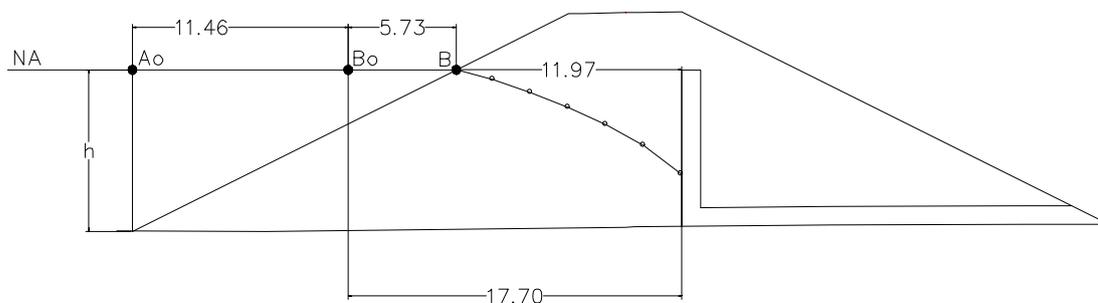


Figura 3.4a – Linha freática

Adotando uma anisotropia de $\frac{K_h}{K_v} = 9$, e fazendo uma mudança de variável tal que $X = X_t$,

onde $X_t = \sqrt{\frac{K_v}{K_h}} \cdot X$. Pode-se tratar o problema no sistema $(X_t ; Y)$ de coordenadas como

isotrópico. Desta forma tem-se:

$$P = \sqrt{X_t^2 + Y^2} - X_t;$$

para $X_t = d$ e $Y = h$, tem-se :

$$P = \sqrt{d^2 + h^2} - d$$

Para $d = 11,97$ m e $h = 8,60$ m, tem-se:

$$P = 2,77 \text{ m}$$

Rearranjando a equação básica obtém-se:

$$Y = \sqrt{P^2 + 2 * X_t * P}$$

Atribuindo valores a X_t obtém-se Y , conforme Quadro 3.5.1 a seguir:

Coordenadas da linha freática	
X_t	Y
0,00	2,77
2,00	4,33
4,00	5,46
6,00	6,40
8,00	7,21
10,00	7,94
11,97	8,60

Quadro 3.4 – Coordenadas para traçar a linha freática

A curva da linha freática demonstrada na Figura 3.4a, foi gerada a parti dos elementos calculados do quadro acima.

$Y_{\text{corrigido}}$ correspondente às correções da parábola básica na entrada de montante e saída de jusante.

A correção da saída é função do ângulo que a superfície drenante forma com a horizontal dada pela figura abaixo:

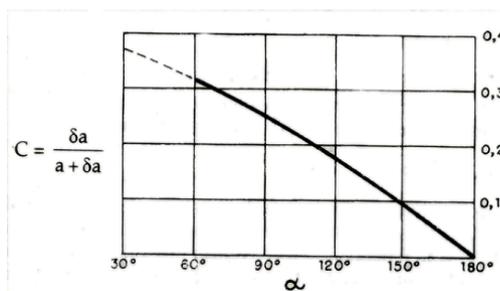


Figura 3.4b – Ábaco para correção de saída da linha freática

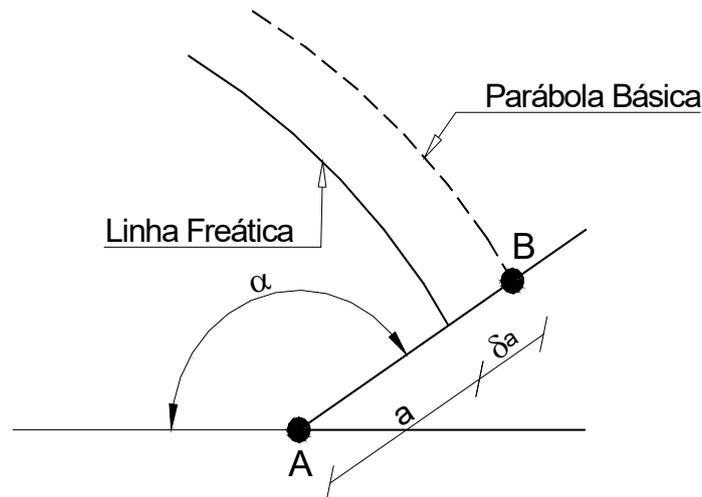


Figura 3.4c – detalhe da saída da linha freática

Tem-se:

$$a + \delta a = AB$$

Para $\alpha = 90^\circ$, tem-se $C = 0,25$

$$a + \delta a = 2,77\text{m}$$

$$\delta a = 0,69\text{m}$$

$$a = 2,07\text{m}$$

3.5 – Estudo de percolação pela barragem e fundação

Os estudos de percolação foram realizados com o objetivo principal de avaliar os valores das vazões percoladas pelo corpo da barragem e pela fundação.

Para obtenção dessas vazões foi realizado o seguinte procedimento:

- a) Vazões pelo Maciço: Determinou-se a linha freática associando está à parábola teórica de KOZENY fazendo as correções de contorno. Foi adotado uma Anisotropia entre a permeabilidade horizontal e vertical igual a 9. Esse valor é recomendado pelo Prof. Paulo Cruz, no seu livro 100 Barragens Brasileiras, para maciços terrosos compactados com altura até 20,00m.

Determinou-se a ordenada Y_0 da interseção da linha freática com o filtro vertical e aplicou-se a expressão para determinação da vazão por metro de barragem.

$$q = \sqrt{K_x + K_y} * Y_0$$

- b) Vazões pela Fundação: O boqueirão onde será construída a Barragem Oitis é constituído por uma camada de solo aluvionar com espessura de $\approx 10,00$ m.

Considerou-se até essa altura o limite da camada para análise da vazão do tapete drenante, pois os ensaios de sondagens SPT e Mistas foram limitados até próximo dessa profundidade. O perfil estratigráfico mostra uma camada superficial heterogênea (aprox. 1,00 m), composta por intercalações de silte argiloso e argila arenosa, ambas com boa presença de blocos de rocha arredondados (seixos rolados), sobrepondo a um estrato composto principalmente por areia argilosa com presença de blocos espaçados e intercaladas por camadas de areia fina a grossa na proximidade com o eixo do riacho Oitis. Apenas próximo ao leito do riacho foi identificado um topo rochoso coerente.

$$q = \lambda * K_f * h$$

onde:

q = vazão em m³/s . m

K_f = permeabilidade da fundação

h = carga hidráulica

λ = coeficiente que depende da relação B/Z

B = largura impermeável

Z = camada permeável adotada = 10,00m.

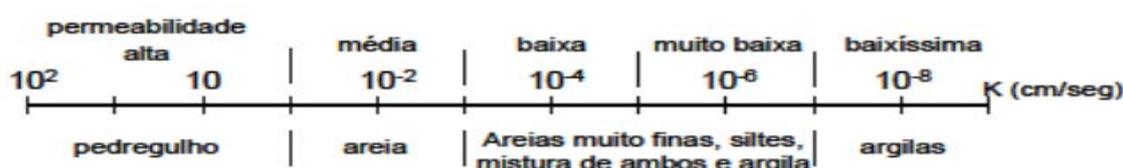


Figura 3.5 - Permeabilidade para diferentes tipos de solo.

Fonte: A. Casagrande e R.E. Fadum

A permeabilidade do maciço foi encontrada pela média dos índices obtidos a partir dos ensaios das amostras coletadas nas jazidas J-01, J-02 e J-03, conforme demonstrado no quadro 3.5a abaixo.

Amostra	Jazida	Permeabilidade (cm/s)
01	J-01	7,8E10-5
01	J-02	9,6E10-5
02	J-02	4,3E10-6
03	J-03	7,6E10-7
Média		4,4E10-5

Quadro 3.5a – Resultado da permeabilidade do material das jazidas

Logo, pelo ensaio de caracterização do solo da jazida proposta, adotaremos para o maciço uma permeabilidade de $4,4 \times 10^{-5}$ cm/s ou $4,4 \times 10^{-7}$ m/s.

Durante os ensaios de investigação do local do barramento, foram realizados três ensaios de Lugeon para verificar a perda d'água, conforme o Quadro 3.5b abaixo:

Sondagem	Localização	Profundidade do obturador	Permeabilidade (cm/s)
SM-02	Est. 4+10,00 m	8,10	1,96E10-5
SM-03	Est. 7+10,00 m	7,27	1,17E10-5
SM-04	Est. 10+0,00 m	6,10	2,28E10-5
Permeabilidade média			1,78E10-5

Quadro 3.5b – Ensaio de Lugeon realizado nas sondagens.

Para o índice de permeabilidade da fundação, foi feita a média dos três ensaios realizados no eixo do barramento demonstrado no Quadro 3.5b. A permeabilidade média é de $1,78 \times 10^{-5}$ cm/s ou $1,78 \times 10^{-7}$ m/s.

Para os materiais que formarão os dispositivos de drenagem interna tais como areia de rio, adotou-se uma permeabilidade de $1,2 \times 10^{-3}$ cm/s, que é igual a $1,2 \times 10^{-5}$ m/s, obtido com base na análise dos ensaios de permeabilidade realizados sobre as amostras do areal (UFC).

As vazões obtidas para dimensionamento dos dispositivos de drenagem interna foram:

$$Q_{\text{maciço}} = 4,4 \times 10^{-7} \text{ m/s.}$$

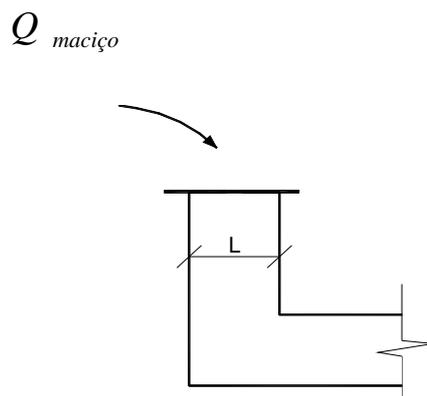
$$Q_{\text{fundação}} = 1,78 \times 10^{-7} \text{ m/s}$$

A vazão total que sairá no tapete horizontal, é correspondente a soma das vazões obtidas para o maciço com as da fundação.

$$Q_{maciço} + Q_{fundação} = Q_{total}$$

$$Q_{maciço} = 6,18 \times 10^{-7} \text{ m/s}$$

3.6 – Dimensionamento do filtro vertical



$$Q = K * i * A$$

Onde:

Q = Vazão de água percolada

i = Gradiente hidráulico, dado pela razão entre a diferença de potencial e a distância percorrida pelo fluxo ($\Delta h/L$).

A = Área da seção transversal.

K_{areia} = Coeficiente de permeabilidade da areia

A análise é feita utilizando uma faixa de 1,00 m de altura do filtro vertical com 1,00 m de profundidade. Logo, temos:

$$A = L \times 1,00 \text{ m} = 1,00 \text{ m} * 1,00 \text{ m} = 1,00 \text{ m}^2$$

$$i = 1,00 \text{ m} / 1,00 \text{ m} = 1,00$$

A Figura 3.5, apresenta valores médios da permeabilidade dos materiais encontrados através da granulometria. Estudos desenvolvidos por Casagrande.

No caso do areal da barragem Oitis, com caracterização entre média a fina, foi realizado

ensaio de laboratório do material coletado com o seguinte resultado:

$$K_{\text{areia}} = 1,2 \cdot 10^{-5} \text{ m/s (ensaio de percolação, anexo 03)}$$

Se percebe que o resultado é bem similar ao que foi encontrado.

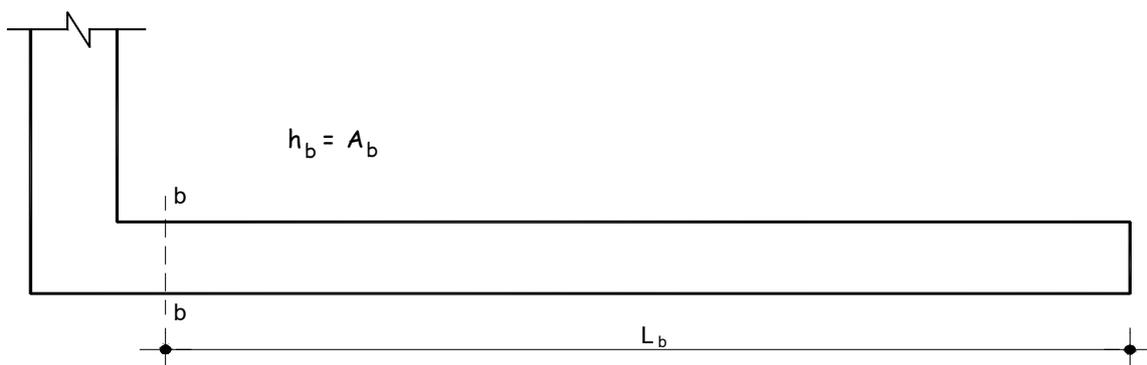
$$Q = K \cdot i \cdot L$$

$$L = \frac{Q}{K \cdot i} = \frac{4,4 \cdot 10^{-7}}{1,2 \cdot 10^{-5} \cdot 1,00} = 0,037 \text{ m}$$

Como o método executivo do filtro vertical é realizado pela escavação de camadas de solo homogêneas e compactadas do maciço de terra durante a sua execução, adotou-se uma largura de $L = 0,60 \text{ m}$. Esse valor foi adotado, porque no mercado, a largura média das conchas utilizadas em retroescavadeiras é a partir dessa medida.

3.7 – Dimensionamento do tapete horizontal

A vazão na seção final do tapete é de $6,18 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s.m}$



$$L_b = 18,35 \text{ m}$$

A fórmula abaixo é utilizada para calcular a condutibilidade hidráulica (k), sendo uma propriedade fundamental dos materiais porosos, como solos e rochas. Está relacionada a Lei de Darcy, que descreve o fluxo de água através de um meio poroso.

$$K_b = \frac{Q}{i \cdot A_b}$$

Onde:

K_b (m/s): Condutividade hidráulica ou permeabilidade do meio poroso. Indica a facilidade com que a água pode fluir através do material.

Q (m^3/s): Vazão de água. É a quantidade de água que passa através de da seção do tapete por unidade de tempo.

i (adimensional): Gradiente hidráulico, definido como a diferença de carga hidráulica (altura) dividida pela distância ao longo da qual a diferença ocorre.

A (m^2): Área da seção transversal do fluxo. É a área através da qual a água está fluindo

E, como é utilizado uma seção de análise unitária, temos que:

$$h_b = A_b$$

$$i = \frac{h_b}{L_b}$$

Substituindo na fórmula acima, temos:

$$K_b = \frac{Q_b}{\left(\frac{h_b}{L_b}\right) * A_b} = \frac{Q_b * L_b}{h_b^2}$$

$$h_b^2 = \frac{Q_b * L_d}{K_d}$$

Sendo h^2 : O quadrado da carga hidráulica, que representa a altura do tapete horizontal desejada e K_d o coeficiente de permeabilidade da areia utilizada no tapete horizontal.

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

Será adota a espessura total de 1,00m para o tapete horizontal.

3.8 – Cota do volume morto

Volume morto é um termo usado principalmente no contexto de reservatórios e barragens para descrever a porção de água que fica abaixo do nível mínimo operacional do reservatório, ou seja, é a quantidade de água que não pode ser utilizada para abastecimento ou irrigação por meios convencionais. Esse volume não é considerado disponível para o uso corrente, porque está abaixo do ponto em que as comportas ou tomadas d'água da barragem conseguem acessar.

Não existe um percentual único que se deva seguir para escolha do volume morto a ser empregado em um reservatório, em geral, varia de 5% a 15% da capacidade operacional.

Como o riacho Oitis pode fornecer um volume afluyente médio anual mais que duas vezes a capacidade de armazenamento da barragem, a cota do volume morto foi definida em 148,00 m acumulando 158.153,64 m³ o que corresponde à 6,75% do volume máximo, sendo a diferença perdida ao ano, facilmente reposta no período de chuvoso.

Um dos fatores relevantes que objetivaram a adoção da cota 148,00 m como sendo ideal a implantação da tomada d'água, é a inclinação mais íngreme das ombreiras direita e esquerda, e caso venha a ser deslocada, aumentaria a energia de queda para dissipação no rio.

3.9 – Tomada d'água

A tomada d'água será implantada 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 Ø300mm 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 (Figura 3.9.1a)

3.9.1 – Dimensionamento Hidráulico da galeria.

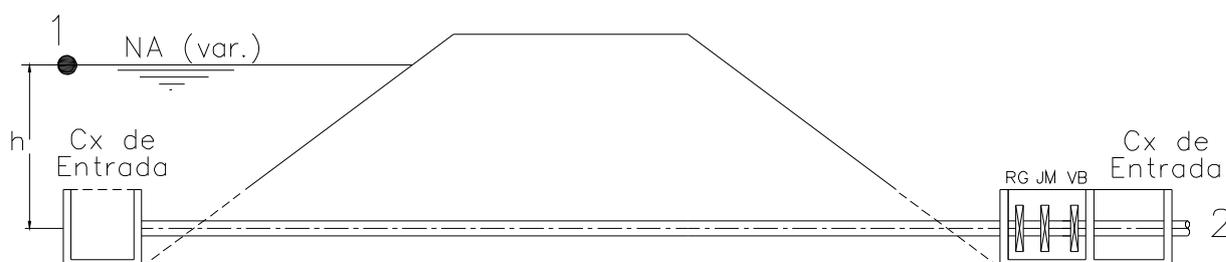


Figura 3.9.1a – Esquema de montagem da tomada d'água

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.

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

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:

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

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

K_i = coeficiente de perda de carga localizada.

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

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

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

$$K_5 = \text{Saída} = 1,0$$

$$h_t = h_f + h_L$$

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

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

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

Substituindo na equação de Bernoulli, obtém:

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

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

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.

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

Onde:

Re = Número de Reynolds

ν = Viscosidade Cinemática

Para a água a 30° tem-se:

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

Do ábaco de Rugosidade (Relativa x Diâmetro), tem-se para a tubulação de $\phi=200$ mm,

$$\frac{e}{D} = 0,00023$$

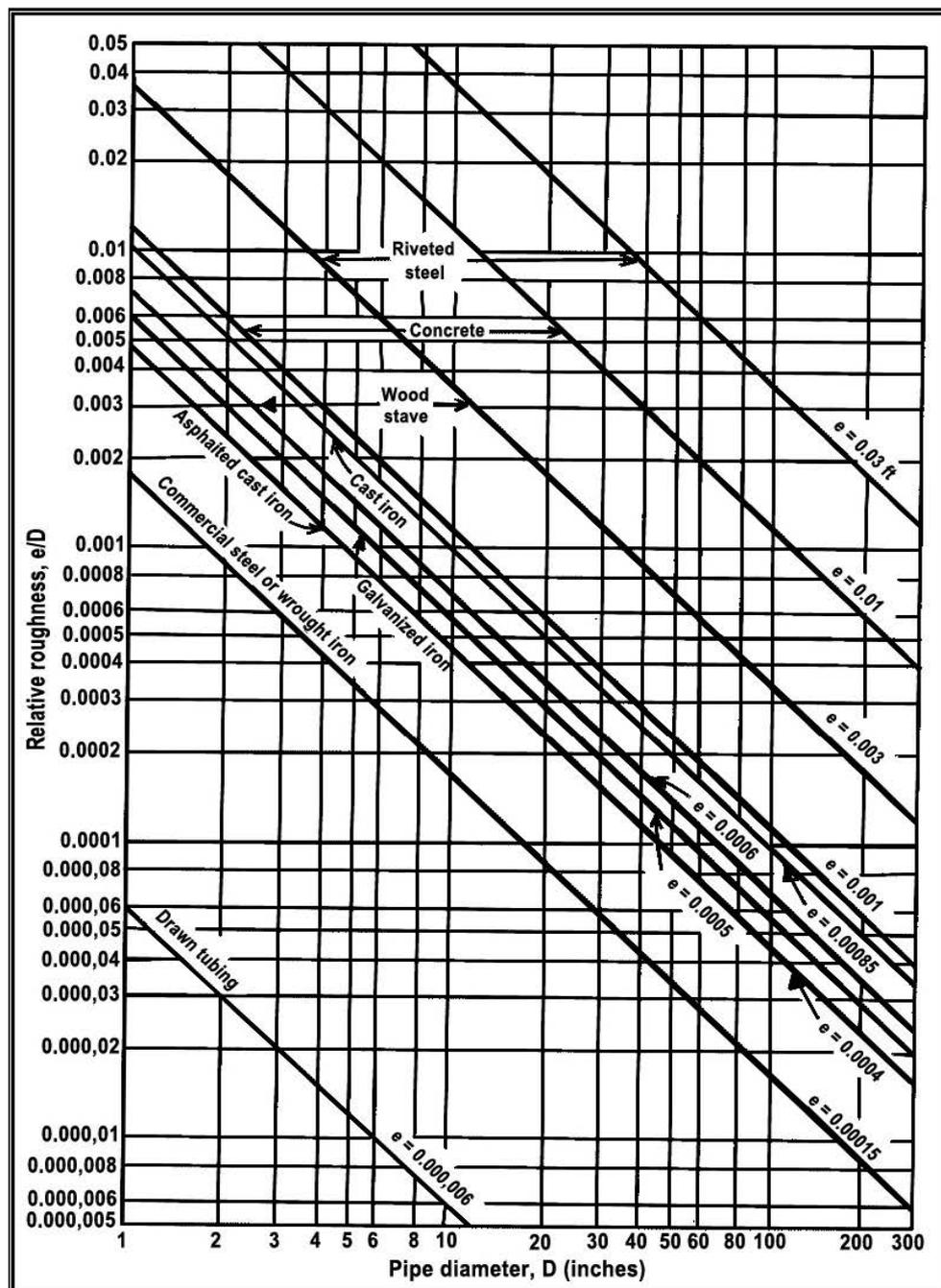


Figura 3.9.1b – Ábaco de rugosidade relativa. Fonte: Engineering Data Book – Gas Processor Suppliers

Para $z = 6,00$ m (cota 154,00), adotando $f=0,03$ tem-se:

$$V_2 = \frac{6,00}{0,15 + 10,70 \times 0,03}^{\frac{1}{2}} = 3,57 \text{ m/s}$$

Para $V_2 = 3,57 \text{ m/s}$

$$Re = \frac{3,57 \times 0,2}{8,07 \times 10^{-7}} = 8,8 \times 10^5$$

Para $Re = 8,8 \times 10^5$ e $\frac{e}{D} = 0,00023$

Do ábaco de Moody (Figura 3.9.1c) tira-se:

$$f = 0,0153$$

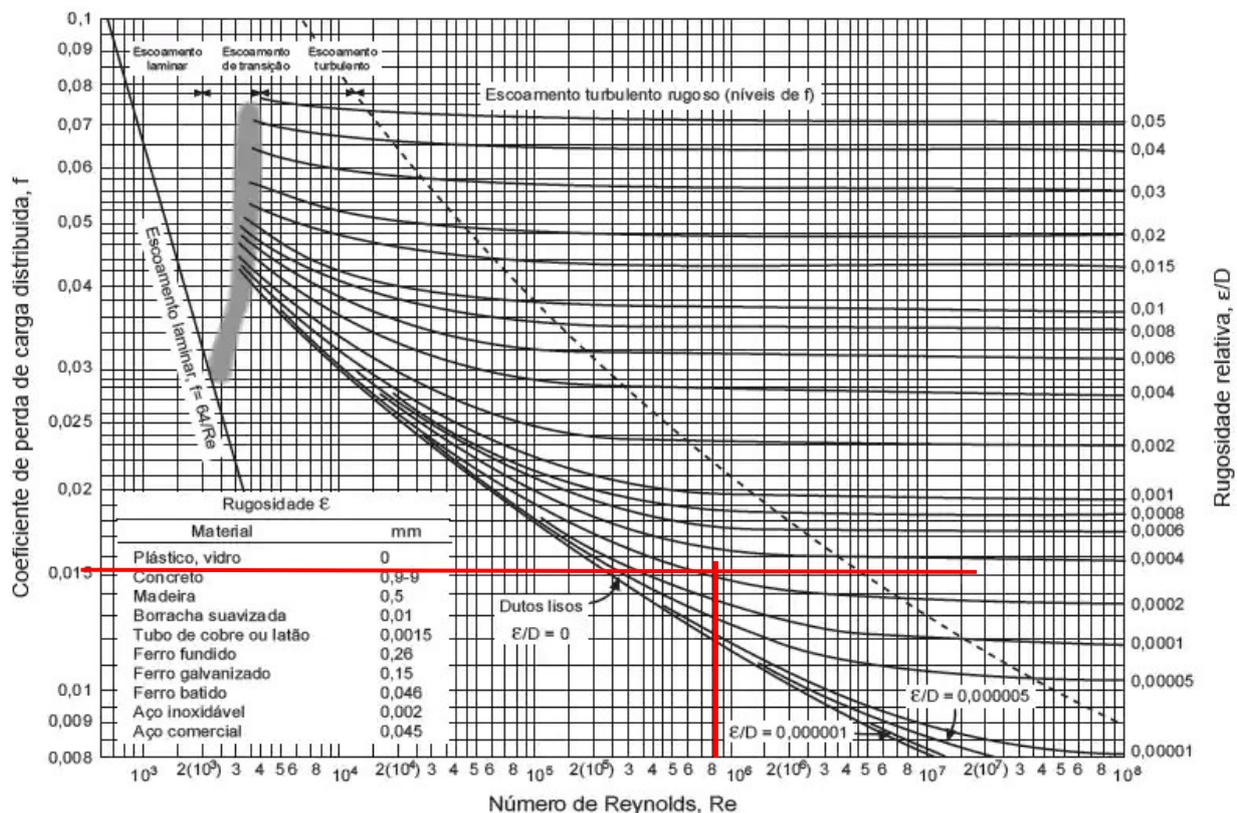


Figura 3.9.1c – Ábaco de Moody para coeficiente de perda de carga distribuída

Para $f = 0,0153$ tem-se:

$$V_2 = \frac{6,00}{0,15 + 10,70 \times 0,0153}^{\frac{1}{2}} = 4,37 \text{ m/s}$$

$$Re = \frac{4,37 \times 0,20}{8,07 \times 10^{-7}} = 1,08 \times 10^6$$

Do Ábaco de Moody (Figura 12.1c) tira-se $f \approx 0,015$. Esse valor está bem próximo da primeira leitura.

Isso significa que a velocidade (V_2) encontrada está ajustada pelo coeficiente de atrito linear (f), a rugosidade relativa e o Número de Reynolds.

A vazão efetiva é dada pela equação:

$$Q = V * S$$

Onde:

Q (m³/s): Vazão

V (m/s): Velocidade (encontrada pelo ajuste no Ábaco de Moody).

S (m²): Área da seção do tubo .: Para um tubo com $\varnothing 200$ mm, temos: $S=0,0314$ m²

Logo, para a cota 154,00.

$$Q = V * S$$

$$Q=4,37 * 0,0314 = 0,137 \text{ m}^3/\text{s}$$

Esse procedimento foi repetido de forma semelhante da cota 148,00 m a 154,00 m. Os resultados estão resumidos no Quadro 3.9.1a.

Cota x Vazão x Velocidade da tomada d'água. Tubulação $\varnothing 200$ mm.		
Cota (m)	Vazão Efetiva (m ³ /s)	Velocidade (m/s)
154,00	0,137	4,37
153,00	0,126	4,00
152,00	0,112	3,57
151,00	0,096	3,08
150,00	0,078	2,50
149,00	0,060	1,76
148,00	0,000	0,00

Quadro 3.9.1a – Vazões e velocidade de escoamento da tomada d'água. Tubulação com $\varnothing 200$ mm.

Encontrada as vazões efetivas para todas as diferenças de potenciais (Δh), no intervalo entre a cota da tubulação (148,00 m) e a cota de soleira (154,00 m), como demonstrada no Quadro 3.9.1a acima, podemos resolver a relação vazão x tempo x rebaixamento, conforme o Quadro 3.9.1b, onde:

- a) Área (m²): equivale a área correspondente para cota especificada.
- b) Volume parcial (m³): é relacionado ao volume de armazenamento do reservatório a cada diferença unitária de um metro.
- c) %: representativo percentual acumulado em que cada metro de coluna d'água influi sobre a capacidade total de armazenamento do reservatório.
- d) Altura (m): tomando como altura 0,00 m o eixo da tubulação (cota 148,00 m), até a cota de soleira, altura 6,00 m. Essa é a diferença potencial para cada metro de coluna d'água.
- e) Vazão fictícia (m³/s): seria a vazão que ocorre na galeria sem levar em consideração as perdas de carga. Calculado como um extravasor tipo orifício.

Considerando, o tubo com diâmetro Ø200 mm, coeficiente de descarga (Cd) = 0,62 e a equação:

$$Q = C_d * A_{\text{tubo}} * \sqrt{2 * g * h}$$

- f) Vazão efetiva (m³/s): valores encontrados segundo a metodologia aplicada acima, resultando no Quadro 12.1.
- g) Tempo (H) p/ reb. 1m: Tempo médio necessário (em horas) para o rebaixamento do volume parcial para cada diferença de altura unitária, escoado através da vazão efetiva encontrada. Dado pela equação

$$g = \frac{b}{3.600 * f}, \text{ em horas}$$

- h) Tempo (H) p/ reb. 15 cm: Tempo médio necessário para rebaixar 15 cm, considerando a coluna (g) com o tempo dados em horas. Segundo Sherand, uma barragem é sujeita a um rebaixamento rápido quando a velocidade de depleciamento é superior a 15cm/dia.
- i) Tempo (dias) para reb. cm: Tempo médio (em dias) para que ocorra o rebaixamento de 15 cm do reservatório dentro de cada faixa especificada.

DIMENSIONAMENTO DA TOMADA D'ÁGUA E ANÁLISE DE REBAIXAMENTO - BARRAGEM OITIS - MUCAMBO-CE											
COTA (m)	ÁREA (m ²)	VOLUME PARCIAL (m ³)	VOLUME ACUMULADO (m ³)	%	ALTURA (m)	VAZÃO FICTÍCIA (m ³ /s)	VAZÃO EFETIVA (m ³ /s)	TEMPO (H) P/ REB. 1M	TEMPO (H) P/ REB. 15CM	TEMPO (DIAS) P/ REB. 15CM	OBSERVAÇÕES
144,00	0,00		0,00				Moody				
145,00	5.345,26	2.672,63	2.672,63	0,11%							
146,00	28.814,00	17.079,63	19.752,26	0,84%							
147,00	64.676,18	46.745,09	66.497,35	2,84%							
148,00	118.636,40	91.656,29	158.153,64	6,75%	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Tom. D'água
149,00	182.027,05	150.331,73	308.485,37	13,17%	1,00	0,19	0,14	215,12	32,27	1,34	
150,00	249.699,08	215.863,07	524.348,43	22,39%	2,00	0,27	0,19	218,42	32,76	1,37	
151,00	350.088,72	299.893,90	824.242,33	35,20%	3,00	0,15	0,24	557,46	83,62	3,48	
152,00	443.670,08	396.879,40	1.221.121,73	52,14%	4,00	0,17	0,28	638,90	95,84	3,99	
153,00	559.803,21	501.736,64	1.722.858,37	73,57%	5,00	0,19	0,32	722,43	108,36	4,52	
154,00	678.306,44	619.054,82	2.341.913,19	100,00%	6,00	0,21	0,35	813,69	122,05	5,09	Vertedouro
155,00	805.187,65	741.747,05	3.083.660,24	131,7%							
156,00	929.072,24	867.129,94	3.950.790,18	168,7%							
Tempo completo para o total esvaziamento								3.166,02 em horas, que é igual a (dias)			131,92
Dados:											
c	0,62				OBS:	Para que o rebaixamento do reservatório seja caracterizado como um rebaixamento rápido, o nível de água variável em um dia tem que ser maior e/ou igual a 15cm, o que não ocorre no caso da barragem Oitis.					
Ø	200,00	mm									

Quadro 3.9.1b – Tempo de rebaixamento do reservatório, Tubulação com Ø200 mm.

Embora a tubulação com diâmetro de Ø200 mm seja suficiente quanto a vazão regularizada para a tomada d'água, não atende de forma satisfatória a Portaria nº 2.003/SRH/CE de 24 de setembro de 2021, no qual dispõe sobre o dimensionamento da estrutura de tomada d'água nos projetos de requerimento de outorga de execução de obras e/ou serviços de interferência hídrica de barragens onde essas estruturas tenham capacidade de esvaziamento do reservatório em até 90 dias. Nessa configuração, o esvaziamento do reservatório se daria em ≈3.166,02 horas e/ou ≈131,92 dias (conforme o Quadro 3.9.1b acima).

Para atender a portaria acima, faremos os mesmos passos verificados anteriormente adotando uma tubulação de diâmetro superior. Será analisada para D = 300 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.

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

tem-se:

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

$$V_1 \cong 0$$

h_f = perda de carga por fricção

h_L = perda de carga localizada.

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

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

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

K_i = coeficiente de perda de carga localizada.

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

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

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

$$K_5 = \text{Saída} = 1,0$$

$$h_t = h_f + h_L$$

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

$$h_t = f * \frac{42}{0,30} * \frac{V_2^2}{2g} + 2,91 * \frac{V_2^2}{19,62}$$

$$h_t = 7,13 * f * V_2^2 + 0,15 * V_2^2$$

Substituindo na equação de Bernoulli, obtém:

$$z = 0,15 * V_2^2 + 7,13 * f * V_2^2$$

$$V_2 = \left[\frac{z}{(0,15 + 7,13f)} \right]^{1/2}$$

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 $\phi=300mm$,
 $\frac{e}{D}=0,00015$

Para $z = 6,00$ m (cota 154,00), adotando $f=0,03$ tem-se:

$$V_2 = \left[\frac{6,00}{0,15 + 7,13 \times 0,03} \right]^{\frac{1}{2}} = 4,06 m / s$$

Para $V_2 = 4,06 m / s$

$$Re = \frac{4,06 \times 0,30}{8,07 \times 10^{-7}} = 1,5 \times 10^6$$

Para $Re = 1,5 \times 10^6$ e $\frac{e}{D} = 0,00015$

Do ábaco de Moody (Figura 12.1c) tira-se:

$$f = 0,0140m$$

Para $f = 0,0140$ tem-se:

$$V_2 = \left[\frac{6,00}{0,15 + 7,13 \times 0,0140} \right]^{\frac{1}{2}} = 4,9 m / s$$

$$Re = \frac{4,9 \times 0,30}{8,07 \times 10^{-7}} = 1,82 \times 10^6$$

Do Ábaco de Moody (Figura 12.1c) tira-se $f \cong 0,0140$ OK!

Isso significa que a velocidade (V_2) encontrada está ajustada pelo coeficiente de atrito linear (f), a rugosidade relativa e o Número de Reynolds.

A vazão efetiva é dada pela equação:

$$Q = V * S$$

Onde:

Q (m³/s): Vazão

V (m/s): Velocidade (encontrada pelo ajuste no Ábaco de Moody).

S (m²): Área da seção do tubo

Logo, para a cota 154,00.

$$Q = V * S$$

$$Q = 4,9 * 0,071 = 0,36 \text{ m}^3/\text{s}$$

Esse procedimento foi repetido de forma semelhante da cota 148,00 m a 154,00 m. Os resultados estão resumidos no Quadro 3.9.1c a seguir.

Cota x Vazão x Velocidade da tomada d'água. Tubulação com Ø300 mm.		
Cota (m)	Vazão Efetiva (m ³ /s)	Velocidade (m/s)
154,00	0,36	4,90
153,00	0,33	4,47
152,00	0,29	4,00
151,00	0,25	3,47
150,00	0,20	2,83
149,00	0,15	1,95
148,00	0,00	0,00

Quadro 3.9.1c – Vazões e velocidade de escoamento da tomada d'água. Tubulação com Ø300 mm.

Encontrada as vazões efetivas para todas as diferenças de potenciais (Δh), no intervalo entre a cota da tubulação (148,00 m) e a cota de soleira (154,00 m), como demonstrada no Quadro 3.9.1c acima, podemos resolver a relação vazão x tempo x rebaixamento, conforme o Quadro 3.9.1d, onde:

DIMENSIONAMENTO DA TOMADA D'ÁGUA E ANÁLISE DE REBAIXAMENTO - BARRAGEM OITIS - MUCAMBO-CE											
COTA (m)	ÁREA (m ²)	VOLUME PARCIAL (m ³)	VOLUME ACUMULADO (m ³)	%	ALTURA (m)	VAZÃO FICTÍCIA (m ³ /s)	VAZÃO EFETIVA (m ³ /s)	TEMPO (H) P/ REB. 1M	TEMPO (H) P/ REB. 15CM	TEMPO (DIAS) P/ REB. 15CM	OBSERVAÇÕES
144,00	0,00		0,00				Moody				
145,00	5.345,26	2.672,63	2.672,63	0,11%							
146,00	28.814,00	17.079,63	19.752,26	0,84%							
147,00	64.676,18	46.745,09	66.497,35	2,84%							
148,00	118.636,40	91.656,29	158.153,64	6,75%	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	Tom. D'água
149,00	182.027,05	150.331,73	308.485,37	13,17%	1,00	0,19	0,15	278,39	41,76	1,74	
150,00	249.699,08	215.863,07	524.348,43	22,39%	2,00	0,27	0,20	299,81	44,97	1,87	
151,00	350.088,72	299.893,90	824.242,33	35,20%	3,00	0,34	0,25	333,22	49,98	2,08	
152,00	443.670,08	396.879,40	1.221.121,73	52,14%	4,00	0,39	0,29	380,15	57,02	2,38	
153,00	559.803,21	501.736,64	1.722.858,37	73,57%	5,00	0,43	0,33	422,34	63,35	2,64	
154,00	678.306,44	619.054,82	2.341.913,19	100,00%	6,00	0,48	0,36	477,67	71,65	2,99	Vertedouro
155,00	805.187,65	741.747,05	3.083.660,24	131,7%							
156,00	929.072,24	867.129,94	3.950.790,18	168,7%							
Tempo completo para o total esvaziamento								2.191,57 em horas, que é igual a (dias)			91,32
Dados:											
c	0,62				OBS:	Para que o rebaixamento do reservatório seja caracterizado como um rebaixamento rápido, o nível de água variável em um dia tem que ser maior e/ou igual a 15cm, o que não ocorre no caso da barragem Oitis.					
Ø	300,00	mm									

Quadro 3.9.1d – Tempo de rebaixamento do reservatório. Tubulação com Ø300 mm.

De acordo com a Tabela 3.9.1d acima, seguindo os passos (a-i) para encontrar a vazão efetiva pelo ábaco de Moody, o esvaziamento do reservatório se daria em ≈2.191,57 horas e/ou ≈91,32 dias. Esse valor ainda é acima do recomendado pela Portaria da SRH/CE, mas ocorre numa variação de apenas + 1,4% da desejada. Logo, o diâmetro da galeria será de 300 mm.

Quanto a condição de rebaixamento rápido, a pior situação encontrada se daria no último metro de coluna d'água acima da tomada d'água, mesmo assim, temos um índice de rebaixamento de 1,74 dias para rebaixar 15 cm, não caracterizando um rebaixamento rápido. Conforme cálculo abaixo.

Volume armazenado Cota 148 / Cota 149 = 150.331,73 m³

Vazão efetiva média Cota 148 / Cota 149 = 0,15 m³/s

Tempo em horas para rebaixar essa vazão: (150.331,73/0,15)/3.600 = 278,39 horas

Tempo em horas para rebaixar 15 cm de coluna d'água = 278,39*15 = 41,76 horas

Tempo em dias para rebaixar 15 cm de coluna d'água = 41,76 / 24 = 1,74 dias.

Quando uma barragem é submetida a um rebaixamento rápido (>15 cm diários), a pressão da água nas fundações e taludes da barragem é drasticamente reduzida, mas a resposta dos materiais do solo nem sempre acompanham essa velocidade. Como resultado, o gradiente hidráulico pode gerar forças de sucção que desestabilizam a estrutura, levando ao risco de deslizamentos ou rupturas.

O fator de segurança para análise da condição de rebaixamento rápido no talude de montante é $FS = 1,1$ (U.S.Army Corps of Engineers). Na análise realizada para a Barragem Oitis, o fator de segurança encontrado é de $FS = 1,376$, o que nos dá uma condição de “estável”. Ver análise completa na seção 3.11.1.

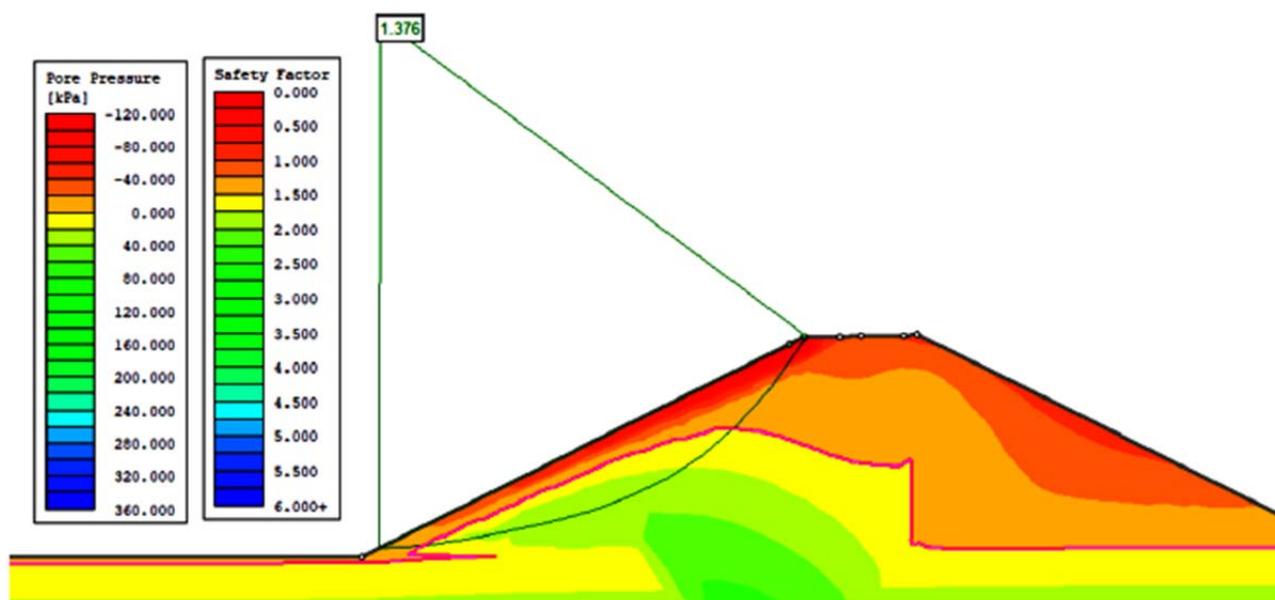


Figura 3.9.1d – Seção homogênea para rebaixamento rápido. FS-1,376

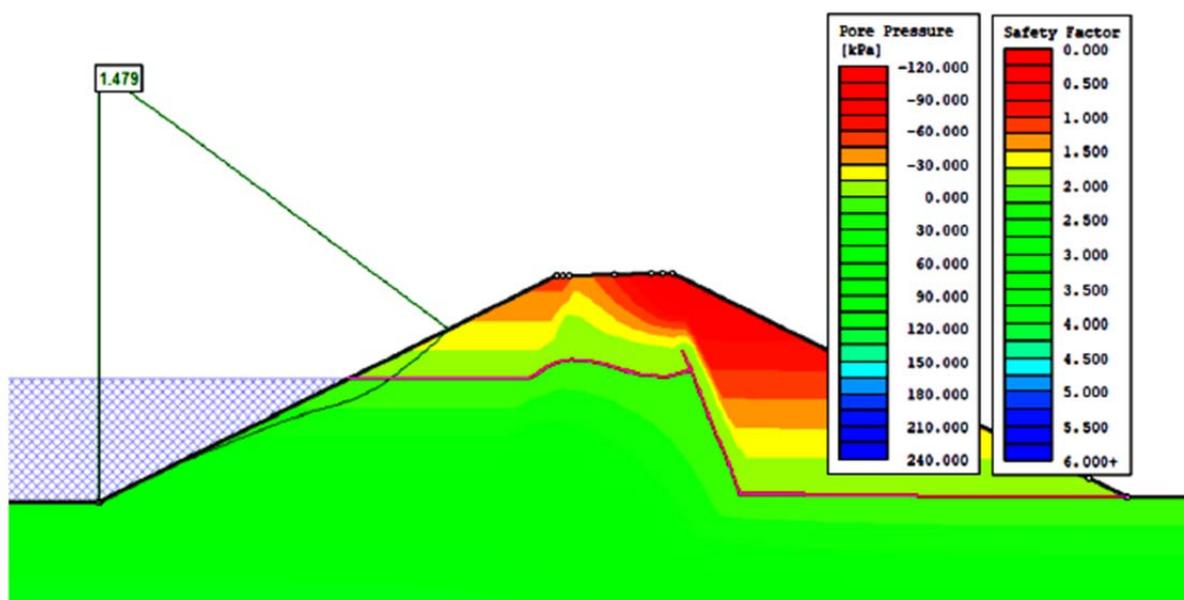


Figura 3.9.1e – Seção zoneada (abraço dos muros) para rebaixamento rápido. FS-1,47

O gráfico representado na Figura 3.9.1f, demonstra a curva cota x vazão da tomada d’água. Percebe-se que a curva do gráfico é formada por uma função exponencial, e quanto maior

é a coluna d'água, maior é a vazão de descarga.

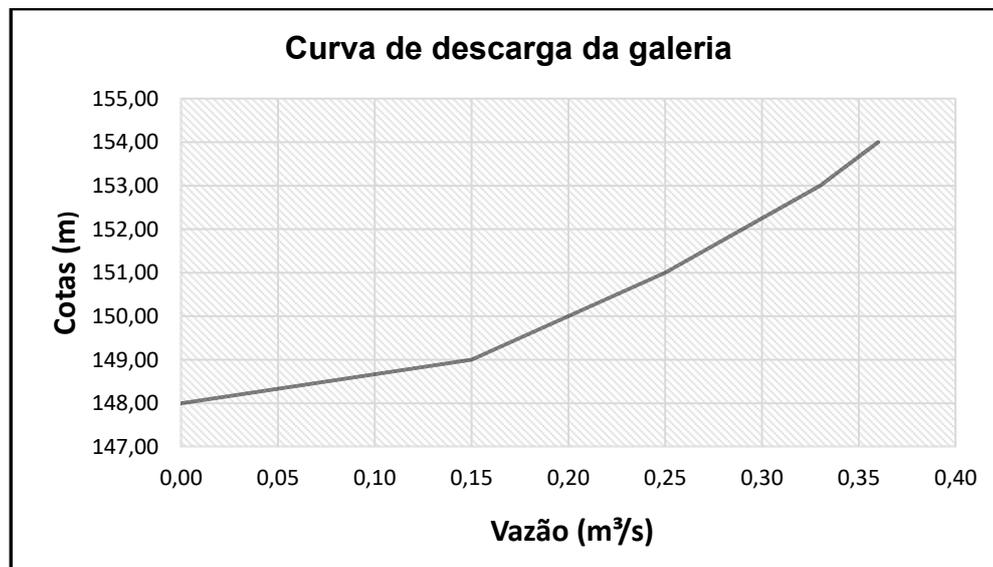


Figura 3.9.1f – Curva de descarga da galeria

3.9.2 – Dimensionamento Estrutural

A galeria foi dimensionada considerando a tubulação funcionando na seção mais carregada. Ver seção esquemática. O modelo é usualmente aplicado com sucesso a vários projetos de barragens do sistema SRH.

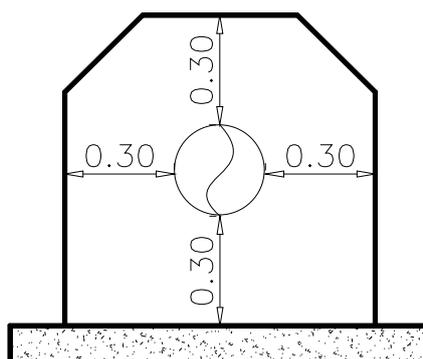


Figura 3.9.2 – Esquemático do envelopamento da tubulação

A galeria está submetida a tensão vertical $\sigma_v = 15,44tf / m^2$.

O ensaio de SPT mais próximo foi de 51/10, ou seja, com 51 golpes não foi possível penetrar os 30 cm desejados, nesse caso poderíamos determinar que o ensaio tem como

resultado “impenetrável ao trépano de lavagem. O material coletado foi classificado como uma areia argilosa rija.

Segundo MORRISON (1993), a tensão admissível dentro do bulbo de pressão no solo pode ser conhecida pela expressão empírica.

$$\delta = 0,20 \times \text{NSPT} \text{ (Kgf/cm}^2\text{)}$$

Sendo:

δ : Tensão admissível do solo;

NSPT: Número do SPT encontrado no ensaio.

Logo, temos:

$$K = 0,2 \times 51 = 10,2 \text{ (Kgf/cm}^2\text{)} = 102 \text{ tf/m}^2 \approx 1 \text{ Mpa}$$

Desta forma, apenas o concreto de envelopamento da galeria poderia resistir aos esforços de compressão, sendo esse o único esforço esperado para uma estrutura totalmente apoiada. Outrossim, os solos não tem garantia de serem homogêneos em toda extensão da galeria, com isso foi adicionado ao envelopamento barras de aço longitudinais e transversais com $\varnothing 10$ mm distribuídos a cada 20cm, em todo perímetro do envelopamento, evitando fissuras no concreto.

3.9.3 – Canal da tomada d’água

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%.

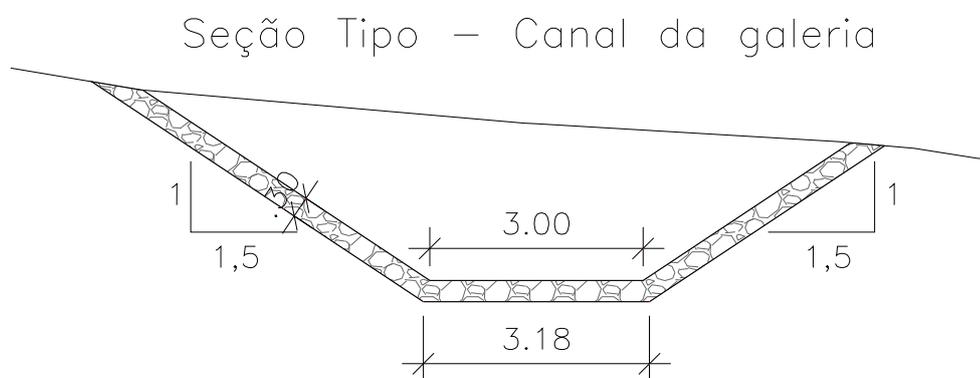


Figura 3.9.3 – Seção tipo do canal da galeria

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:

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

Cálculo do perímetro molhado (P)

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

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

Cálculo do raio hidráulico (R_h)

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

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

Cálculo da vazão (Q)

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

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

Cálculo da velocidade (m/s)

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

3.10 – Dimensionamento do sangradouro

Após 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. No entanto, é necessário que se faça um melhor mapeamento do topo rochoso durante o processo de construção do sangradouro.

Inicialmente, se pensou na construção do vertedouro na ombreira esquerda, mas devido a topografia do terreno ser mais acidentada e, após a realização da sondagem SM-05 não ter detectado nenhum leito rochoso, foi descartado a construção do vertedouro nesse local.

Na ombreira direita, a topografia local é menos acidentada, foi realizado quatro sondagens mistas, SM-01, SM-06, SM-07 e SM-08, os três últimos num eixo de estudo idealizado para implantação do vertedouro, no entanto, como ocorreu a ombreira esquerda, o topo rochoso não foi encontrado até numa profundidade de 12,00m.

Diante da falta de um topo rochoso nas ombreiras. Optou-se pela construção do vertedouro na parte central do barramento. As únicas sondagens mistas na qual foram identificados um topo rochoso coerente, são: SM-02 (Est. 04+0,00) e SM-03 (Est.07+10,00), próxima ao leito do riacho Oitis.



Figura 3.10a – Caixa com corpos de prova da sondagem mista SM-02, realizada na estaca 04+0,00 do eixo do barramento.

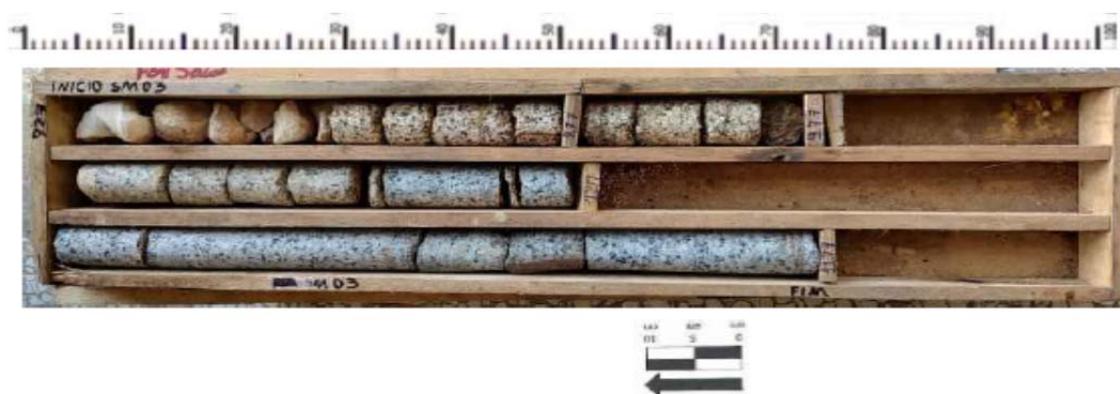


Figura 3.10b – Caixa com corpos de prova extraídos da sondagem mista SM-03, realizada na estaca 07+10,00 do eixo do barramento.

Temos uma sondagem com o resultado mais consistente no que se refere ao topo rochoso. A profundidade do topo rochoso se iniciou na cota 136,75m.

Analisando o resultado da sondagem SM-04, verificou-se que a melhor localização do sangradouro seria entre as estacas 06+0,00 a 08+10,00 local de interceptação entre o eixo barrado e o sangradouro.

Será necessário durante a fase executiva, a realização de mais sondagens mistas na área do vertedouro e dos muros de contenções para avaliar a real situação das fundações.

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

3.10.1 – Dimensionamento do vertedouro

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

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

3.10.1.1 – Dimensionamento do vertedouro

Dimensionamento do perfil de jusante conforme recomendações do Bureau of Reclamation.

Equação de Jusante

$$\frac{Y}{H_o} = -K \left(\frac{X}{H_o} \right)^n$$

Onde H_o = carga total incluindo a carga cinética.

$$H_o = h_o + h_a$$

Para a lâmina milenar, temos $h_o = 1,56$ m

$$q = \frac{Q}{L} = \frac{212,96}{50,00} = 4,26 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} / \text{m}$$

$$V_a = \frac{q}{P + h_o}$$

Sendo $P = 11,50$ m (cota 154,00 – cota 142,50)

$$V_a = \frac{4,26}{11,50 + 1,56} = 0,326 \text{ m/s}$$

$$h_a = \frac{q^2}{2 * g * (P + h_o)^2}$$

$$h_o = \frac{18,15}{2 * 9,81 * 170,56} = 0,005$$

$$H_o = 1,56 + 0,005 = 1,565 \text{ m}$$

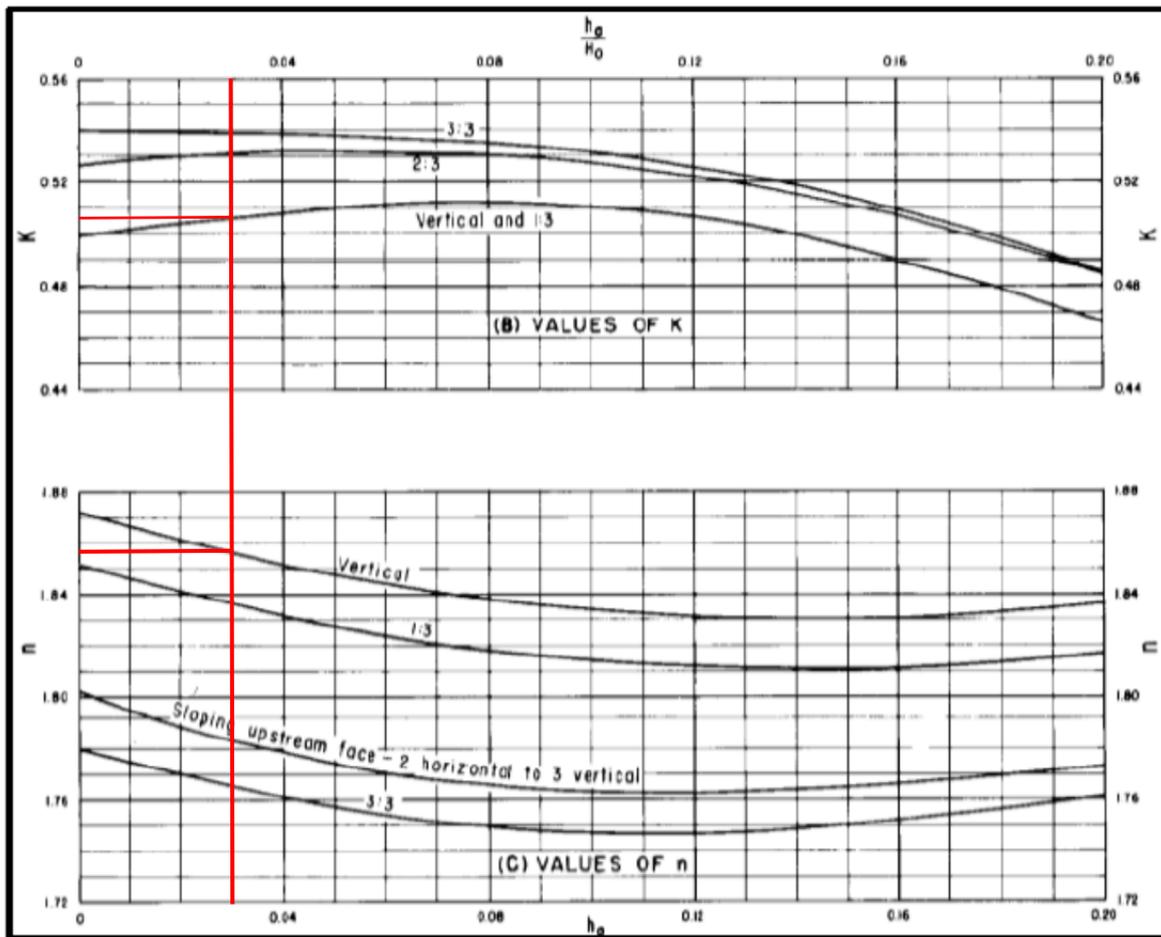


Figura 3.10.1.1 – Fatores para definição da curva de jusante do vertedouro tipo Creager

Fonte: United State Bureau of Reclamation (1987)

Dos ábacos do Bureau of Reclamation tira-se para $\frac{h_a}{H_0} = \frac{0,005}{1,565} = 0,003$

$K = 0,56$ e $n = 1,857$.

A equação do perfil de jusante será:

$$\frac{y}{1,565} = 0,56 * \left(\frac{x}{1,565} \right)^{1,857}$$

$$y = -0,381 * x^{1,857}$$

Considerando que o perfil da curva de jusante se desenvolverá até a inclinação igual a $-1,25$, que corresponde um talude de 1:0,8 (V:H), deve-se igualar a derivada da função a esse valor, logo tem-se:

$$\frac{d_y}{d_x} = -1,25$$

Da função do perfil de jusante tem-se:

$$\frac{dy}{dx} = -0,708 * x^{0,857}$$

Aplicando esta equação obtém-se a abcissa do ponto de tangência X_T dada por:

$$-1,25 = -0,708 * x^{0,857}$$

$$X_T = 1,766^{\frac{1}{0,857}}$$

$$X_T = 1,94 \text{ m}$$

A ordenada do ponto de tangência Y_T será:

$$Y_T = 0,381 * 1,94^{1,857} = 1,304 \text{ m}$$

O Quadro 3.10.1.1 a seguir contém pontos da curva de jusante, desde a origem até o ponto de tangência aplicando a equação do perfil de jusante.

Pontos da Curva de Jusante	
X	Y
0,00	0,00
0,25	-0,03
0,50	-0,11
0,75	-0,22
1,00	-0,38
1,25	-0,50
1,50	-0,81
1,75	-1,08
1,94	-1,30

Quadro 3.10.1.1 – Pontos da curva de jusante do perfil Creager

3.10.2 – Curvas do perfil de montante

A transição do paramento de montante entre os pontos (X_c, Y_c) e $(0,0)$ é feito por curvas circulares de raios R_1 e R_2 e construção adequada conforme recomendações do Bureau of Reclamation.

Para $\frac{h_a}{H_0} = 0,003$ e dos ábacos do Bureau of Reclamation tem-se:

$$\frac{X_c}{H_0} = 0,283 \therefore X_c = 0,44$$

$$\frac{Y_c}{H_0} = 0,127 \therefore Y_c = 0,20$$

$$\frac{R_1}{H_0} = 0,53 \therefore R_1 = 0,83$$

$$\frac{R_2}{H_0} = 0,233 \therefore R_2 = 0,36$$

3.10.3 – Determinação do ponto B da curva reversa

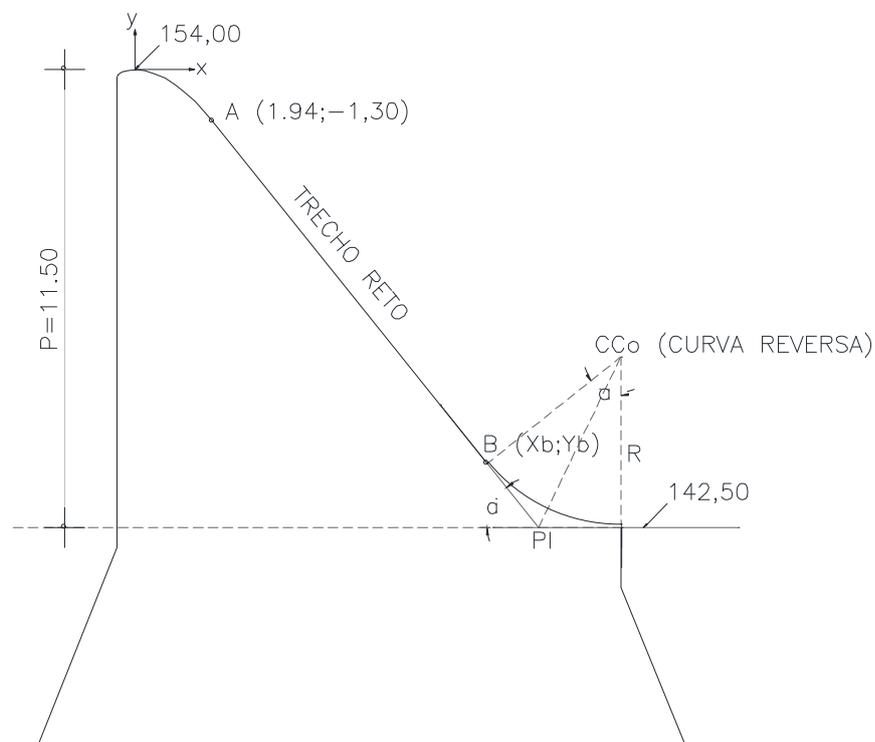


Figura 3.10.3 – Detalhe da seção do perfil Creager com a localização dos pontos A e B.

A equação da reta tangente à exponencial que contém o ponto A (1,94;-1,30) e coeficiente angular.

$$\frac{d_y}{d_x} = \frac{1}{0,80} = 0,80$$

$$\frac{y-y_a}{x-x_a} = \frac{d_y}{d_x}$$

$$y-y_a = 0,80(x-x_a)$$

$$y+1,30 = 0,80x - 1,55$$

$$y+1,30+1,55 = 0,80x$$

$$x = \frac{y+2,85}{0,80}, \text{ sendo } x = x_B \text{ e } y = y_B$$

Dados:

$$R = 4,284 \text{ m}$$

$$\alpha = 51^\circ 20' 25''$$

$$\operatorname{tg}\left(\frac{\alpha}{2}\right) = \frac{\overline{BPI}}{R}$$

Então:

$$\overline{BPI} = R * \operatorname{tg}\left(\frac{\alpha}{2}\right)$$

$$\overline{BPI} = 4,284 * \tan\left(\frac{51^\circ 20' 25''}{2}\right) = 2,06 \text{ m}$$

$$y = \overline{BPI} * \sin \alpha = 2,06 * \sin(51^\circ 20' 25'') = 1,608 \text{ m}$$

$$y_B = -(P-y) = -(11,50 - 1,608) = -9,89 \text{ m}$$

Substituindo Y_B na fórmula para encontrar X_B , temos:

$$x_B = \left| \frac{y+2,85}{0,80} \right|$$

$$x_B = \left| \frac{-9,89+2,85}{0,80} \right| = 8,80$$

O ponto B, início da curva reversa tem as seguintes coordenadas: B (8,80;-9,89)

3.10.2 – Dimensionamento da bacia hidráulica

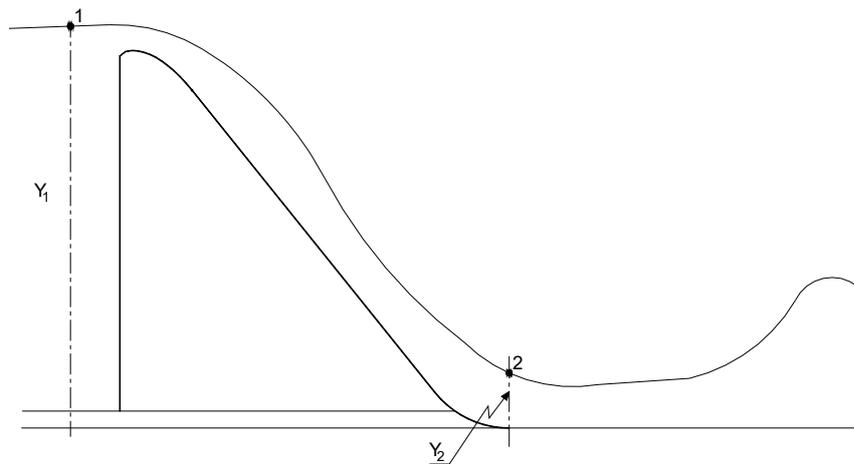


Figura 3.10.2a – Esquemático do fluxo de água sobre o Creager

Encontrar a velocidade e altura (y_2) para vazão $Q_{1.000}=212,96 \text{ m}^3/\text{s}$.

Aplicando a equação de Bernoulli entre os pontos 1 e 2 tem-se:

$$y_1 + \frac{V_1^2}{2g} = y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

$$Y_1 = 154 + 1,56 - 142,50 = 13,06 \text{ m}$$

$$q = V_2 * Y_2 * L$$

Como $L=1,00$ (redução para cálculo)

$$V_2 = \frac{q}{Y_2}$$

Substituindo na equação da continuidade:

$$Y_1 = Y_2 + \frac{q^2}{2g * Y_2^2}$$

Com:

$$Y_1 = 13,06 \text{ m}$$

$$q = 4,26 \frac{\text{m}^3}{\text{s}} / \text{m}$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

Resolvendo a equação abaixo por iteração, tem-se:

$$13,06 = Y_2 + \frac{0,925}{Y_2^2}$$

$$Y_2 = 0,27 \text{ m}$$

$$V_2 = \frac{q}{Y_2} = \frac{4,26}{0,27} = 15,77 \text{ m/s}$$

Os valores encontrados: $Y_2=0,27$ m e a velocidade $V_2=15,77$ m/s ocorrem antes do início do ressalto e são as variáveis necessárias para calcular o número de Froude e a altura conjugada.

Para encontrar o número de Froude, temos:

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y}} = \frac{15,77}{\sqrt{9,81 \cdot 0,27}} = 9,69$$

Cálculo da altura conjugada

$$\frac{Y_2}{Y_1} = \frac{1}{2} \left[\sqrt{1 + 8F_r^2} - 1 \right]$$

$$Y_2 = \frac{0,27}{2} \left[\sqrt{1 + 8 \cdot 93,98} - 1 \right] = 3,57 \text{ m}$$

Os estudos desenvolvidos por Albert J. Peterka⁴ nos laboratórios do U.S. Bureau of Reclamation, é um dos mais influentes e amplamente usados na engenharia hidráulica para dimensionamento do ressalto hidráulico levando em consideração a altura conjugada e o número de Froude.

Com $F_r = 9,69$, tem-se:

$$\frac{L}{Y_2} = 6,20$$

$$L = 6,20 \times 3,57 = 22,13 \text{ m}$$

⁴ **Albert Jaroslav Peterka, engenheiro da U.S. Bureau of Reclamation (USBR) que foi notável por seu trabalho em projetos de engenharia hidráulica e de infraestrutura no campo da gestão de recursos hídricos nos Estados Unidos.**

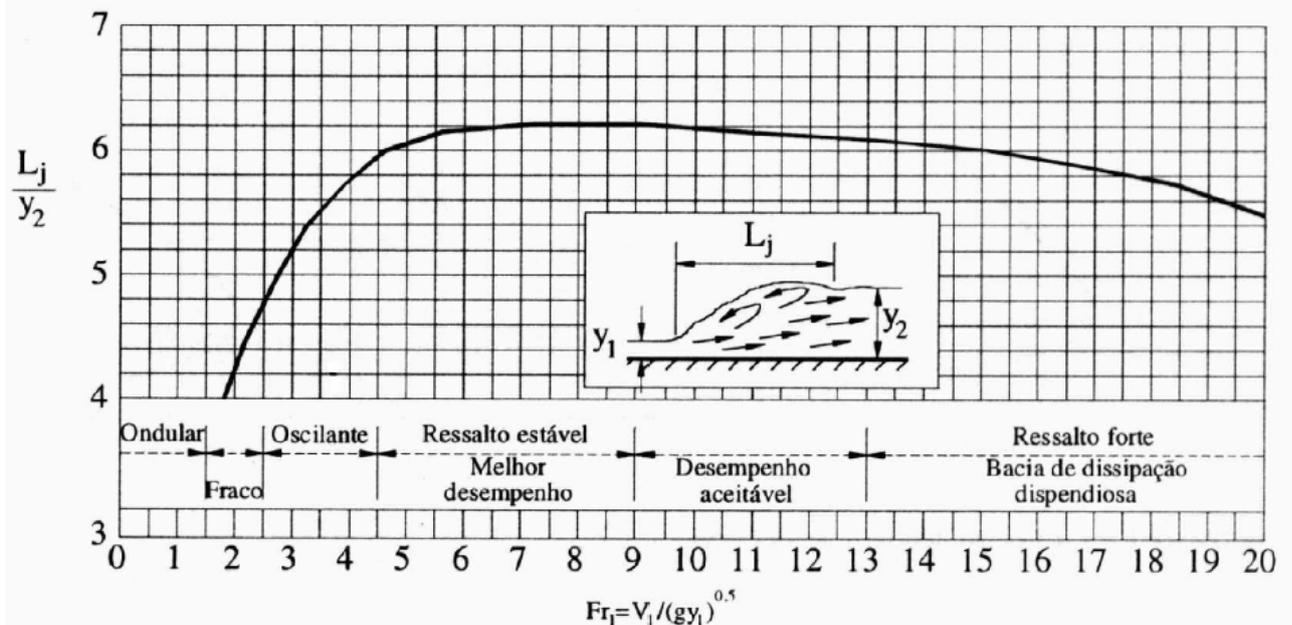


Figura 3.10.2b – Comprimento do ressalto hidráulico proposto pelo USBR (1955)

Fonte: Porto (1999)

Existem diversas fórmulas empíricas para encontrar o comprimento do ressalto hidráulico. A equação abaixo é bastante empregada para estimar o comprimento do ressalto hidráulico em termos de profundidade conjugada.

Atribuído ao USBR, especificamente no trabalho feito por Albert J. Peterka, publicado no manual "Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators" em 1958. Portanto, de forma simplificada será utilizado esta equação, sendo uma das mais utilizadas para calcular o comprimento do ressalto. A mesma metodologia foi empregada no dimensionamento do ressalto hidráulico do Açude Gameleira, semelhante a Barragem Oitis, devido a formação do ressalto ser facilitado pelo muro final da bacia de dissipação.

$$L = 5 \times (Y_2 - Y_1) = 5 \times (3,57 - 0,27) = 16,50\text{m}$$

Para facilitar o corte e dobra das armaduras durante a construção da bacia de dissipação, será adotado extensões múltiplas de 6 m, com isso será adotada uma extensão de 18,00 m que facilita a metodologia construtiva e proporciona uma maior margem de segurança em relação ao valor encontrada pela fórmula simplificada do USBR.

O canal de saída será escavado em solo, após a bacia de dissipação terá declividade de 0,09% e revestido com enrocamento numa extensão de 30,00. A espessura do enrocamento será de 75,00 cm.

A partir do término do enrocamento, o canal será em solo e manterá a mesma declividade inicial (0,09%).

O canal em toda a sua extensão tem seção trapezoidal, com base menor igual a 50,0 m e taludes transversais de 1:1,5 (V:H). A extensão do canal, partindo do fim da mureta é de 329,35 m (Est 3+10,65 a Est 20+0,00) seguindo praticamente o leito do riacho Oitis.

3.10.3 – Dimensionamento da altura do muro lateral em jusante da bacia de dissipação

Para a vazão decamilar tem-se $Q_{10000} = 273,81\text{m}^3 / \text{s}$ e $q = 5,48\text{m}^3 / \text{s} / \text{m}$.

A altura na entrada da bacia será:

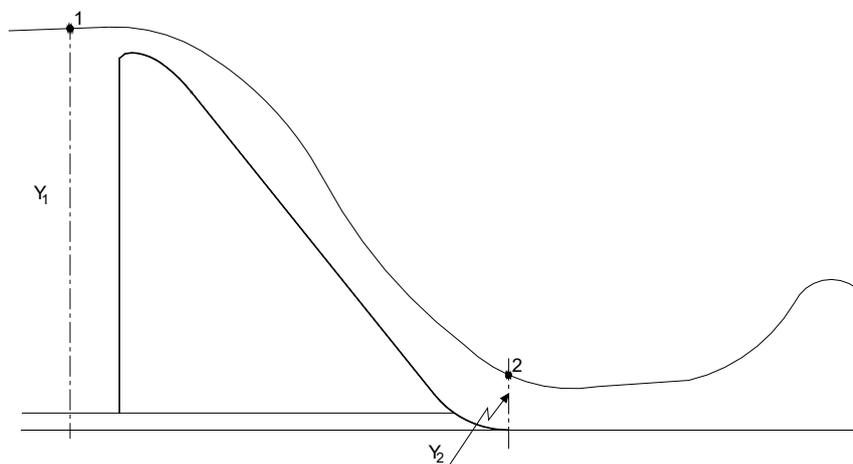


Figura 3.10.3 – Esquema do ressalto hidráulico

$$h_o = 1,84 \text{ m}$$

$$Y_1 = 154,00 + 1,84 - 142,50 = 13,34 \text{ m}$$

Aplicando Bernoulli entre os pontos 1 e 2 tem-se:

$$Y + \frac{V_1^2}{2g} = Y_2 + \frac{V_2^2}{2g}$$

$$V_1 \cong 0$$

$$V_2 = \frac{q}{Y_2}$$

$$13,55 = Y_2 + \frac{1,53}{Y_2^2}$$

Substituindo os valores conhecidos e resolvendo a equação por iteração obtém-se:

$$Y_2 = d_1 = 0,34\text{m}$$

A velocidade na entrada da bacia será:

$$V_2 = \frac{5,48}{0,34} = 16,12\text{m/s}$$

O número de Froude na entrada da bacia será:

$$F_R = \frac{V}{\sqrt{g y}} = \frac{16,12}{\sqrt{9,81 \times 0,34}} = 8,83$$

A altura conjugada será:

$$d_2 = \frac{d_1}{2} [\sqrt{1 + 8 \times Fr^2} - 1]$$

$$d_2 = \frac{0,34}{2} \times 23,99 = 4,08\text{m}$$

A cota máxima do nível d'água na bacia será:

$$C_{\text{máx}} = 142,50 + 4,08 = 146,58\text{m}$$

Com isso, a cota do muro adotada será na cota 147,50m

3.10.4 – Cálculo da cota da soleira da bacia

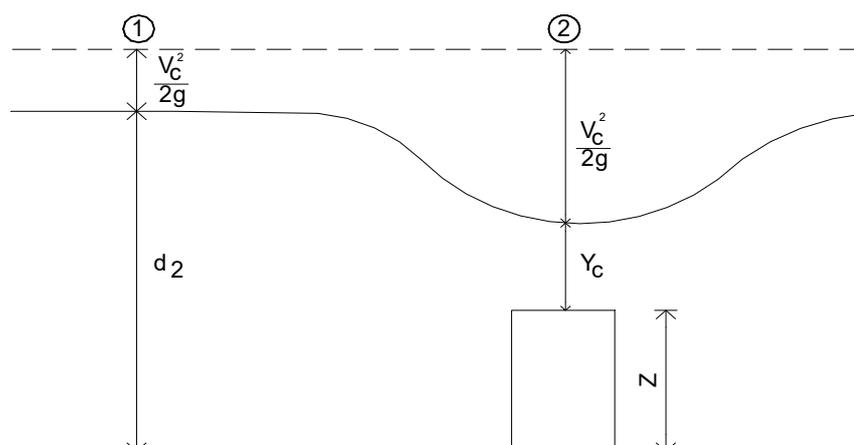


Figura 3.10.4 – Esquemático da soleira da bacia de dissipação

Considerando a vazão milenar, tem-se:

$$d_2 = 3,57\text{m}$$

$$V_2 = \frac{q}{d_2} = \frac{4,26}{3,57} = 1,19\text{m/s}$$

$$\frac{V_2^2}{2g} = \frac{1,19^2}{2 \times 9,81} = 0,072\text{m}$$

Aplicando a conservação da energia entre os pontos 1 e 2 obtém-se:

$$d_2 + \frac{V_2^2}{2g} = Z + Y_c + \frac{V_c^2}{2g}$$

$$Y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{18,15}{9,81}} = 1,22\text{m}$$

$$V_c = \frac{q}{Y_c} = \frac{4,26}{1,22} = 3,49\text{m/s}$$

Substituindo na equação de conservação tem-se:

$$Z = d_2 + \frac{V_2^2}{2g} - Y_c - \frac{V_c^2}{2g}$$

$$Z = 3,57 + 0,07 - 1,22 - 0,62 = 1,80\text{m}$$

A cota da soleira será:

$$C_s = 142,50 + 1,80 + 0,10 = 144,40\text{m}$$

3.10.5 – Cálculo da cota do nível na saída da bacia de dissipação (curva de remanso)

O cálculo da curva de remanso na saída da bacia de dissipação envolve a determinação do perfil da superfície da água ao longo do canal ou estrutura hidráulica, considerando a variação gradual da profundidade ao longo do canal, considerando que ocorra uma altura de escoamento crítica ao desaguar no riacho. Esse cálculo é essencial para garantir que o nível d'água seja controlado adequadamente, prevenindo problemas como transbordamentos ou erosões.

Classificação do tipo de escoamento:

- **Escoamento subcrítico:** ocorre quando a profundidade é maior que a profundidade crítica ($Y > Y_c$) e o número de Froude ($Fr < 1$).
- **Escoamento supercrítico:** ocorre quando a profundidade é menor que a crítica ($Y < Y_c$) e o número de Froude ($Fr > 1$).

Para uma curva de remanso na saída da bacia de dissipação, normalmente estamos lidando com escoamento subcrítico, pois o escoamento se acalma após a dissipação da energia produzida pelo ressalto hidráulico.

A curva de remanso é calculada a partir da equação de energia específica, que considera a variação da profundidade da água (Y), a velocidade do fluxo (V).

A equação da curva de energia específica, também conhecida como EPU (Energia Potencial Unitária):

$$E = y + \frac{V^2}{2g}$$

Onde:

E: Energia Específica (m);

y: profundidade da água (m);

V: Velocidade do escoamento (m/s);

g: aceleração da gravidade (m/s²)

Ao longo de toda extensão do canal é calculado a variação da coluna d'água. O canal de dissipação da Barragem Oitis tem extensão de 300 m até a interceptação com o leito natural do riacho.

Foi considerado um canal com seção trapezoidal com base menor igual a 50,00 m de largura e taludes laterais de 1:1 (V:H).

Para encontrar a altura crítica (Y_c) do escoamento em um canal, a energia específica deve ser mínima e o número de Froude unitário (Fr=1). O cálculo da lâmina crítica para as vazões Q_{1.000} = 212,96 m³/s e Q_{10.000} = 273,81 m³/s foi baseado na energia específica e o número de Froude. Através de iteração, atribuindo valores a Y_c aproxima-se da vazão desejada através da expressão:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{(b*Y_c + m*Y_c^2)^3}{(b + 2*m*Y_c)}$$

Q: vazão (m³/s);

m: inclinação dos taludes (razão horizontal : vertical);

Y_c: altura crítica;

g: força gravitacional;

Dados:

$m = 1,00$; $b = 50,00$ m; $g = 9,81$ m/s² e Q = vazões desejadas.

Vazão x coluna d'água crítica (Yc)	
Vazão (m ³ /s)	Coluna d'água crítica (Yc) (m)
273,81	1,42
212,96	1,21

Quadro 3.10.5 – Vazão x coluna d'água crítica

Para o cálculo do remanso foi adotado o “Step Method” que é apresentado nas planilhas a seguir:

CÁLCULO DO REMANSO

Q(m³/s) = Y2	273,81		1,45		n	TALUDE 1:2 (V:H)		0,029	b (m) =		50		Cota Bacia	142,5	
	1	2	3	4		5	6		7	8	9	10			11
Yc	A	P	Rh	Rh	R ⁴ /3	V	V ² /2*g	E	ΔE	So	Sf	Sfmed	ΔX	X	COTA
1,42	75,033	56,350	1,332	1,332	1,465	3,65	0,679	2,099	-	0,0009	0,007645	-	0	0	143,920
1,45	76,705	56,485	1,358	1,358	1,504	3,57	0,649	2,099	0,0007	0,0009	0,007126	0,007386	0,12	0,12	143,950
1,5	79,500	56,708	1,402	1,402	1,569	3,44	0,605	2,105	0,0051	0,0009	0,006358	0,006742	0,94	1,06	144,000
1,55	82,305	56,932	1,446	1,446	1,635	3,33	0,564	2,114	0,0095	0,0009	0,005694	0,006026	1,98	3,04	144,050
1,6	85,120	57,155	1,489	1,489	1,701	3,22	0,527	2,127	0,0133	0,0009	0,005117	0,005405	3,16	6,19	144,100
1,65	87,945	57,379	1,533	1,533	1,767	3,11	0,494	2,144	0,0167	0,0009	0,004613	0,004865	4,49	10,68	144,150
1,7	90,780	57,603	1,576	1,576	1,834	3,02	0,464	2,164	0,0196	0,0009	0,004172	0,004392	6,00	16,68	144,200
1,75	93,625	57,826	1,619	1,619	1,901	2,92	0,436	2,186	0,0222	0,0009	0,003783	0,003978	7,72	24,39	144,250
1,8	96,480	58,050	1,662	1,662	1,969	2,84	0,411	2,211	0,0246	0,0009	0,003441	0,003612	9,68	34,07	144,300
1,85	99,345	58,273	1,705	1,705	2,037	2,76	0,387	2,237	0,0267	0,0009	0,003137	0,003289	11,92	45,99	144,350
1,9	102,220	58,497	1,747	1,747	2,105	2,68	0,366	2,266	0,0285	0,0009	0,002867	0,003002	14,50	60,49	144,400
1,95	105,105	58,721	1,790	1,790	2,173	2,61	0,346	2,296	0,0302	0,0009	0,002626	0,002747	17,49	77,99	144,450
2	108,000	58,944	1,832	1,832	2,242	2,54	0,328	2,328	0,0317	0,0009	0,002411	0,002519	20,98	98,97	144,500
2,05	110,905	59,168	1,874	1,874	2,311	2,47	0,311	2,361	0,0331	0,0009	0,002218	0,002315	25,08	124,05	144,550
2,1	113,820	59,391	1,916	1,916	2,380	2,41	0,295	2,395	0,0343	0,0009	0,002045	0,002131	29,96	154,01	144,600
2,13	115,574	59,526	1,942	1,942	2,422	2,37	0,286	2,416	0,0211	0,0009	0,001949	0,001997	20,13	174,15	144,630
2,15	116,745	59,615	1,958	1,958	2,450	2,35	0,280	2,430	0,0143	0,0009	0,001888	0,001918	14,46	188,61	144,650
2,19	119,092	59,794	1,992	1,992	2,506	2,30	0,269	2,459	0,0291	0,0009	0,001774	0,001831	33,25	221,85	144,690
2,23	121,446	59,973	2,025	2,025	2,562	2,25	0,259	2,489	0,0297	0,0009	0,001669	0,001721	38,59	260,44	144,730
2,27	123,806	60,15175	2,058224	2,058224	2,618	2,21	0,249	2,519	0,0302	0,0009	0,001571	0,00162	45,02	305,46	144,770

CÁLCULO DO REMANSO

Q(m³/s) =		212,96			n		TALUDE 1:2 (V:H)		0,029	b (m) =		50	Cota Bacia		142,500
Y2		1,45			2										
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	
Yc	A	P	Rh	R ⁴ /3	V	V ² /2*g	E	ΔE	So	Sf	Sfmed	ΔX	X	COTA	
1,21	63,428	55,411	1,145	1,197	3,36	0,575	1,785	-	0,0009	0,007917	-	0	0	143,710	
1,25	65,625	55,590	1,181	1,248	3,25	0,537	1,787	0,0022	0,0009	0,007098	0,007508	0,35	0,35	143,750	
1,3	68,380	55,814	1,225	1,311	3,11	0,494	1,794	0,0076	0,0009	0,006222	0,00666	1,43	1,78	143,800	
1,35	71,145	56,037	1,270	1,375	2,99	0,457	1,807	0,0123	0,0009	0,005481	0,005852	2,69	4,47	143,850	
1,4	73,920	56,261	1,314	1,439	2,88	0,423	1,823	0,0164	0,0009	0,004851	0,005166	4,14	8,61	143,900	
1,45	76,705	56,485	1,358	1,504	2,78	0,393	1,843	0,0198	0,0009	0,004311	0,004581	5,82	14,43	143,950	
1,49	78,940	56,663	1,393	1,556	2,70	0,371	1,861	0,0181	0,0009	0,003934	0,004122	5,96	20,38	143,990	
1,53	81,182	56,842	1,428	1,608	2,62	0,351	1,881	0,0198	0,0009	0,003598	0,003766	7,34	27,72	144,030	
1,56	82,867	56,977	1,454	1,648	2,57	0,337	1,897	0,0159	0,0009	0,003371	0,003484	6,43	34,15	144,060	
1,59	84,556	57,111	1,481	1,687	2,52	0,323	1,913	0,0167	0,0009	0,003161	0,003266	7,38	41,53	144,090	
1,62	86,249	57,245	1,507	1,727	2,47	0,311	1,931	0,0174	0,0009	0,002968	0,003065	8,43	49,96	144,120	
1,65	87,945	57,379	1,533	1,767	2,42	0,299	1,949	0,0181	0,0009	0,002791	0,00288	9,59	59,55	144,150	
1,69	90,212	57,558	1,567	1,821	2,36	0,284	1,974	0,0252	0,0009	0,002574	0,002682	15,03	74,58	144,190	
1,74	93,055	57,782	1,610	1,888	2,29	0,267	2,007	0,0329	0,0009	0,002333	0,002454	22,96	97,54	144,240	
1,76	94,195	57,871	1,628	1,915	2,26	0,261	2,021	0,0136	0,0009	0,002245	0,002289	10,09	107,63	144,260	
1,79	95,908	58,005	1,653	1,955	2,22	0,251	2,041	0,0208	0,0009	0,002121	0,002183	17,02	124,65	144,290	
1,83	98,198	58,184	1,688	2,009	2,17	0,240	2,070	0,0284	0,0009	0,001968	0,002045	26,60	151,25	144,330	
1,87	100,494	58,363	1,722	2,064	2,12	0,229	2,099	0,0292	0,0009	0,00183	0,001899	31,37	182,62	144,370	
1,93	103,950	58,631	1,773	2,146	2,05	0,214	2,144	0,0450	0,0009	0,001645	0,001737	60,45	243,07	144,430	
1,98	106,841	58,855	1,815328	2,214	1,99	0,202	2,182	0,0386	0,0009	0,001509	0,001577	63,37	306,44	144,480	

Os valores relacionados as colunas encontradas na tabela acima são referentes à:

1. Y_c (m): Altura crítica do escoamento. O valor inicial que se dá $\approx 300,00$ m na calha do riacho Oitis foi encontrado pela equação:

$$\frac{Q^2}{g} = \frac{(b \cdot Y_c + m \cdot Y_c^2)^3}{(b + 2 \cdot m \cdot Y_c)}$$

2. A (m²): Área molhada do canal.

$$A = b \cdot Y_c + m \cdot Y_c^2$$

3. P (m): Perímetro molhado

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

4. R_h (m): Raio hidráulico

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

5. Raio hidráulico elevado a 4/3 (m):

$$R_h^{4/3}$$

6. V (m/s): Velocidade de escoamento

$$V = \frac{Q}{A} \text{ m/s}$$

7. Energia cinética por unidade de peso (m)

$$E_c = \frac{V^2}{2g}$$

8. E (m): Energia Cinética

$$E = y + \frac{V^2}{2g}$$

9. Diferença de Energia Cinética entre os dois pontos (m);

10. S_o (m/m): Declividade do canal;

11. S_f (m/m): Perda de carga por unidade de comprimento;

12. $S_{f_{media}}$ (m/m): Perda de carga média por seguimento;

13. Δx (m): Extensão por seguimento;

14. X (m): Extensão acumulada.

Portanto, na saída da bacia hidráulica as cotas do nível d'água são:

$$C_{10.000} = 144,770 \text{ m e } C_{1.000} = 144.480 \text{ m}$$

3.10.5 – Dimensionamento do Enrocamento

Para dimensionamento do enrocamento do canal de restituição, foi usado o ábaco do Manual de Projeto da CETESB⁵ (adaptação de PETERKA, USBR, 1958), para a velocidade $V = 3,60\text{m/s}$ que ocorre na vizinhança de mureta. Para esta velocidade verifica-se que o diâmetro da pedra média D_{50} deve ser maior ou igual a $0,45\text{ m}$. Adotando $D_{50} = 0,45\text{ m}$, $D_{\text{máx}} = 0,70\text{ m}$ e $D_{\text{min}} = 0,30\text{ m}$ para compor o enrocamento. Os pesos das respectivas pedras, admitindo que elas tenham um volume médio entre a esfera e o cubo, são:

$$Y_{\text{rocha}} = 2.650 \text{ kg/m}^3$$

$$D_{50} = 0,45 \rightarrow P = 140,8 \text{ kg}$$

$$D_{\text{min}} = 0,30 \rightarrow P = 41,7 \text{ kg}$$

$$D_{\text{máx}} = 0,70 \rightarrow P = 530,0 \text{ kg}$$

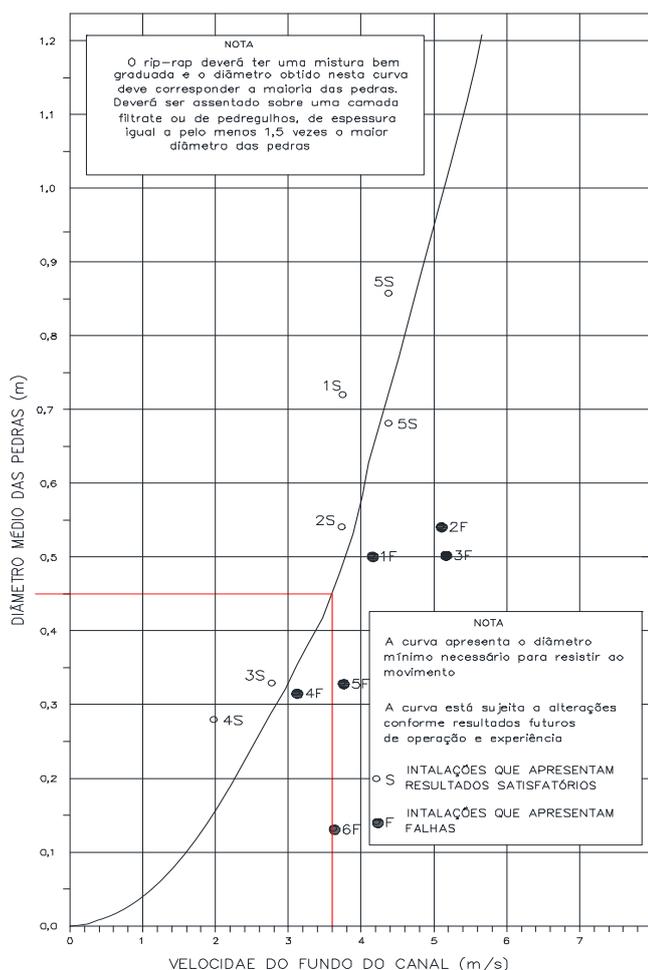


Figura 3.10.5 – Ábaco para dimensão do enrocamento pela velocidade de escoamento. Fonte: CETESB

⁵ CETESB – Companhia Ambiental do Estado de São Paulo

A granulometria do enrocamento deve obedecer à seguinte faixa granulométrica.

DIÂMETRO (mm)	% PASSANDO
$D_{\text{máx}} = 700$	100
$D_{50} = 450$	50
$D_{\text{min}} = 300$	0

Quadro 3.10.5 – Granulometria do enrocamento

3.10.6 – Análise da Estabilidade da seção do vertedouro

Para à análise de estabilidade, foi considerada duas situações: a primeira considerando a barragem passando a cheia decamilenar, com lâmina de 1,84 m (cota 155,84) acima da cota da soleira do vertedouro, na segunda situação, considerando a barragem com o nível d'água na cota de soleira (cota 154,00). As verificações necessárias são: quanto ao tombamento, a flutuação e ao deslizamento.

O Quadro 3.10.6a, representa os fatores de segurança mínimos recomendados pela NBR 13028 de acordo com as condições de carregamentos.

Condição de carregamento	Tipo de instabilidade	Fator de segurança mínimo
Condição de carregamento normal (CCN)	Tombamento	1,5
	Flutuação	1,3
	Deslizamento para $FSD\Phi^a = 1,5$ e $FSDc^a = 3,0$	1,0
	Tensão admissível	3,0
Condição de carregamento excepcional (CCE)	Tombamento	1,2
	Flutuação	1,1
	Deslizamento para $FSD\Phi = 1,1$ e $FSDc = 1,5$ (*)	1,0
	Tensão admissível	1,5

^a $FSD\Phi$ e $FSDc$ – fatores de redução da resistência por atrito e por coesão, respectivamente.

Quadro 3.10.6a – Fatores de segurança (NBR 13028).

No Quadro 3.10.6b a seguir, são representados os coeficientes de segurança e os fatores de redução de atrito utilizados na análise de deslizamentos.

Fatores de redução e coeficientes de segurança	CC Normal	CC Excepcional	CC Limite	CC Construção
FSD _c	3,0 (4,0)	1,5 (2,0)	1,3 (2,0)	2,0 (2,5)
FSD _φ	1,5 (2,0)	1,1 (1,3)	1,1 (1,3)	1,3 (1,5)
FSF	1,3	1,1	1,1	1,2
FST	1,5	1,2	1,1	1,3

Quadro 3.10.6b – Fatores de Segurança e de redução de atrito (Eletrobrás)

Fonte: Eletrobrás, Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas. 2003

Avaliando alguns projetos de barragens de gravidade no Estado do Ceará, foram adotados os seguintes fatores de segurança (Quadro 3.10.6c):

Obra	Tombamento	Flutuação	Escorregamento
Barragem Beré	1,1	1,1	1,1
Barragem Fronteira	1,1	1,1	1,1
Barragem Gameleira	1,1	1,1	1,1

Quadro 3.10.6c – FS adotados em obras no Estado do Ceará

Segundo o Quadro 3.10.6c, os projetos usados como demonstrativos tem uma tendência para utilização de um fator de segurança com Condição de Carregamento Limite (CCL).

Para a Barragem Oitis, foram encontrados os seguintes fatores de segurança (Quadro 3.10.6d):

Nível do Reservatório	Tombamento	Flutuação	Escorregamento
Cheia decamilenar	1,26	1,89	1,20
Nível de soleira	1,60	2,76	1,44

Quadro 3.10.6d – Fator de segurança encontrado na análise

3.10.6.1 – Análise da seção na cheia decamilenar

Da figura 3.10.6.1 abaixo, temos:

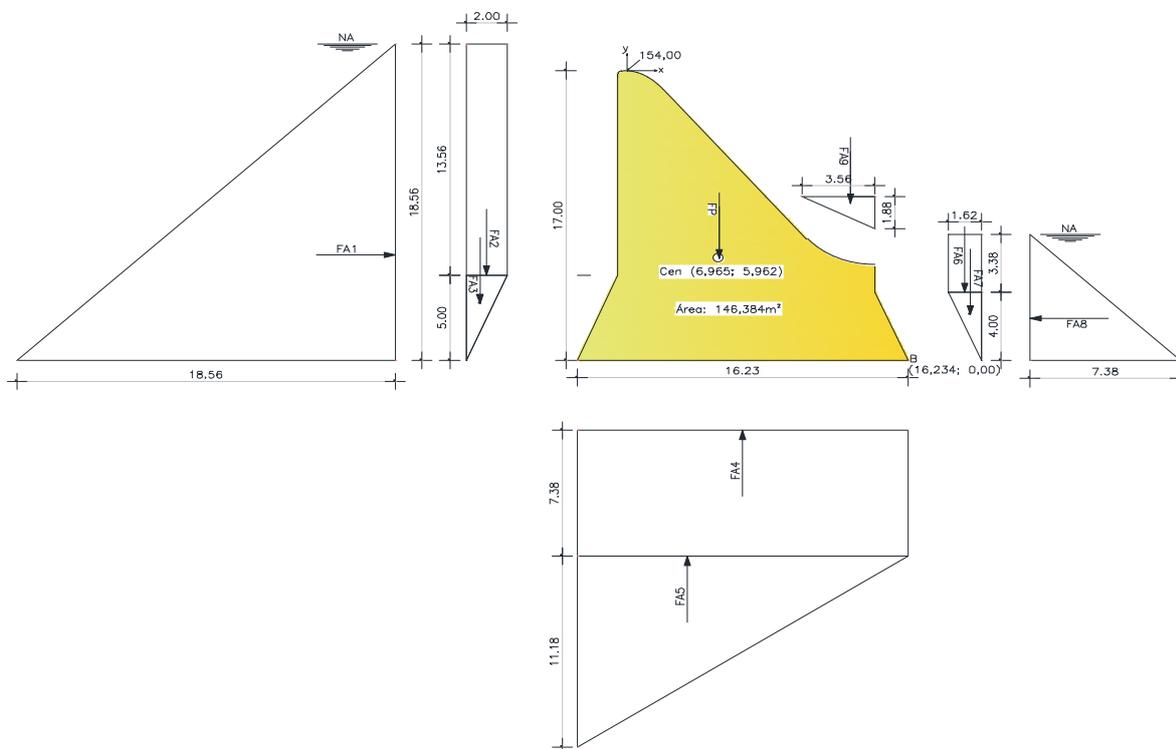


Figura 3.10.6.1 – Diagrama de esforço na seção do perfil Creager com cheia decamilenar

3.10.6.1.1 – Verificação ao tombamento

A verificação ao tombamento é a relação entre a soma dos momentos estabilizantes e o somatório dos momentos tombadores em relação ao chamado ponto “B” situado no extremo a jusante.

Considerando o peso da água de 1 tf e do concreto ciclópico de 2,4 tf. Da figura 13.7 abaixo, temos as seguintes forças atuantes na seção:

Forças atuantes sobre a seção

$$FP = 146,84\text{m}^2 \times 2,4 \text{ tf/m}^3 = 351,32 \text{ tf/m (Estabilizador)}$$

$$FA1 = ((18,56 \times 18,56)/2)\text{m}^2 \times 1 \text{ tf/m}^3 = 172,24 \text{ tf/m (Desestabilizador)}$$

$$FA2 = (13,56 \times 2)\text{m}^2 \times 1 \text{ tf/m}^3 = 27,12 \text{ tf/m (Estabilizador)}$$

$$FA3 = ((5,00 \times 2,00)/2)\text{m}^2 \times 1 \text{ tf/m}^3 = 5,00 \text{ tf/m (Estabilizador)}$$

$$FA4 = ((7,38 \times 16,23)/2)\text{m}^2 \times 1 \text{ tf/m}^3 = 119,78 \text{ tf/m (Desestabilizador)}$$

$$FA5 = ((16,23 \times 11,18)/2)m^2 \times 1 \text{ tf/m}^3 = 90,73 \text{ tf/m (Desestabilizador)}$$

$$FA6 = (3,38 \times 1,62)m^2 \times 1 \text{ tf/m}^3 = 5,48 \text{ tf/m (Estabilizador)}$$

$$FA7 = ((4,00 \times 1,62)/2)m^2 \times 1 \text{ tf/m}^3 = 3,24 \text{ tf/m (Estabilizador)}$$

$$FA8 = ((7,38 \times 7,38)/2)m^2 \times 1 \text{ tf/m}^3 = 27,23 \text{ tf/m (Estabilizador)}$$

$$FA9 = ((3,56 \times 1,88)/2)m^2 \times 1 \text{ tf/m}^3 = 6,69 \text{ tf/m (Estabilizador)}$$

Momentos Estabilizantes (ME)

A força peso (FP) é o principal esforço resistente de uma barragem, tem vetores com sentido vertical e é aplicado no centroide da seção estudada, temos ainda as forças FA2, FA3, FA6, FA7, FA8 e FA9 que geram momentos estabilizantes.

$$ME1 = FP \times 9,27m = 351,32 \times 9,27 = 3.256,74 \text{ tf.m}$$

$$ME2 = FA2 \times 15,23 = 27,12 \times 15,23 = 413,04 \text{ tf.m}$$

$$ME3 = FA3 \times 16,23 = 5,00 \times 16,23 = 81,15 \text{ tf.m}$$

$$ME4 = FA6 \times 0,81 = 5,48 \times 0,81 = 4,44 \text{ tf.m}$$

$$ME5 = FA7 \times 0,54 = 3,24 \times 0,54 = 1,75 \text{ tf.m}$$

$$ME6 = FA8 \times 2,46 = 27,23 \times 2,46 = 29,69 \text{ tf.m}$$

$$ME7 = FA9 \times 2,82 = 6,69 \times 2,82 = 18,87 \text{ tf.m}$$

$$\Sigma ME = 3.805,68 \text{ tf.m}$$

Momentos Desestabilizantes (MD)

$$MD1 = FA1 \times 6,18 = 172,24 \times 6,18 = 1.064,44 \text{ tf.m}$$

$$MD2 = FA4 \times 8,12 = 119,78 \times 8,12 = 972,61 \text{ tf.m}$$

$$MD3 = FA5 \times 10,82 = 90,73 \times 10,82 = 981,69 \text{ tf.m}$$

$$\Sigma MD = 3.018,75 \text{ tf.m}$$

Fator de segurança contra o tombamento

$$FST = \frac{\Sigma ME}{\Sigma MD} = \frac{(3.805,68)}{(3.018,75)} = 1,26 > 1,2 \text{ Ok! (Quadro 3.10.6a)}$$

3.10.6.1.2 – Verificação a flutuação

Essa verificação leva em consideração as forças verticais que tem influência da força gravitacional, como a força gerada pelo peso próprio, versus a forma de subpressão.

O fator de segurança é dado por:

$$FSF = \frac{\sum FV}{\sum FSB} = \frac{(FP+FA2+FA4)}{(FE1+FE2)} = \frac{351,32+27,12+5,00+6,69+5,48+3,24}{(119,78+90,73)} = \frac{398,85}{210,51} = 1,89 > 1,1 \text{ OK! (Quadro 3.10.6a)}$$

3.10.6.1.3 – Verificação ao deslizamento

A verificação quanto ao deslizamento é feita pela análise da capacidade da força gerada pela coluna de água a montante, subtraído da força gerada pelo nível de água a jusante, sendo aplicada no maciço onde o peso próprio é reduzido pelas forças de subpressão.

Neste fator de segurança se analisa a resistência ao cisalhamento dos materiais da estrutura da barragem, dos materiais rochosos, ou do contato concreto com a rocha

O fator de segurança é dado por:

$$FSD = \frac{\frac{\sum N_i \cdot \text{tg}(\phi_i)}{FSD_\phi} + \frac{\sum C_i \cdot A_i}{FSD_c}}{\sum T_i}$$

Onde:

FSD – Fator de segurança ao deslizamento;

FSDØ – Fator de redução da resistência ao atrito;

FSDc – Fator de redução da resistência a coesão;

ΣNi – Somatório das forças normais

ΣTi – Somatório das forças paralelas ao deslizamento;

Ø – ângulo de atrito característico da superfície de deslizamento;

Ci – coesão característica da superfície de deslizamento;

Ai – Área efetiva comprimida da estrutura no plano em análise

Com: FSDØ = 1,1 (NBR 13.028/18) ; FSDc = 1,5 (NBR 13.028/18); Ci = 5.0 tf/m²; Ø=35° e

Ai=13,61

$$FSD = \frac{\frac{(398,85-210,51) \cdot \text{tg}(35^\circ)}{1,1} + \frac{5 \cdot 13,61}{1,5}}{(172,24 - 27,23)} = 1,20 > 1,0 \text{ OK! (Quadro 3.10.6a)}$$

3.10.6.1.4 – Tensões no solo

Força Normal (V): 188,34 tf/m

Momento Total: 786,93 tf.m

$$e' = \Sigma M / \Sigma F = 786,93 / 188,34 = \mathbf{4,18\ m}$$

Base (B): 16,23

$$e = \frac{B}{2} - e' = 8,11 - 4,18 = \mathbf{3,94\ m}$$

Como $e < e'$, o resultado está dentro do núcleo.

Então, as tensões aplicadas no solo são:

$$\sigma_{\max} = \frac{V}{B} * \left(1 + \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_{\max} = \mathbf{28,50\ tf/m^2\ e,}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{V}{B} * \left(1 - \frac{6e}{B} \right)$$

$$\sigma_{\min} = \mathbf{-5,30\ tf/m^2}$$

3.10.6.2 – Análise da seção na cota de soleira (NA=154.000)

Da figura 3.10.6.2 abaixo, temos:

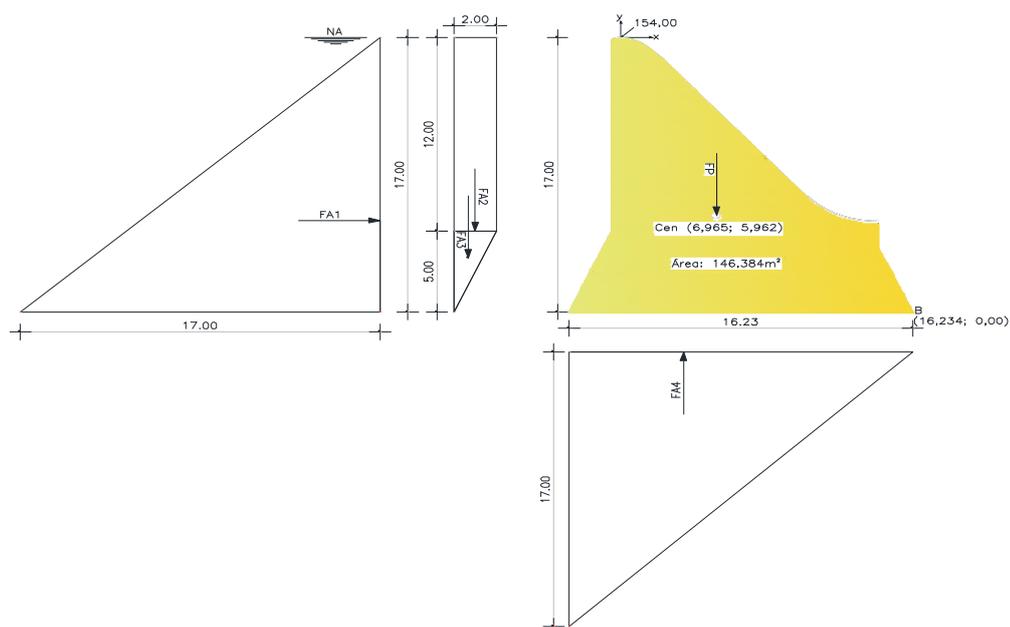


Figura 3.10.6.2 – Diagrama de esforço com reservatório na cota de soleira

3.10.6.2.1 – Verificação ao tombamento

A verificação ao tombamento é a relação entre a soma dos momentos estabilizantes e o somatório dos momentos tombadores em relação ao chamado ponto “B”, situado no extremo inferior da jusante

Considerando o **peso da água de 1 tf** e do **concreto ciclópico de 2,4 tf**. Da figura 5.5 abaixo, temos as seguintes forças atuantes na seção:

$$FP = 146,384 \text{ m}^2 \times 2,4 \text{ tf/m}^3 = 351,32 \text{ tf/m (Estabilizador)}$$

$$FA1 = ((17,00 \times 17,00)/2) \text{ m}^2 \times 1 \text{ tf/m}^3 = 144,50 \text{ tf/m (Desestabilizador)}$$

$$FA2 = (12,00 \times 2,00) \text{ m}^2 \times 1 \text{ tf/m}^3 = 24,00 \text{ tf/m (Estabilizador)}$$

$$FA3 = ((5,00 \times 2,00)/2) \text{ m}^2 \times 1 \text{ tf/m}^3 = 5,00 \text{ tf/m (Estabilizador)}$$

$$FA4 = ((17,00 \times 16,23)/2) \text{ m}^2 \times 1 \text{ tf/m}^3 = 137,96 \text{ tf/m (Desestabilizador)}$$

Momentos Estabilizantes (ME)

$$ME1 = FP \times 9,23 = 351,32 \times 9,27 = 3.256,74 \text{ tf.m}$$

$$ME2 = FA2 \times 15,23 = 24,00 \times 15,23 = 365,52 \text{ tf.m}$$

$$ME3 = FA3 \times 16,23 = 5,00 \times 16,23 = 81,15 \text{ tf.m}$$

$$\Sigma ME = 3.703,41 \text{ tf.m}$$

Momentos Desestabilizantes (MD)

$$MD1 = FA1 \times 5,67 = 144,50 \times 5,67 = 819,31 \text{ tf.m}$$

$$MD2 = FA4 \times 10,82 = 137,96 \times 10,82 = 1.492,73 \text{ tf.m}$$

$$\Sigma MD = 2.312,04 \text{ tf.m}$$

Fator de segurança contra o tombamento

$$FST = \frac{\Sigma ME}{\Sigma MD} = \frac{(3.704,41)}{(2.312,04)} = 1,60 > 1,5 \text{ Ok! (Quadro 3.10.6a)}$$

3.10.6.2.2 – Verificação a flutuação

Essa verificação leva em consideração as forças verticais que tem influência da força gravitacional, como a força gerada pelo peso próprio, versus a forma de subpressão.

O fator de segurança é dado por:

$$FSF = \frac{\sum FV}{\sum FSB} = \frac{(FP+FA2+FA3)}{(FA1)} = \frac{351,32+24,00+5,00}{137,96} = 2,76 > 1,3 \text{ OK! (Quadro 3.10.6a)}$$

3.10.6.2.3 – Verificação ao deslizamento

A verificação quanto ao deslizamento é feita pela análise da capacidade da força gerada pela coluna de água a montante, subtraído da força gerada pelo nível de água a jusante, sendo aplicada no maciço onde o peso próprio é reduzido pelas forças de subpressão.

Neste fator de segurança se analisa a resistência ao cisalhamento dos materiais da estrutura da barragem, dos materiais rochosos, ou do contato concreto com a rocha

O fator de segurança é dado por:

$$FSD = \frac{\frac{\sum N_i \cdot \text{tg}(\phi_i)}{FSD_\phi} + \frac{\sum C_i \cdot A_i}{FSD_c}}{\sum T_i}$$

Onde:

FSD – Fator de segurança ao deslizamento;

FSDØ – Fator de redução da resistência ao atrito;

FSDc – Fator de redução da resistência a coesão;

ΣNi – Somatório das forças normais

ΣTi – Somatório das forças paralelas ao deslizamento;

Ø – ângulo de atrito característico da superfície de deslizamento;

Ci – coesão característica da superfície de deslizamento;

Ai – Área efetiva comprimida da estrutura no plano em análise

Com: FSDØ = 1,1 (NBR 13.028/18) ; FSDc = 1,5 (NBR 13.028/18); Ci = 5.0 tf/m²; Ø=35° e Ai=16,23

$$FSD = \frac{\frac{(242,36) \cdot \text{tg}(35^\circ)}{1,1} + \frac{5 \cdot 16,23}{1,5}}{(144,50)} = 1,44 > 1,0 \text{ OK! (Quadro 3.10.6a)}$$

3.10.6.2.4 – Tensões no solo

Força Normal: 242,36 tf/m

Momento Total: 1.391,37 tf.m

$e' = \Sigma M / \Sigma F = 1.391,37 / 242,36 = 5,74\text{m}$

Base: 16,23

$e = \frac{B}{2} - e' = 8,11 - 5,74 = 2,37\text{ m}$

Como $e < e'$, o resultado está dentro do núcleo.

Então, as tensões aplicadas no solo são:

$$\partial_{\max} = \frac{V}{B} * \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$\partial_{\max} = 28,02\text{ tf/m}^2$ e,

$$\partial_{\min} = \frac{V}{B} * \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

$\partial_{\max} = 1,85\text{ tf/m}^2$

3.10.6.3 – Análise da Estabilidade dos Muros Laterais

Análise desenvolvida na seção crítica

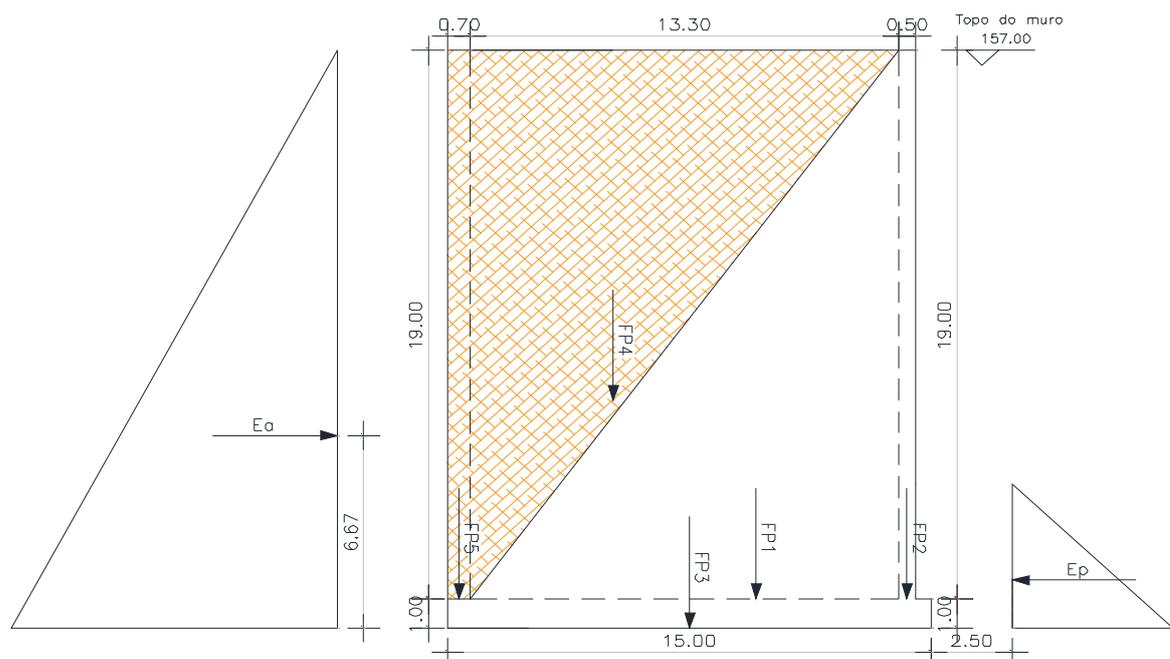


Figura 3.10.6.3 – Diagrama de esforços na seção máxima do muro lateral

Para calcular as pressões atuantes sobre a estrutura de contenção, considerando que o material de reaterro do muro seja homogêneo, que o topo do aterro por trás do muro de arrimo esteja nivelado, que o muro seja uma estrutura bem próximo da verticalidade, sem atrito solo-muro ($\phi=0$), podemos utilizar a teoria simplificada de Rankine, que dimensiona os empuxos como:

Empuxo Ativo (E_a)

$$E_a = \frac{1}{2} * K_a * \gamma_s * H^2$$

Empuxo Passivo (E_p)

$$E_p = \frac{1}{2} * K_p * \gamma_s * H^2$$

Onde:

K_a = Coeficiente de empuxo ativo;

K_p = Coeficiente de empuxo passivo;

Sendo:

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Logo, K_a é o inverso de K_p , e K_p sendo o inverso de K_a .

$$K_a = \frac{1}{K_p}, \quad \text{e} \quad K_p = \frac{1}{K_a}$$

Considerando que:

$\phi=28^\circ$ (ângulo de atrito do solo)

$\gamma_s = 1,8 \text{ tf/m}^3$ (peso específico do solo)

$\gamma_c = 2,4 \text{ tf/m}^3$ (peso específico do concreto)

Calculando K_a e K_p , temos:

$$K_a = 0,36$$

$$K_p = 2,77$$

Forças Atuantes

$$FP1 = ((13,50 \times 19,00)/2) \times 2,4 = 307,80 \text{ tf (gerado pelo peso do concreto)}$$

$$FP2 = 0,50 \times 19,00 \times 2,4 = 22,80 \text{ tf (gerado pelo peso do concreto)}$$

$$FP3 = (15,00 \times 1,00) \times 2,4 = 36,00 \text{ tf (gerado pelo peso do concreto)}$$

$$FP4 = ((13,30 \times 19,00)/2) \times 1,80 = 227,43 \text{ tf (gerado pelo peso do solo)}$$

$$FP5 = (0,70 \times 19,00) \times 1,80 = 23,94 \text{ tf (gerado pelo peso do solo)}$$

$$Ea = \gamma_s \cdot h \cdot Ka \cdot h/2 = 1,8 \times 20 \times 0,36 \times 20/2 = 129,60 \text{ tf/m}$$

$$Ep = \gamma_s \cdot h \cdot K9 \cdot h/2 = 1,8 \times 5 \times 2,77 \times 5/2 = 62,33 \text{ tf/m}$$

$$\Sigma P = 238,50 \text{ tf/m}$$

Momento de tombamento (Mt)

$$Mt = Ea \cdot c$$

$$Mt = 129,60 \times 20 \times 1/3 = 864 \text{ tf.m}$$

Momento resistente (MRep)

$$MRep = Ep \cdot c$$

$$MRep = 62,33 \times 5 \times 1/3 = 103,88 \text{ tf.m}$$

$$MR1 = FP1 \times 5,43 = 307,80 \times 5,43 = 1.671,35 \text{ tf.m}$$

$$MR2 = FP2 \times 0,75 = 22,80 \times 0,75 = 17,10 \text{ tf.m}$$

$$MR3 = FP3 \times 7,50 = 36,00 \times 7,50 = 270,00 \text{ tf.m.}$$

$$MR4 = FP4 \times 9,87 = 227,43 \times 9,87 = 2.244,79 \text{ tfm}$$

$$MR5 = FP5 \times 14,65 = 23,94 \times 14,65 = 350,72 \text{ tf.m}$$

$$\Sigma MR = 4.653,78 \text{ tf.m}$$

3.10.6.3.1 – Verificação de segurança quanto ao tombamento

$$FST \geq 1,5$$

$$FST = \Sigma MR / \Sigma MT = 4.653,78 / 864,60 = 5,38 > 1,5 \text{ OK! (Quadro 3.10.6a)}$$

3.10.6.3.2 – Verificação quanto ao deslizamento

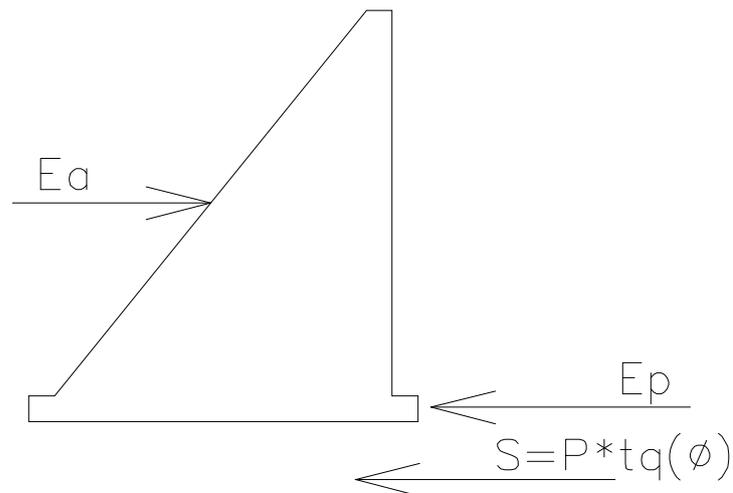


Figura 3.6.10.3.2 – Forças resistentes ao deslizamento horizontal

$$FS = \frac{Sp+Ep}{Ea} = \frac{P \cdot tg(\phi) + Ep}{Ea} \geq 1,5$$

Sendo:

$$P = \Sigma N \therefore P = 617,97 \text{ tf/m}$$

$$\phi = 28^\circ$$

$$Ea = 129,60 \text{ tf/m}$$

$$Ep = 62,33 \text{ tf/m}$$

Substituindo os valores na fórmula acima temos:

$$FS = 3,01 \geq 1,5$$

3.10.6.3.3 – Verificação da segurança a ruptura do solo

∂r = tensão de ruptura

∂adm = tensão admissível do solo, com $\partial r/2 = \partial adm$ (FS=2)

∂m = tensão máxima que o muro exerce no solo

$$\partial m \leq \partial adm$$

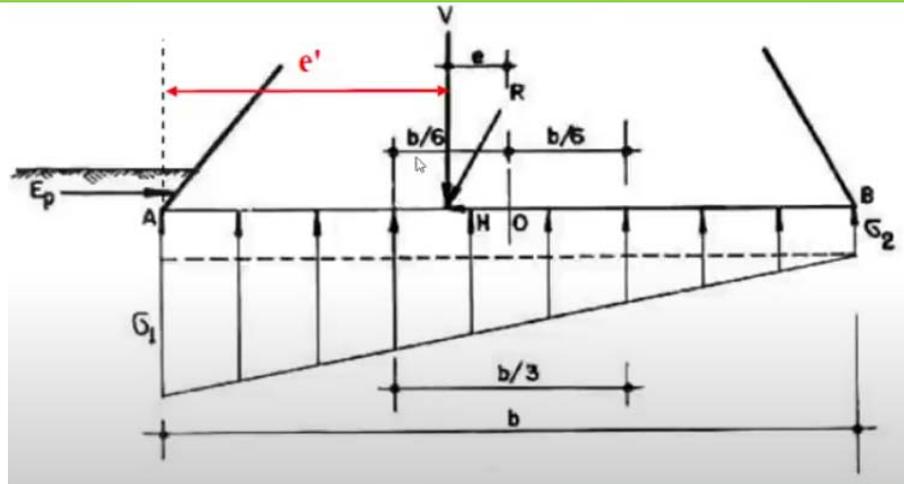


Figura 3.6.10.3.3 – Esquemático das tensões suportadas pelo solo na base do muro

Força Normal: 617,97 tf/m

Momento Total: 3.789,18 tf.m

$$e' = \frac{\Sigma M}{\Sigma F} = \frac{3.789,18}{617,97} = 6,13 \text{ m}$$

Base: 15,00 m

$$e = \frac{B}{2} - e' = 7,50 - 6,13 = 1,37 \text{ m}$$

Como $e < e'$, o resultado está dentro do núcleo.

Então, as tensões aplicadas no solo são:

$$\partial_{\max} = \frac{V}{B} * \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$\partial_{\max} = 63,77 \text{ tf/m}^2 \text{ e,}$$

$$\partial_{\min} = \frac{V}{B} * \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

$$\partial_{\min} = 18,62 \text{ tf/m}^2$$

3.10.7 – Dimensionamento dos chumbadores da bacia de dissipação

Para dimensionamento dos chumbadores, foi considerada a barragem na cheia normal, cota 154,00 e saturação do maciço de jusante.

A carga máxima é de 3,0 tf/m². A malha entre os chumbadores é de 2,00 x 2,00m. Logo, a carga para cada chumbador é de 2,00 x 2,00 x 300 = 12 tf.

Para que a laje seja considerada ancorada, a equação abaixo deve ser satisfeita.

$$\frac{PPL + Anc.}{SP} > 1,5$$

Onde:

PPL: Peso Próprio da Laje

Anc.: Ancoragem (uso de barras de aço CA50 - Ø25mm)

SP: Subpressão

Dados:

$$\gamma_{\text{concreto}} = 2.500 \text{ kg/m}^3$$

Aço CA-50: Resistência a tração de 500 Mpa ou seja, 5000 kgf/cm²

Coefficiente de majoração do aço (γ_s) = 1,15

Diâmetro (\varnothing) das barras: 25,4 mm

Espessura da laje: 0,40 m

Subpressão: 3 tf/m²

Unidade de área considerada para verificação: 100,00 m²

Verificação da capacidade do aço

A capacidade máxima que barra de aço de 25,4mm é capaz de suportar sem que haja o escoamento do aço, sendo esse o limite para ancoragem:

$$Anc. \leq \frac{\pi * \varnothing^2}{4} * \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \text{ em kgf}$$

Desta forma, a capacidade da barra é de:

$$Anc. = 22.030,76 \text{ kgf}$$

Como a malha considerada é de 2,00 m x 2,00 m e subpressão de 3,00 tf/m² adotaremos a

carga de 15 tf por barra de ancoragem.

Esforço x Área da bacia.

O peso próprio da laje é: $PPL = 2,5 \text{ t/m}^3 * 0,4\text{m} = 1 \text{ tf/m}^2$

Subpressão: $3,00 \text{ tf/m}^2$

Da expressão $\frac{PPL+Anc}{SP} \geq 1,5$ podemos isolar a tensão de ancoragem como:

$$Anc. = (1,5 * SP) - PPL$$

Então teremos:

$$Anc. = (1,5 * 3) - 1 = 3,5 \text{ tf/m}^2$$

Cálculo da área de influência de cada barra ancorada

Para verificação se a malha adotada atende. Cada barra terá influência em: $AI = Anc. \text{ Adotada}/Anc.$

Assim, $AI = 15/3,5 = 4,2887 \text{ m}^2$ de laje.

Portanto, a malha é dada por: $\sqrt{4,2887} \approx 2,07\text{m} \times 2,07 \text{ m}$

Logo, a malha adotada de $2,00\text{m} \times 2,00\text{m}$ é suficiente para combater os esforços.

Verificação (considerando 100m^2 de laje):

$$\frac{PPL + Anc.}{SP} \geq 1,5$$

$$PPL = 100 \text{ tf}$$

$$SP = 300 \text{ tf}$$

$$Anc. = 375 \text{ tf}$$

Logo:

$$(100+375)/300 = 1,58 > 1,5 \text{ OK!}$$

3.11 – Barragem de Terra

A barragem de terra (Est. 0+10 a 6+0,00 e da Est 8+10 a 21+5,00) será construída por um maciço de aterro com baixa permeabilidade, uma fundação de $\approx 6,00\text{m}$ de profundidade, com drenagem interna através de um filtro vertical e tapete horizontal. Os taludes de montante e jusante protegidos contra erosões por material rochoso. Rock-fill de pé que possibilita a filtragem do material e dissipação das águas que passam pela fundação.

A barragem de terra foi dividida em dois tipos arranjos, o primeiro sendo de terra homogênea (est. 1+0,00 a 4+10,00 e da est. 10+00,00 a 20+10,00) como demonstrado na Figura 3.11.1. O segundo arranjo é uma barragem de terra zoneada, de enrocamento variável nos taludes de montante e jusante com núcleo argiloso. Esse tipo de seção foi necessário nos abraços com os muros laterais do vertedouro.

Contato entre solo/concreto

Entre o vertedouro e o maciço de terra da barragem, serão construídos muros laterais para proteção e sustentação do solo. A interface solo-estrutura constitui um local propício ao surgimento de caminhos preferenciais de percolação, o que pode levar à erosão interna devido às propriedades contrastantes entre a superfície do solo e o concreto utilizado na construção dos muros. Além disso, essa interface é suscetível à má compactação dos aterros.

A possibilidade de percolação preferencial na interface se intensifica com a retração do solo, formando fissuras no contato. O constante processo de enchimento e rebaixamento do reservatório agrava essa condição.

Uma das principais alternativas empregadas para reduzir o risco nessa interface é a construção de muros abraço que penetra no solo aumentando o caminho percorrido pela percolação d'água. Porém, não há na literatura metodologias a respeito da definição do tamanho do muro a ser construído.

No caso da Barragem Oitis, serão construídos abraços em forma de degraus perpendiculares aos muros laterais do vertedouro com extensão mínima de 1,50 m (conforme Volume 2-Desenhos-10-BO-PE-SANG-DET).

3.11.1 – Análise 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 3.11.1a.

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 3.11.1a – 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 3.11.1b 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 3.11.1b – Parâmetros de permeabilidade da literatura

Fonte: Pinto (2006)

A Tabela 3.11.1c 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/m ³)
Aterro	Argila	13	28.4	4,40E-07	20
Filtro	Areia	0	36.5	1,20E-05	17
Enrocamento	Material 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 3.11.1c – Parâmetros geotécnicos adotados para análise

3.11.1.1 – 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.

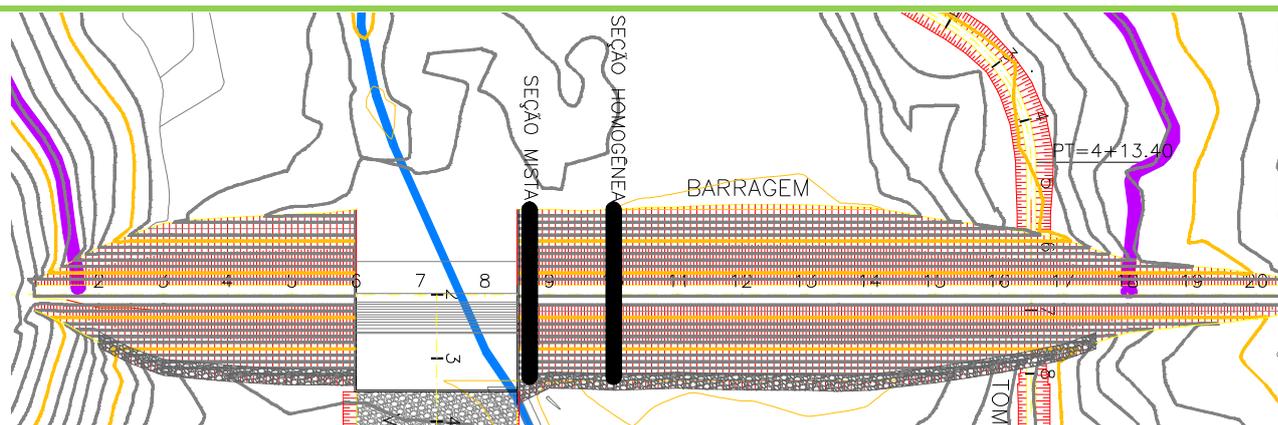
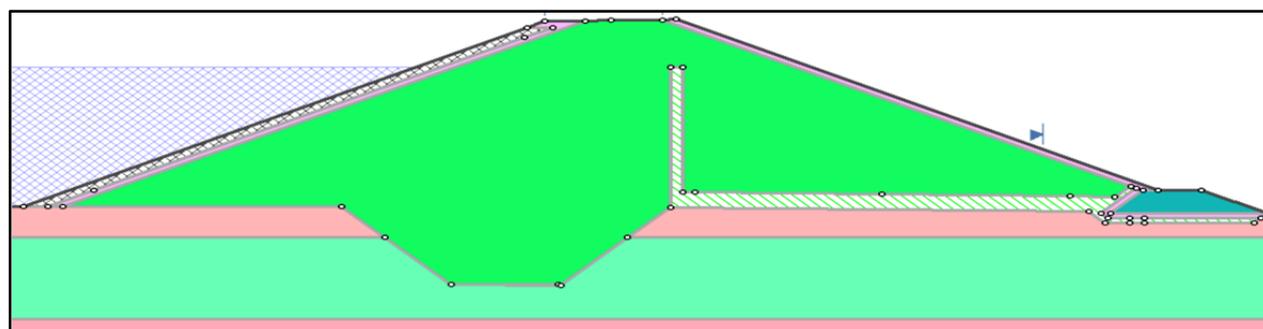


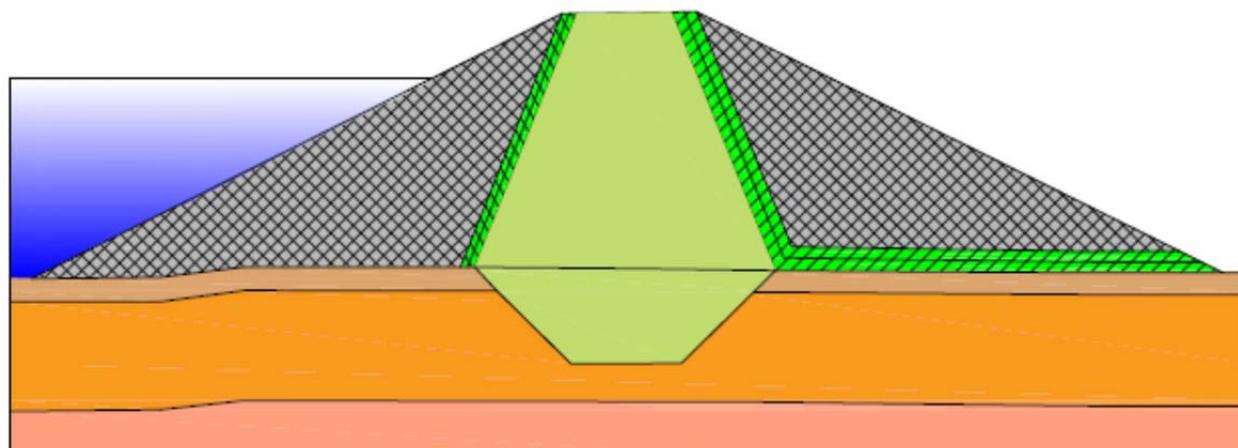
Figura 3.11.1.1a – Localização das seções estudadas para análise de estabilidade

Os modelos geológico-geotécnico das duas seções, com a estratigrafia do terreno, parâmetros do solo das camadas e geometria estão apresentadas nas Figuras 3.11.1.1b e 3.11.1.1c respectivamente para as seções homogênea e mista.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kN/m ²)	Phi
Aterro Homogêneo	Green	20	13	28.4
Filtros	Hatched	17	0	36.5
Enrocamento	Cross-hatched	20	0	38
TN 1 ^o CAT	Pink	20	8	33
TN 2 ^o CAT	Light Green	20	15	33
TN Rocha	Light Pink	21	100	45
Rock-Fill	Blue	20	0	35
Brita	Purple	20	0	35

Figura 3.11.1.1b – Modelo Geológico-Geotécnico seção homogênea



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m ³)	Cohesion (kN/m ²)	Phi
Encrocamento		22	0	38
Aterro Homogêneo		20	13	28.4
T.N. 1ª CAT.		20	8	33
T.N. 2ª CAT.		20	15	33
TN Rocha		21	100	45
Filtros e Transições		17	0	36.5

Figura 3.11.1.1c – Modelo Geológico-Geotécnico seção mista (abraços)

Obs: Os índices adotados para o coeficiente de coesão da camada de rocha (TN Rocha) é apenas representativo. Devido à profundidade em que se encontra essa camada não há influencia quanto à cunha de escorregamento da análise dos taludes. Segundo Bieniawski (1989), uma coesão abaixo de 100 kpa, é encontrada em maciços de baixa qualidade (classe V) e, para maciços com alta qualidade (classe I), podem apresentar coesão superior a 400 kpa.

3.11.1.2 – 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 encrocamento, 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 conseqüente 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%.

3.11.1.3 – Análise de estabilidade dos taludes

3.11.1.3.1 – 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.

3.11.1.3.2 – 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.

3.11.1.3.3 – 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 3.11.1.3.3.

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 3.11.1.3.3 – Fatores de segurança para análise

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

3.11.3.3.4 – 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).

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

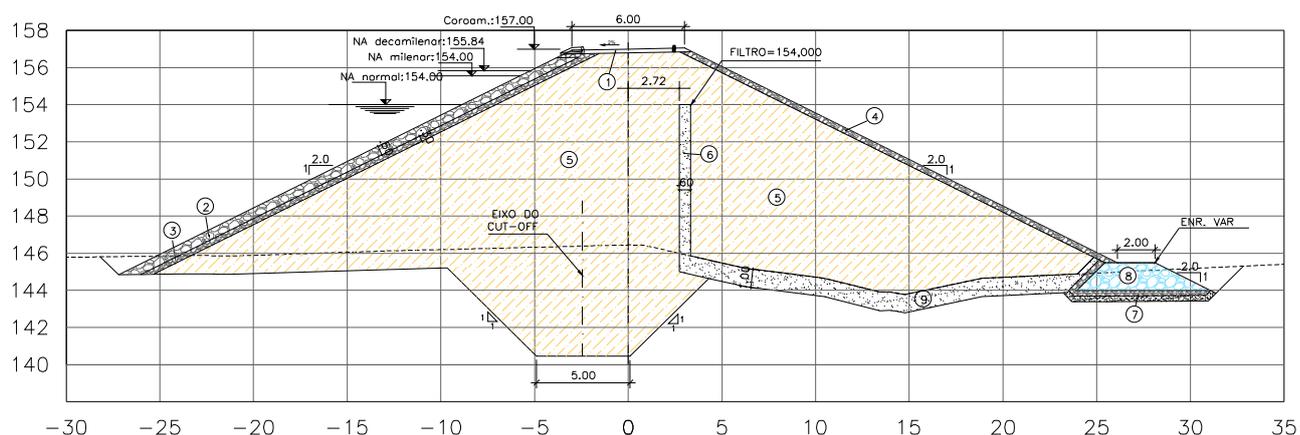


Figura 3.11.1 – Barragem de terra homogênea

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

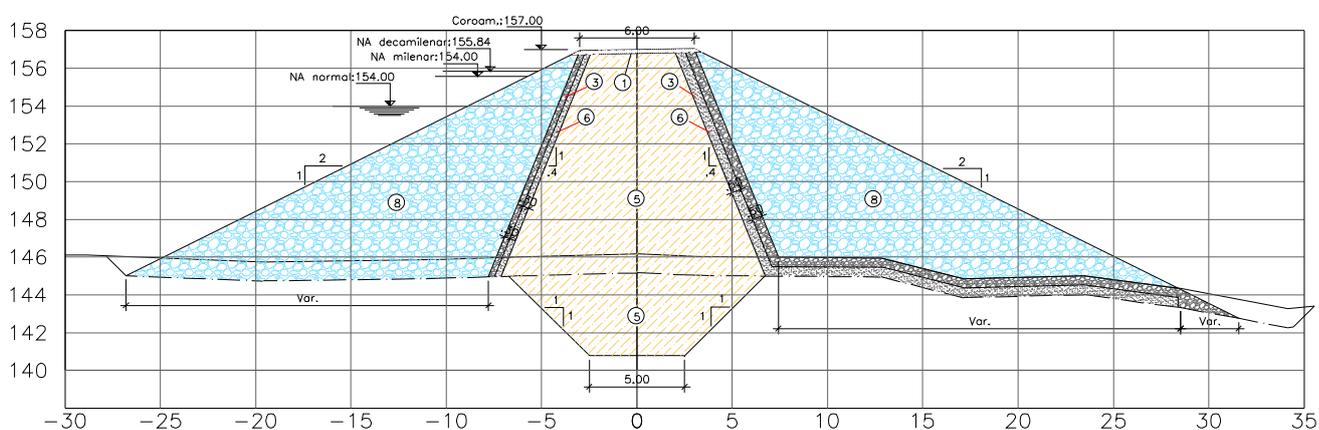


Figura 3.11.3.3.4.2 – Barragem de terra zoneada (abraço dos muros do vertedouro)

3.11.1.4 – Análise de fluxo

Os parâmetros hidráulicos de permeabilidade no aterro e camadas de solo natural foram estimadas e estão indicadas na Tabela 3.11.1b 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. As Figuras 3.11.1.4a e 3.11.1.4b apresentam as seções transversais junto com as condições de contorno. Vale a pena destacar que as análises

consideraram a anisotropia do material do aterro.

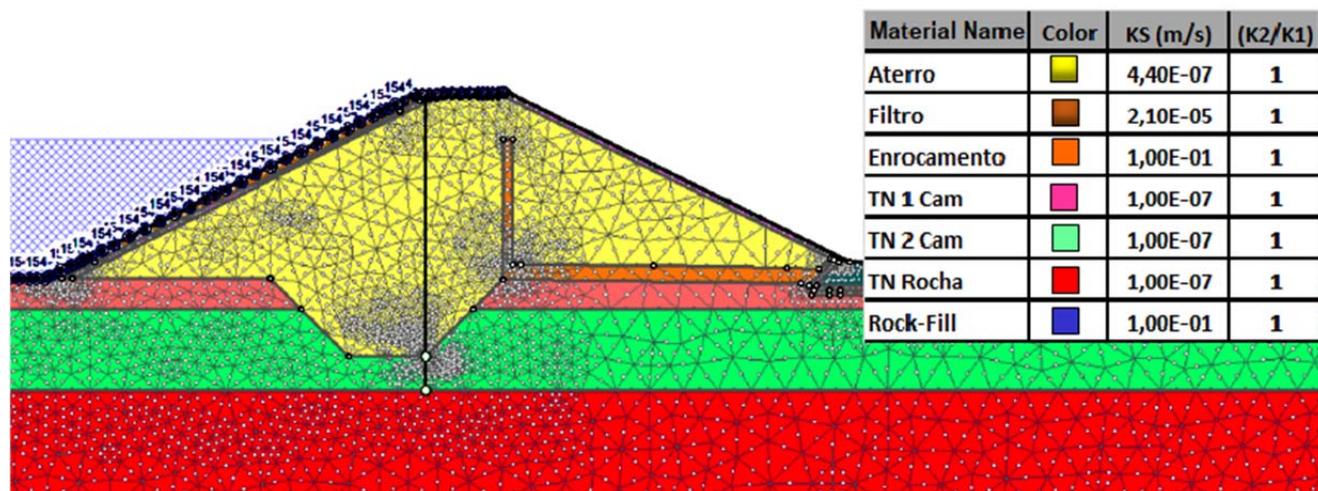


Figura 3.11.1.4a – Modelo para análise de fluxo (seção homogênea)

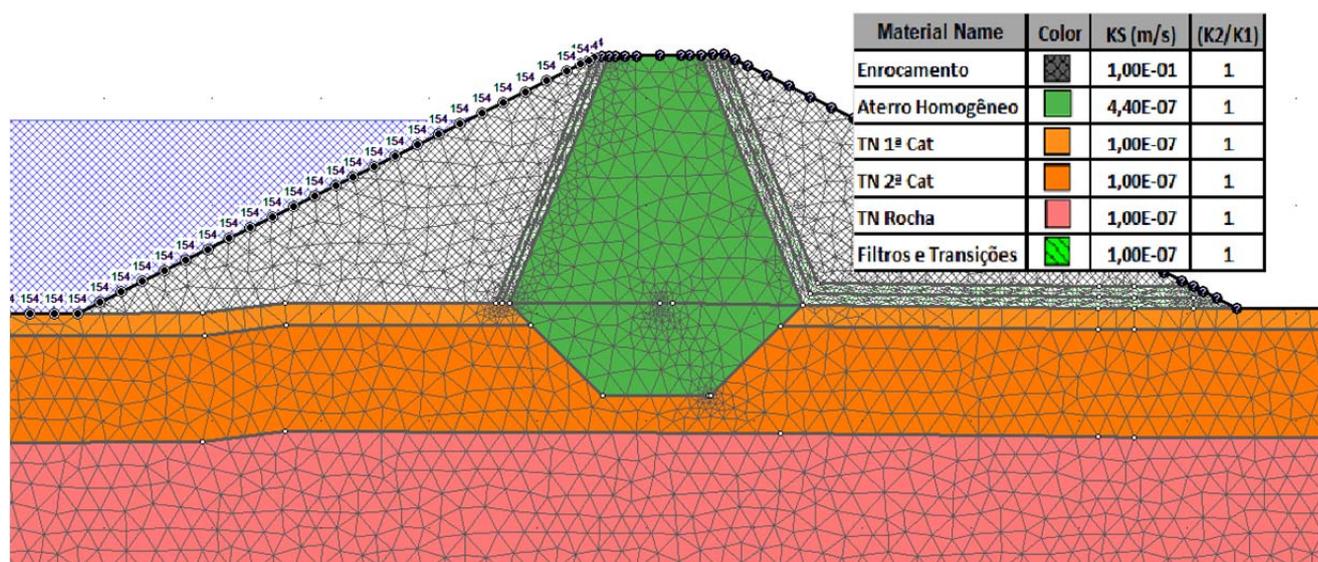


Figura 3.11.1.4b – Modelo para análise de fluxo (seção mista)

3.11.1.5 – 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.

3.11.1.5.1 – Análise de percolação

3.11.1.5.1.1 – Seção homogênea

As Figuras 3.11.1.5.1.1a e 3.11.1.5.1.1b 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 propressão.

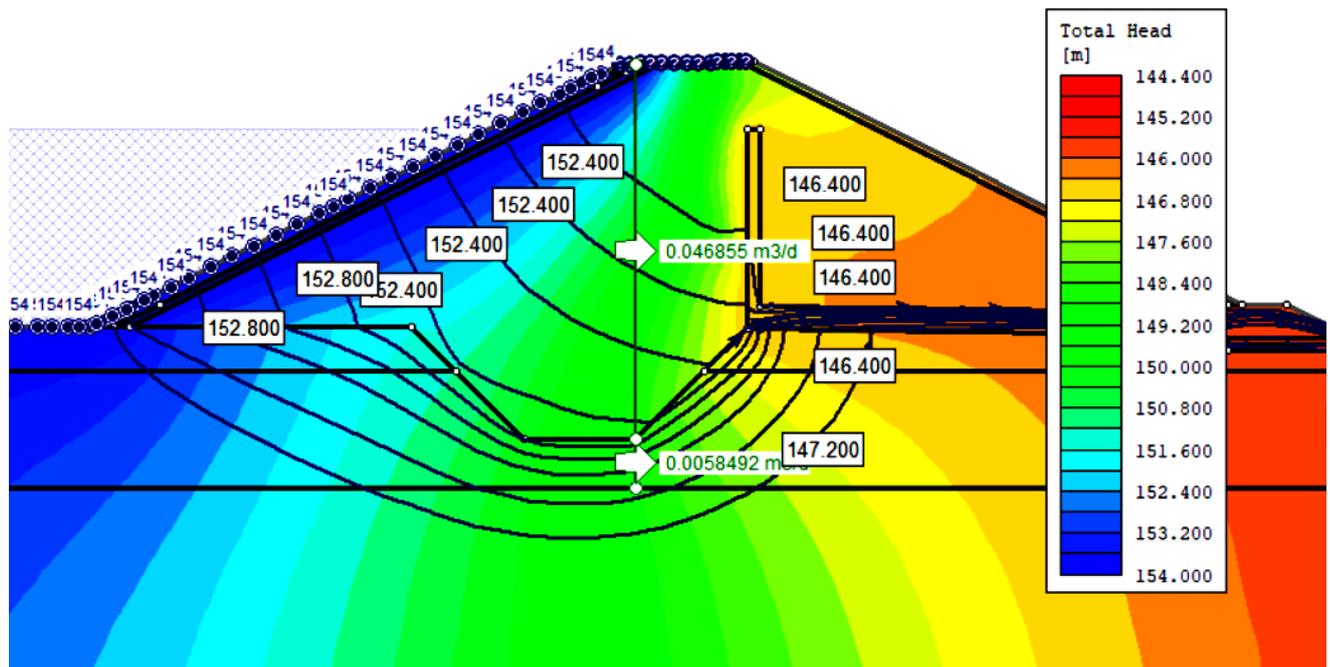


Figura 3.11.1.5.1.1a – Análise de Percolação – Carga total

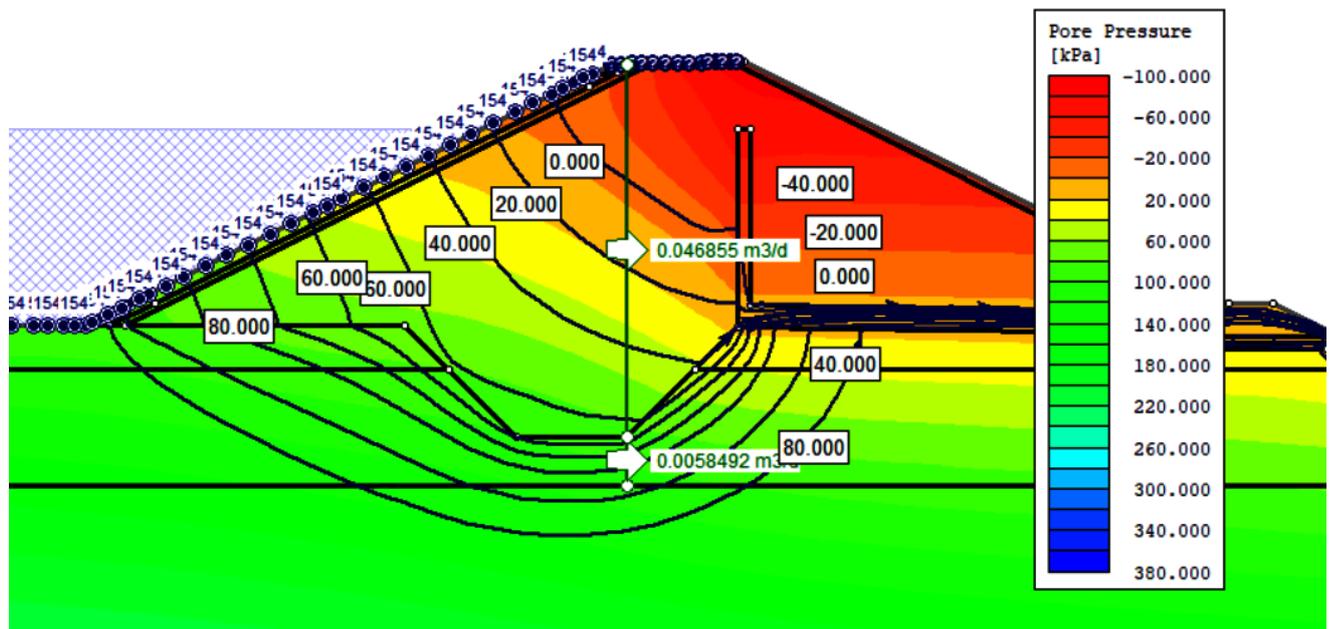


Figura 3.11.1.5.1.1b – Análise de Percolação – Poropressão

3.11.1.5.1.2 – 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.

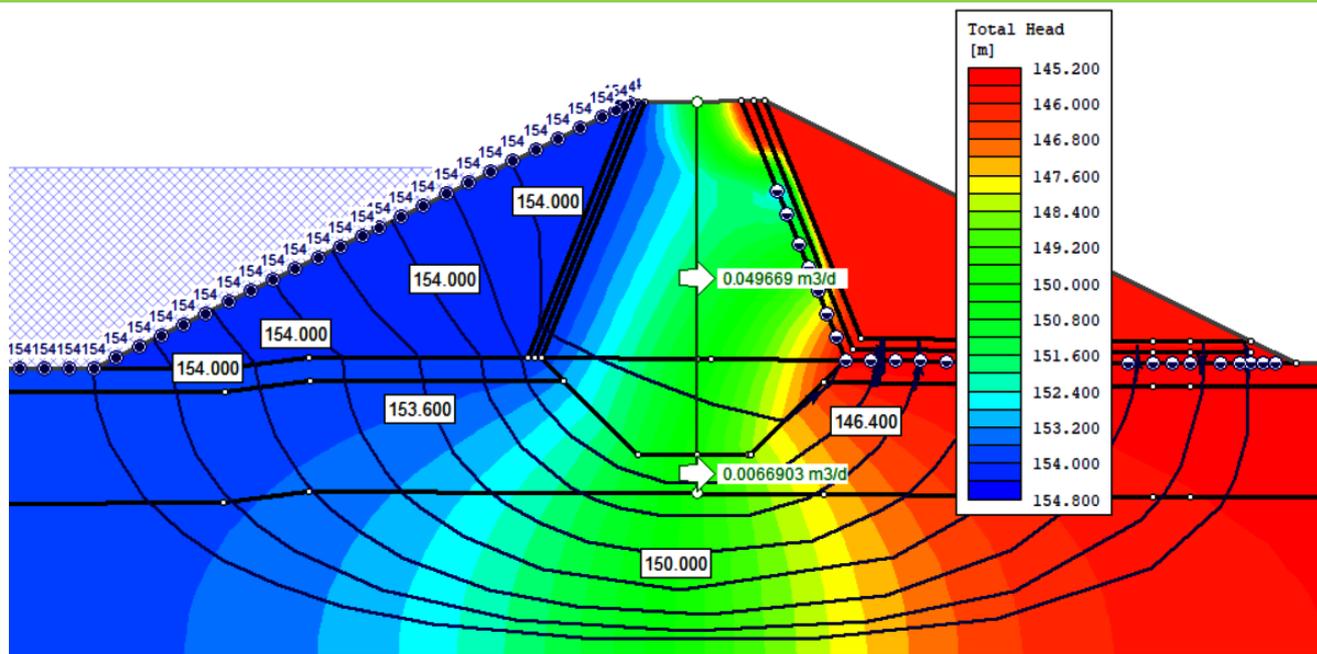


Figura 3.11.1.5.1.2a – Análise de Percolação – Carga total

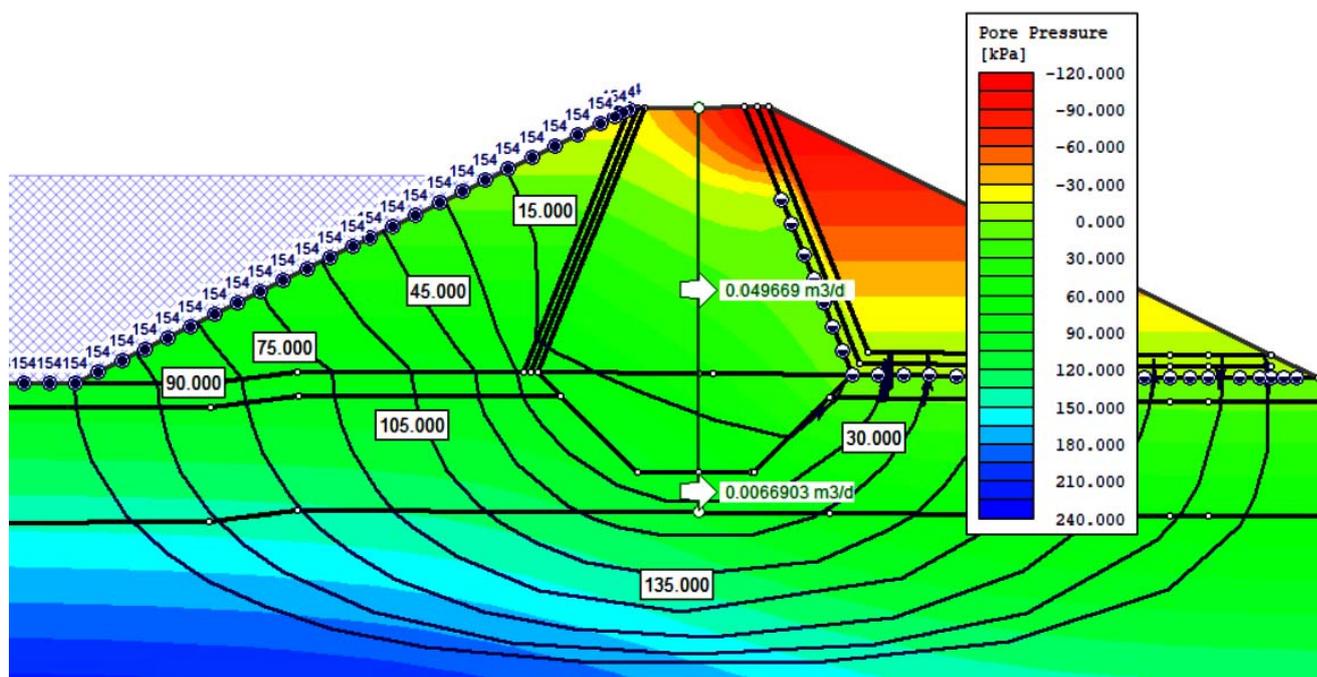


Figura 3.11.1.5.1.2b – Análise de Percolação – Carga total

3.11.1.5.1.3 – Considerações sobre a percolação encontrada

A tabela 3.11.1.5.1.3 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 3.11.1.5.1.3 – 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.

3.11.1.5.2 – Análise de estabilidade de taludes

3.11.1.5.2.1 – Seção homogênea

A Tabela 3.11.1.5.2.1 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 3.11.1.5.2.1 – Resumo - Análise de estabilidade - Seção Homogênea

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

As Figuras 3.11.1.5.2.1a a 3.11.1.5.2.1h apresentam as superfícies potenciais de ruptura para cada hipótese estudada.

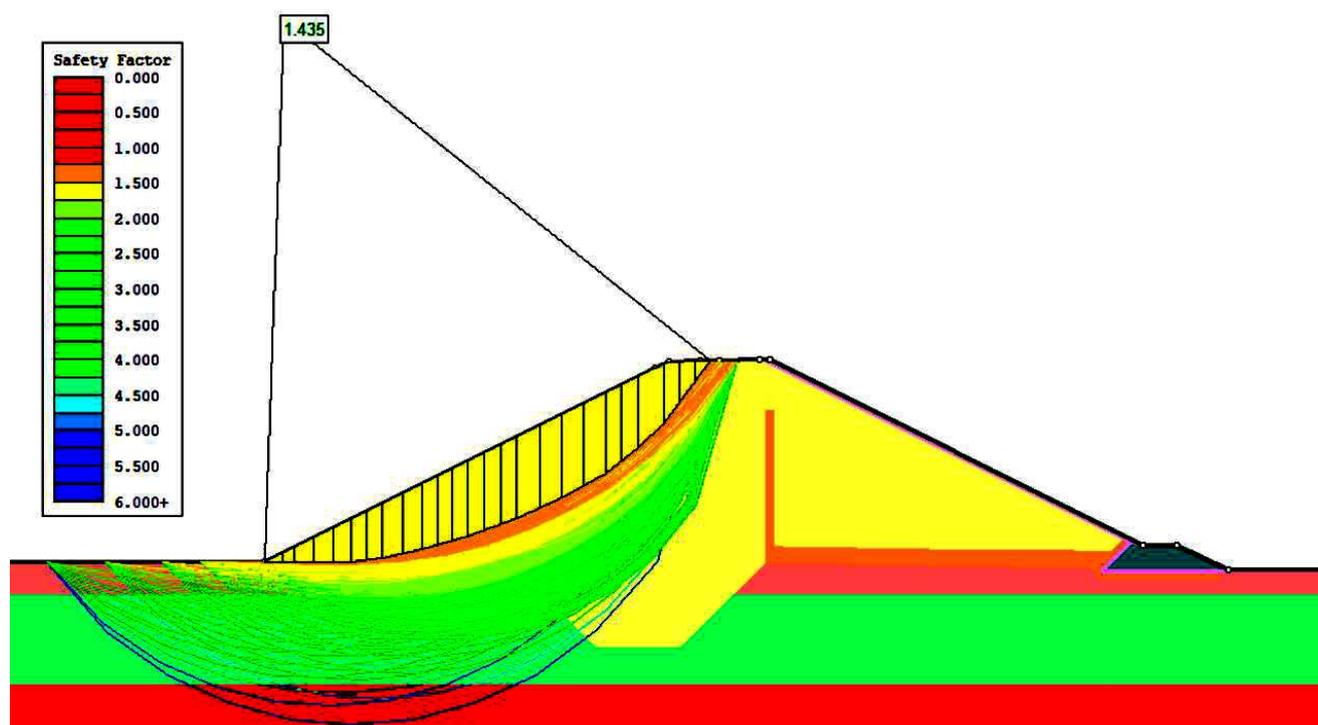


Figura 3.11.1.5.2.1a – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,435 – Seção Homogênea - Final de construção - Montante

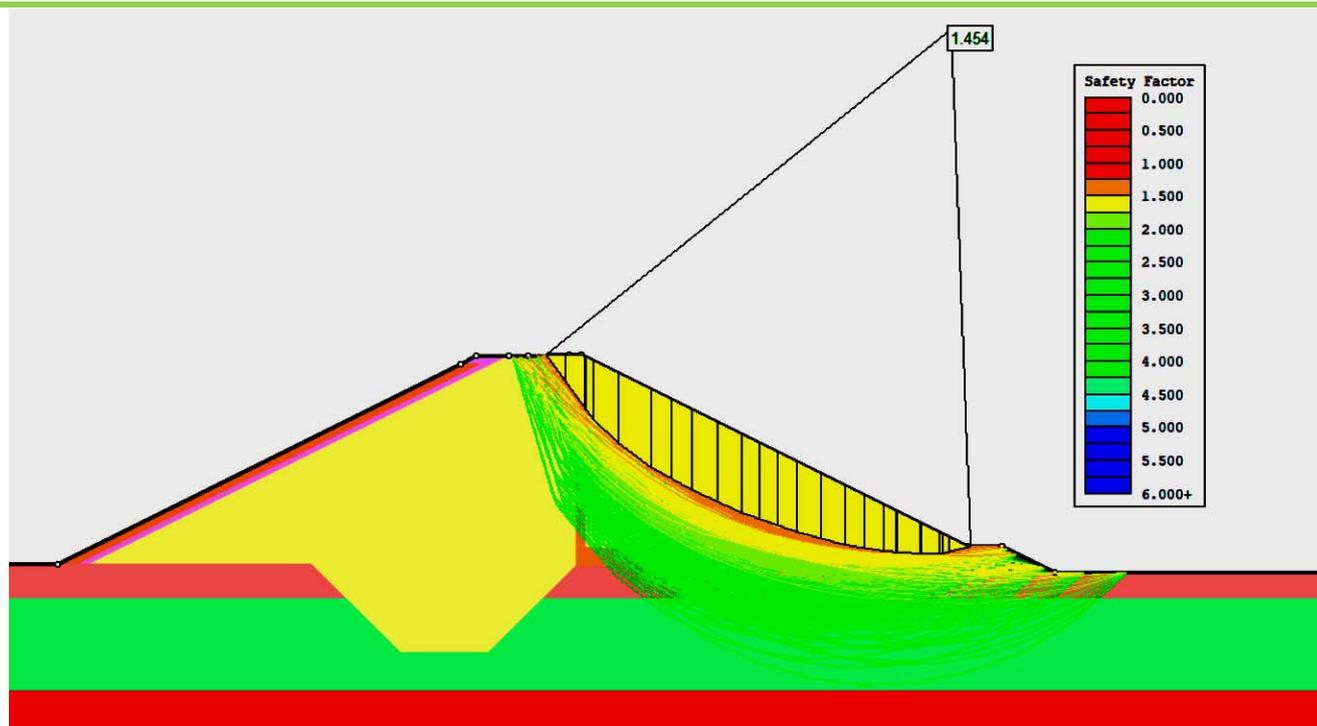


Figura 3.11.1.5.2.1b – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,454 – Seção Homogênea - Final de construção - Jusante

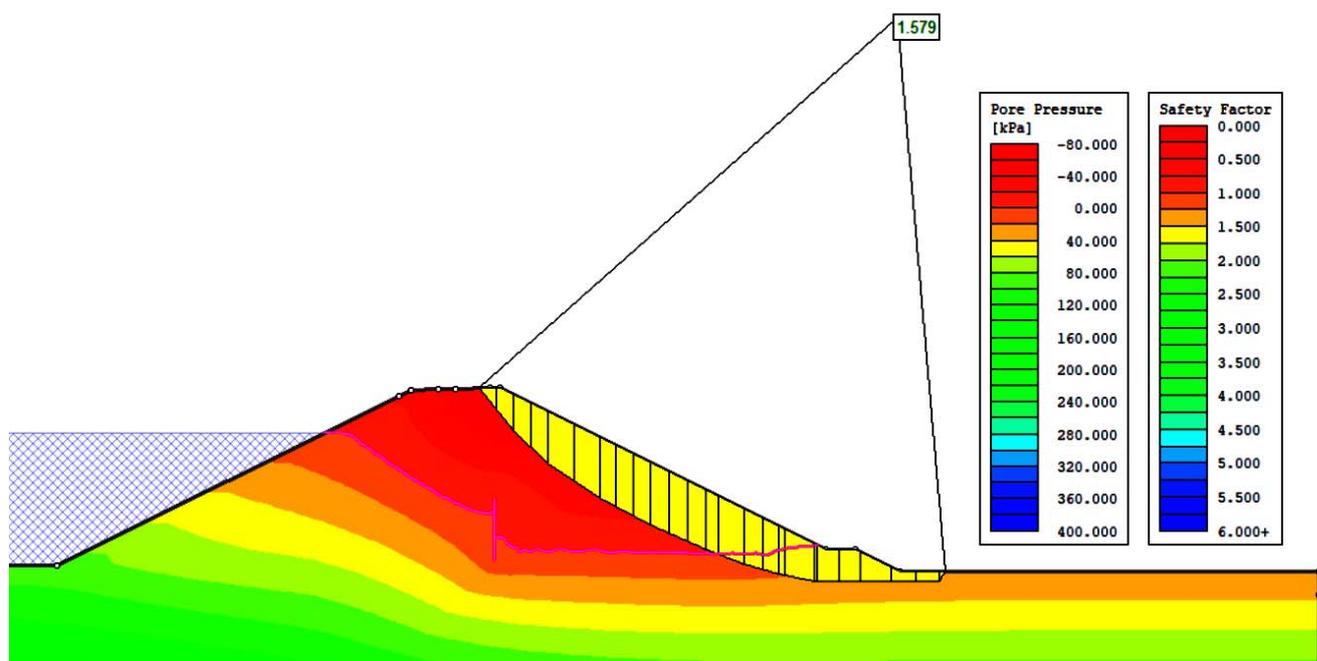


Figura 3.11.1.5.2.1c – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,579 – Seção Homogênea - Regime de Operação - Jusante

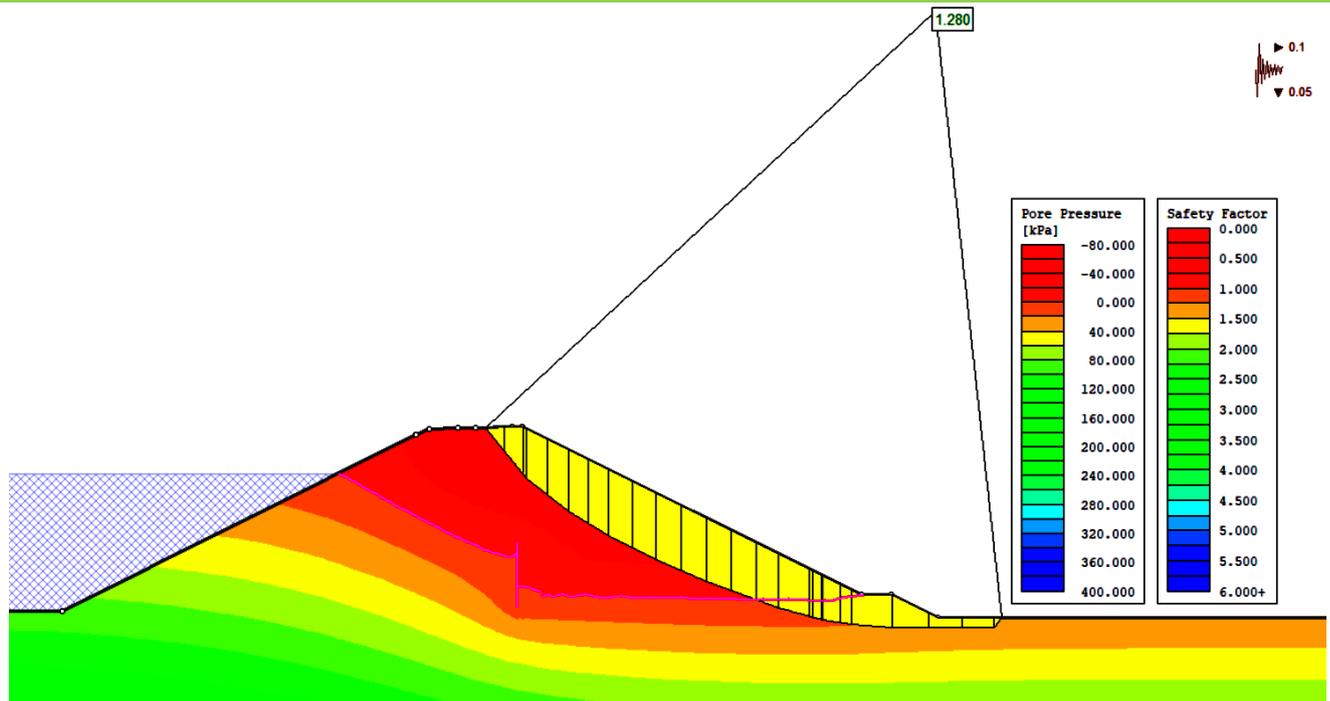


Figura 3.11.1.5.2.1d – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,280 – Seção Homogênea - Regime de Operação com Sismo - Jusante

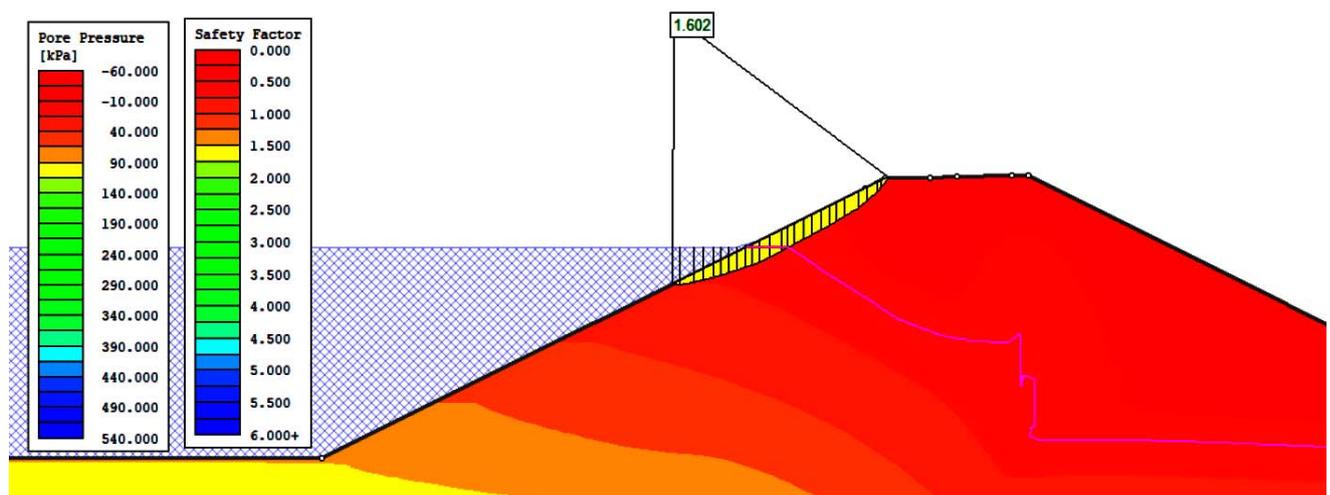


Figura 3.11.1.5.2.1e – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,602 – Seção Homogênea - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 0)

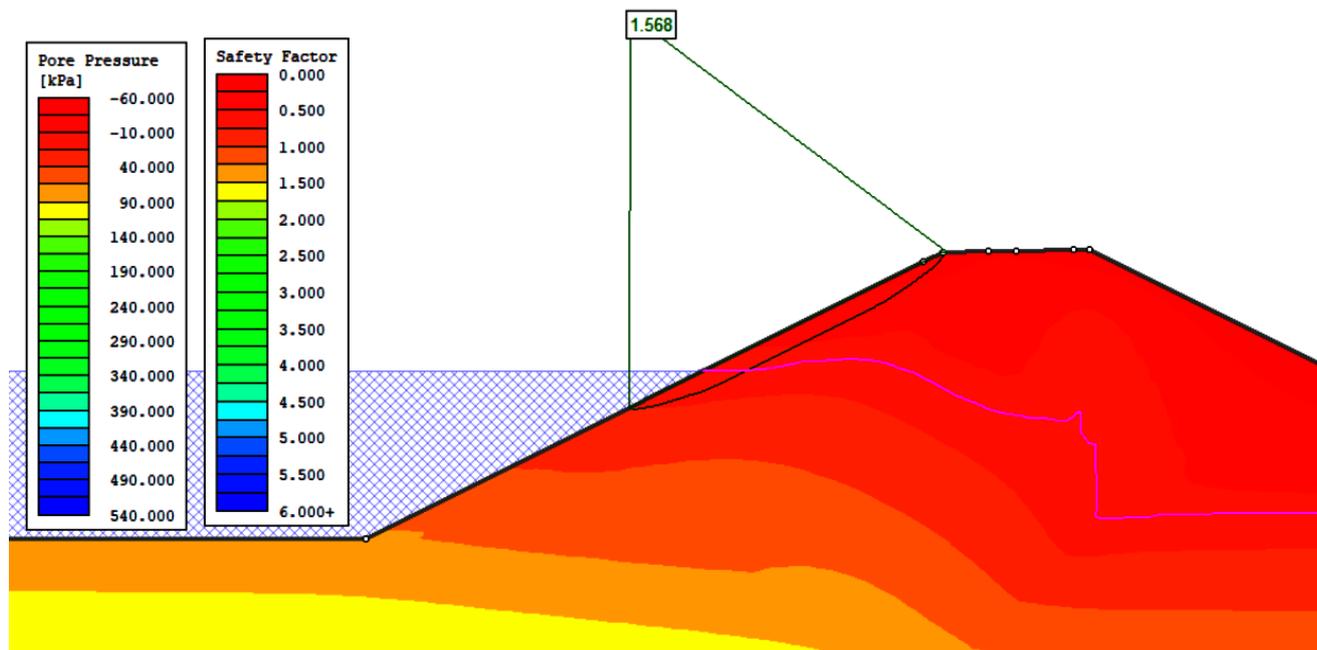


Figura 3.11.1.5.2.1f – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,568 – Seção Homogênea - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 40)

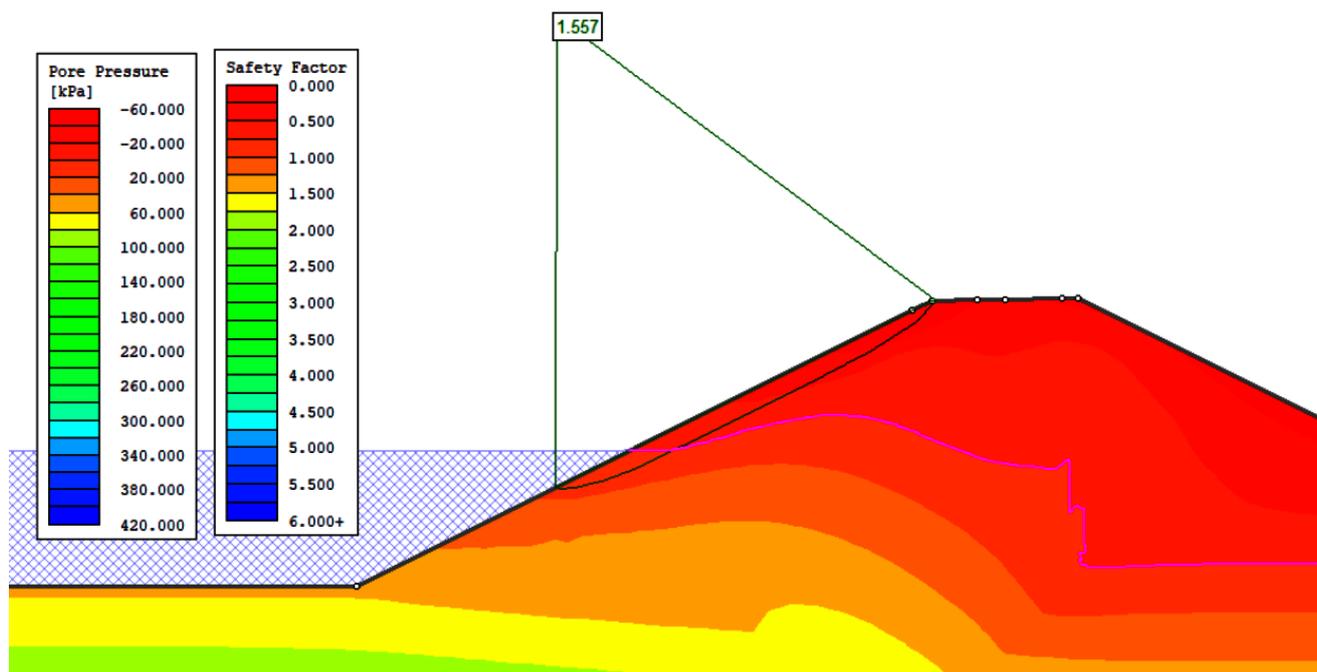


Figura 3.11.1.5.2.1g – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,557 – Seção Homogênea - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 80)

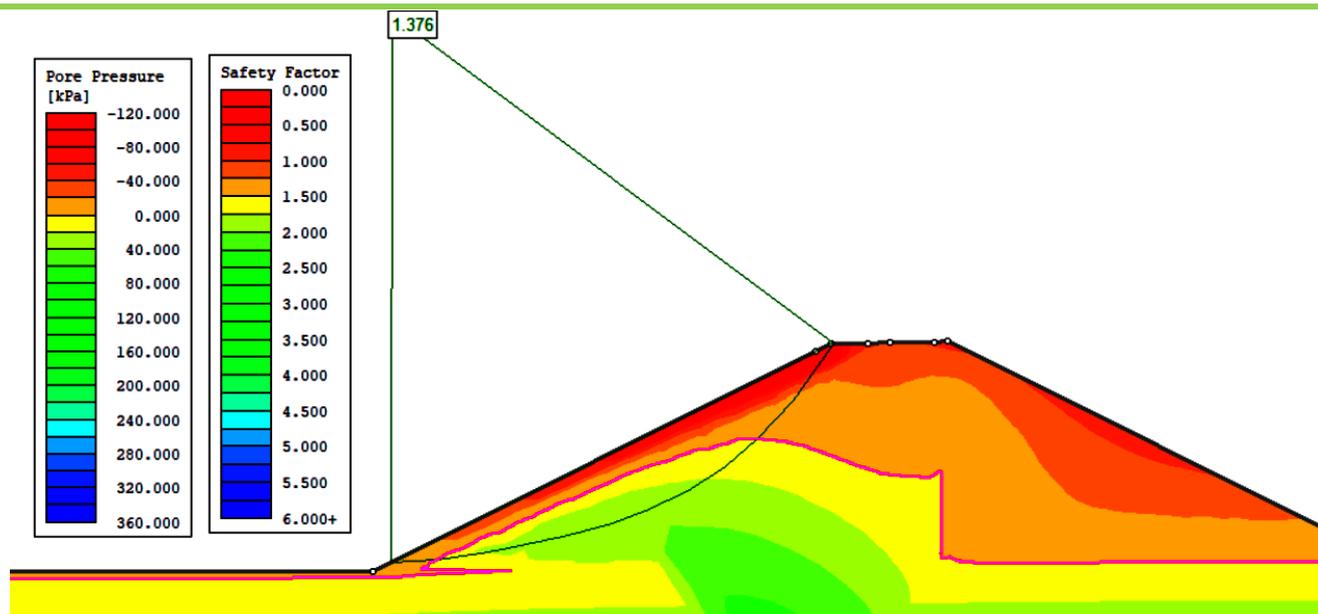


Figura 3.11.1.5.2.1h – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,376 – Seção Homogênea - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 104)

3.11.1.5.2.2 – Seção mista

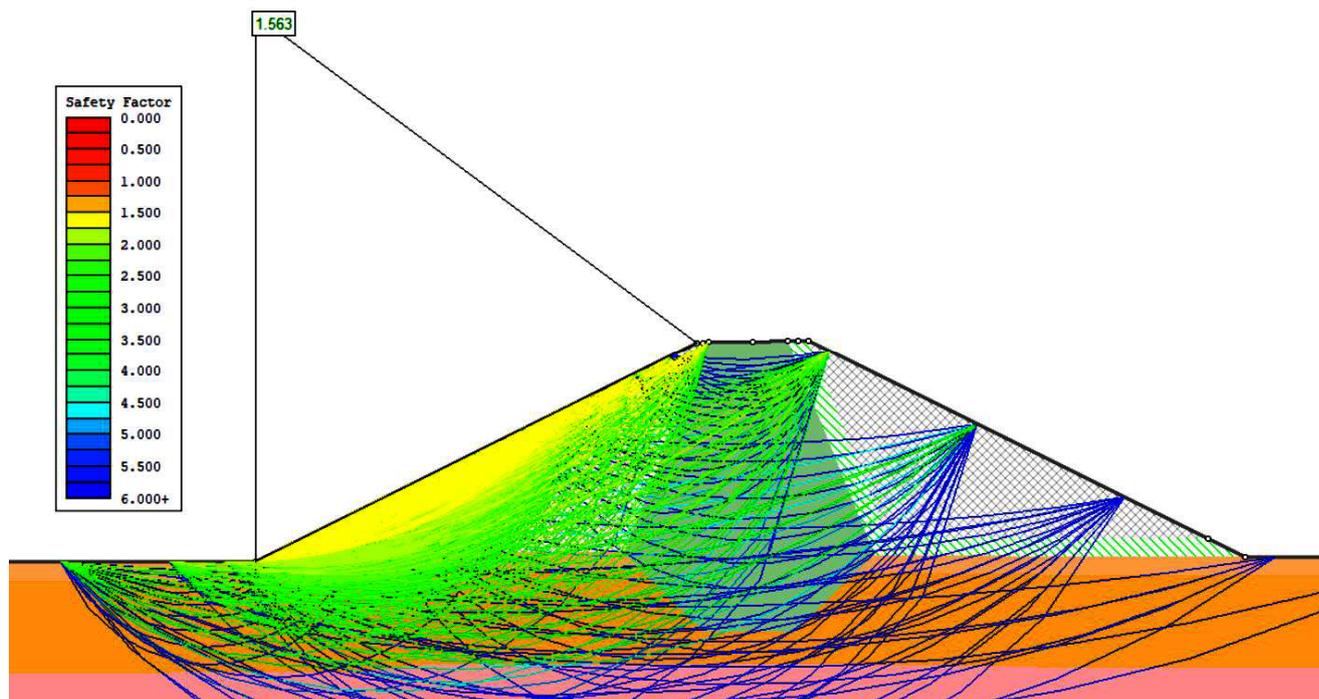
A Tabela 3.11.1.5.2.2 apresenta o resumo das análises de estabilidade realizadas nos taludes da barragem para as situações consideradas.

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

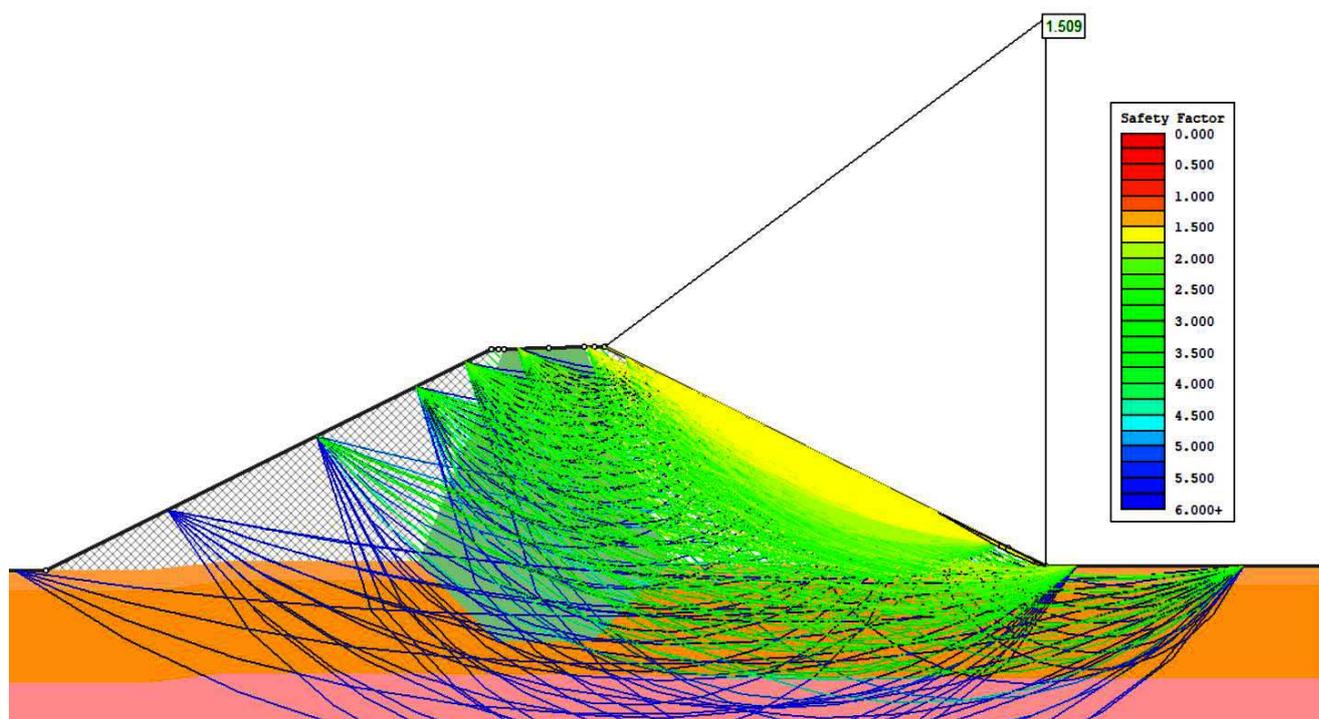
Quadro 3.11.1.5.2.2 – Resumo - Análise de estabilidade - Seção mista

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

As Figuras 3.11.1.5.2.2a a 3.11.1.5.2.2f apresentam as superfícies potenciais de ruptura para cada hipótese estudada.



**Figura 3.11.1.5.2.a – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,563 - Seção Mista -
Final de construção - Montante**



**Figura 3.11.1.5.2.b – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,509 - Seção Mista - Final de construção
- Jusante**

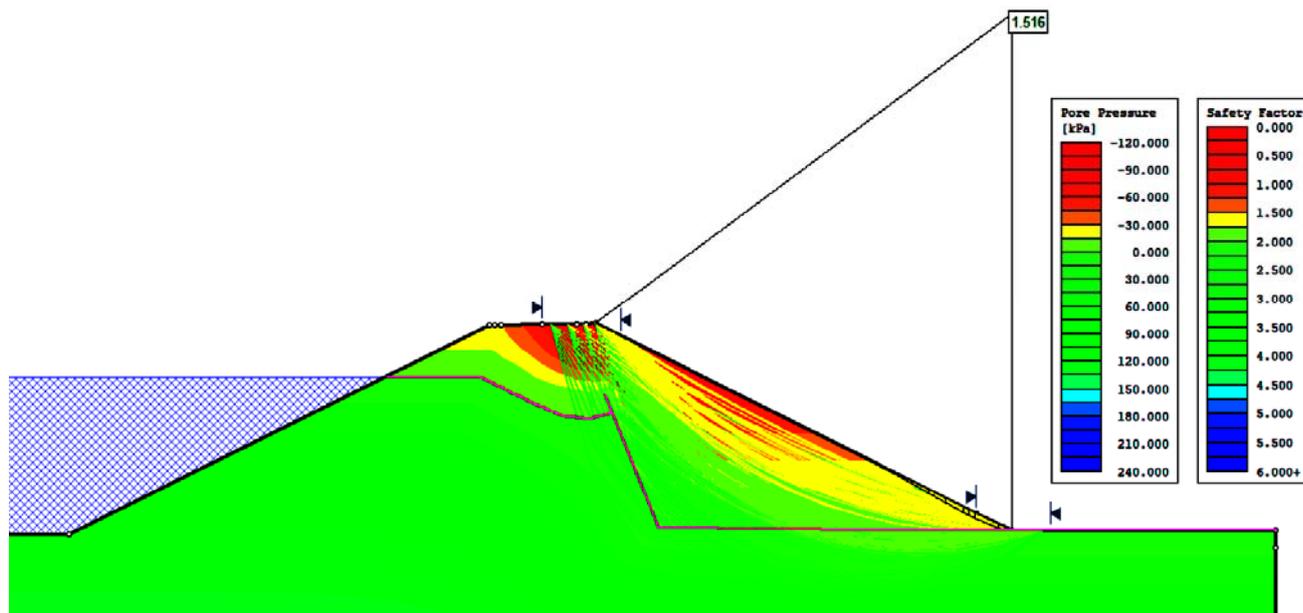


Figura 3.11.1.5.2.2c – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,516 - Seção Mista - Regime de Operação - Jusante

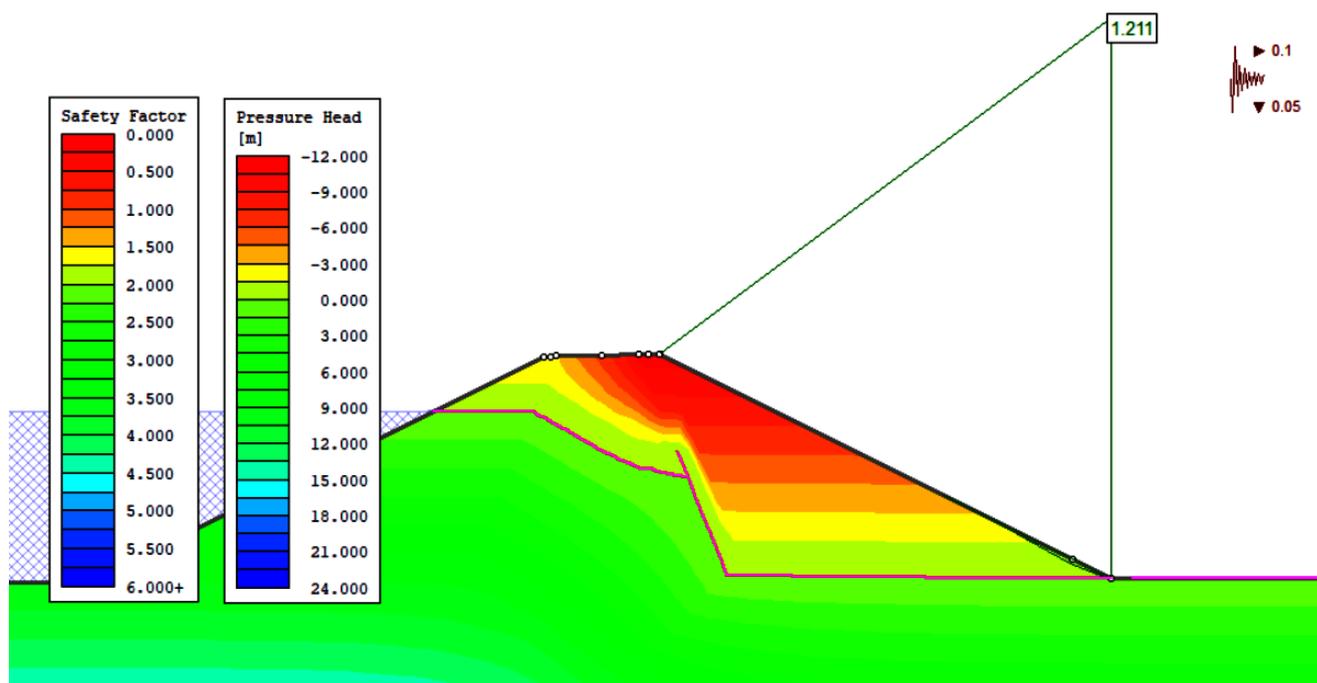


Figura 3.11.1.5.2.2d – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,211 - Seção Mista - Regime de Operação com Sismo - Jusante

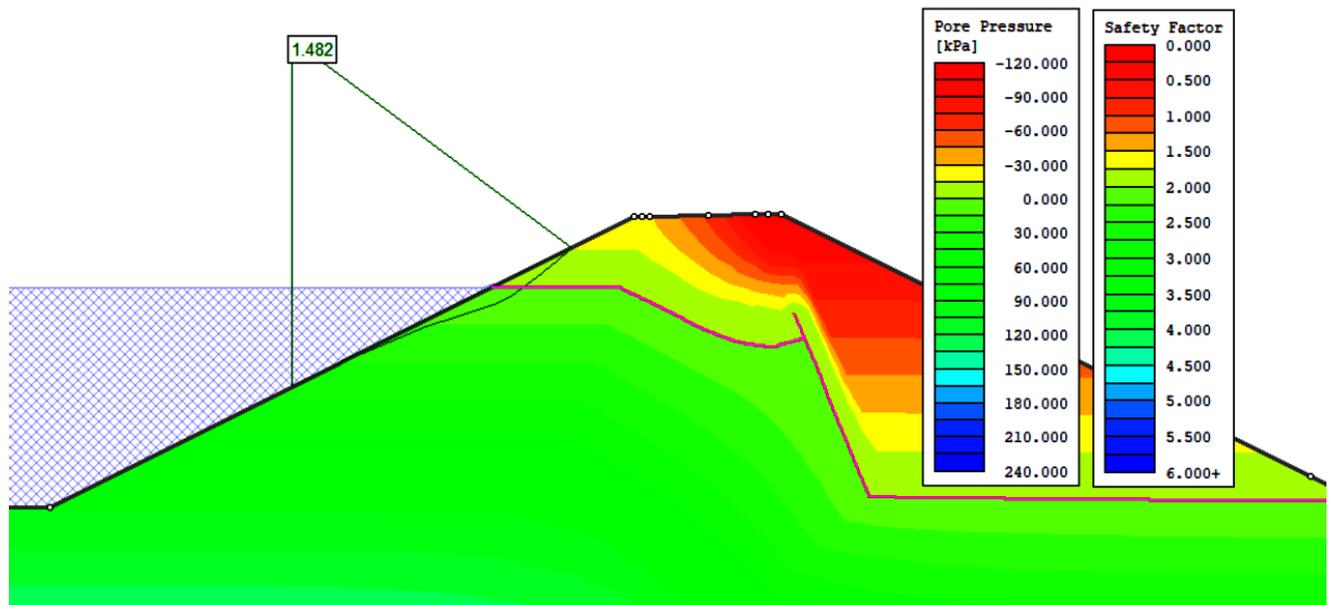


Figura 3.11.1.5.2.2e – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,482 - Seção Mista - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 0)

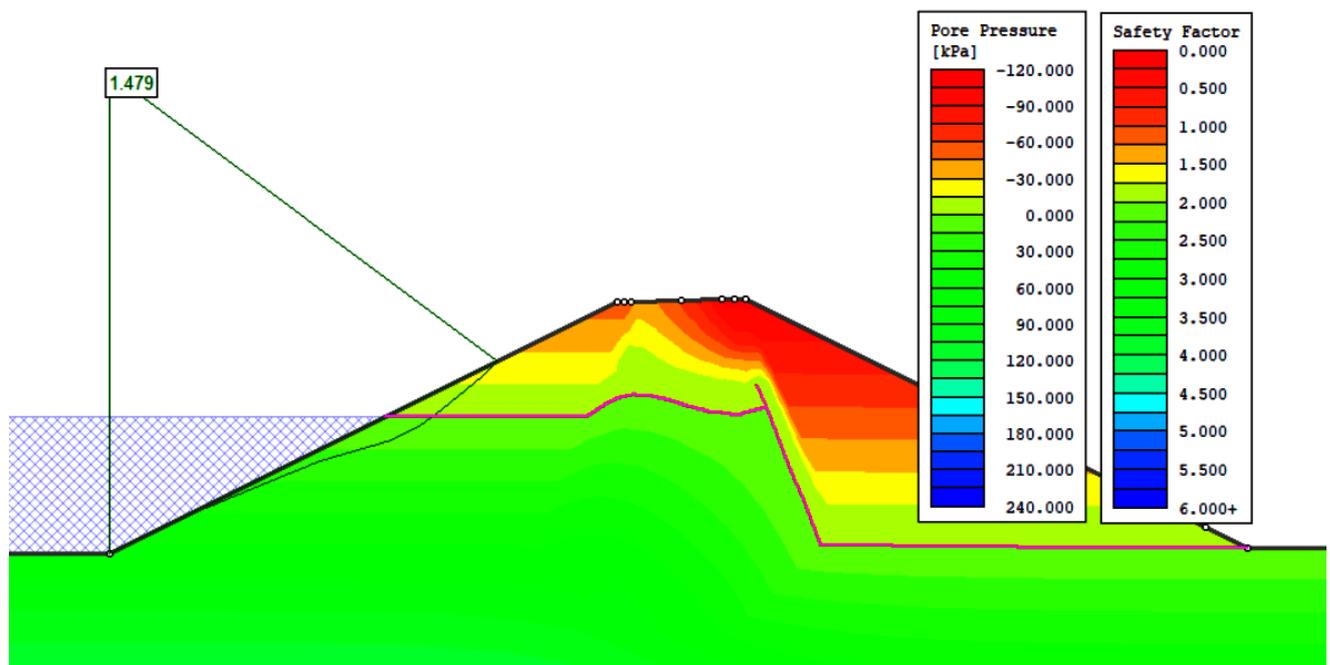


Figura 3.11.1.5.2.2f – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,479 - Seção Mista - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 60)

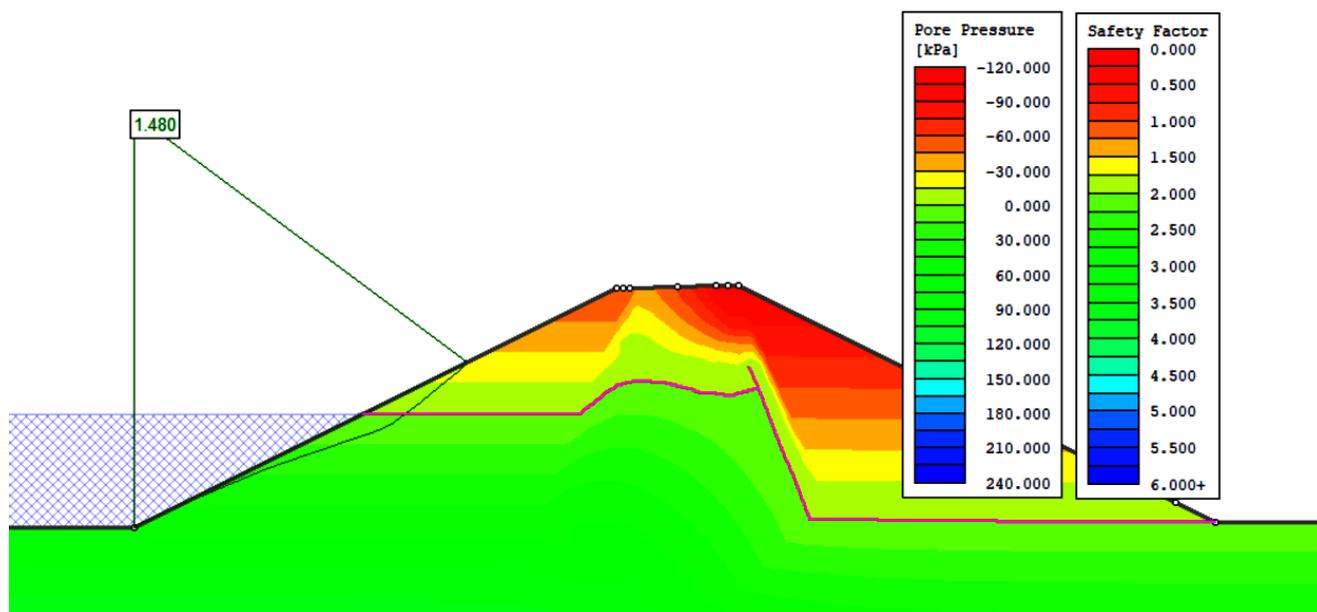


Figura 3.11.1.5.2.g – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,480 - Seção Mista - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 80)

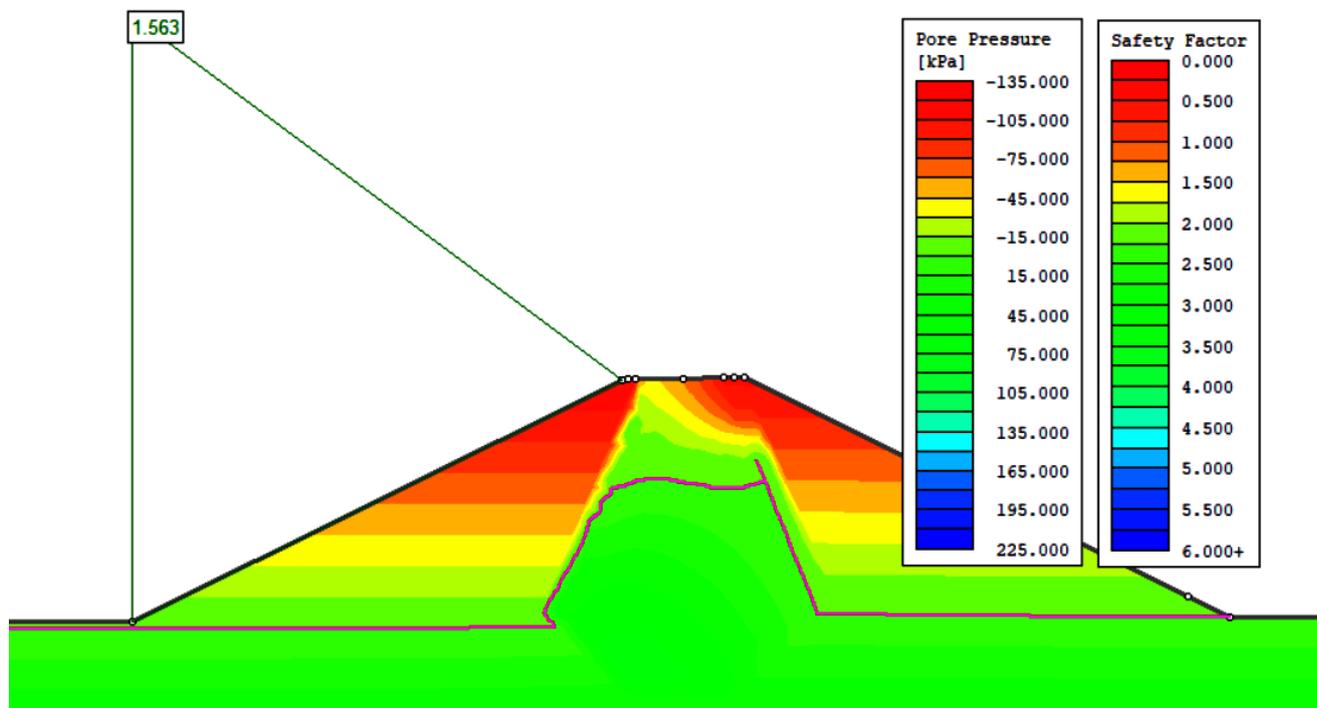


Figura 3.11.1.5.2.h – Superfície Potencial de Ruptura - FS = 1,563 - Seção Mista - Rebaixamento Rápido - Montante (dia 104)

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.

3.11.1.6 – 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 cut-off 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 cut-off 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 3.11.1.3.3 para cada condição analisada.

3.12 – Seção tipo do Vertedouro

O vertedouro será composto por uma seção tipo Creager, construído na parte central da barragem, entre as estacas 6+0,00 a 8+10,00.

3.12.1 – Seção tipo do vertedouro tipo “Creager”

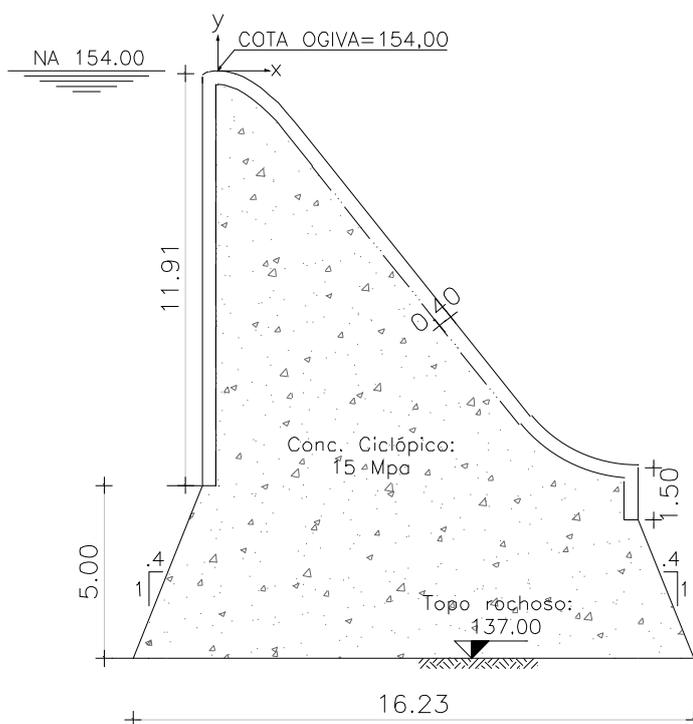


Imagem 3.12.1 – Seção tipo do vertedouro

3.12.2 – Seção tipo dos muros laterais de proteção do vertedouro

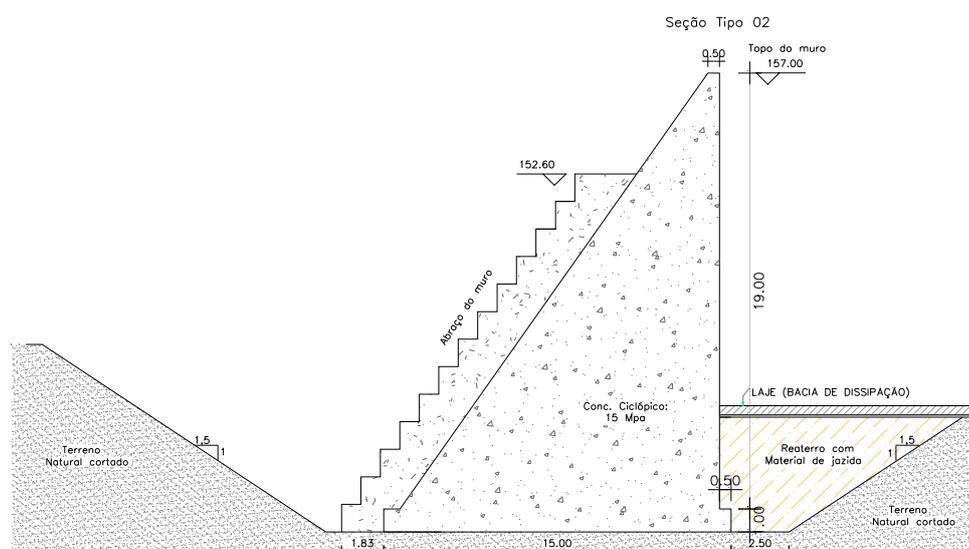


Imagem 3.12.2 – Seção tipo dos muros laterais de proteção do vertedouro

3.13 – Drenagem superficial

Para captação e direcionamento das águas provenientes das precipitações pluviométricas e evitar erosões no maciço e em sua base, foram dimensionados dispositivos de drenagem superficiais. Ver desenho 03-BO-PE-PLBA (Projeto executivo - Volume 02)

Os projetos tiveram como base o Manual de Dispositivos de Drenagem – DNIT (2008).

3.13.1 – Meio fio de concreto

O meio fio de concreto, será implantado em toda extensão do coroamento em ambos os lados.

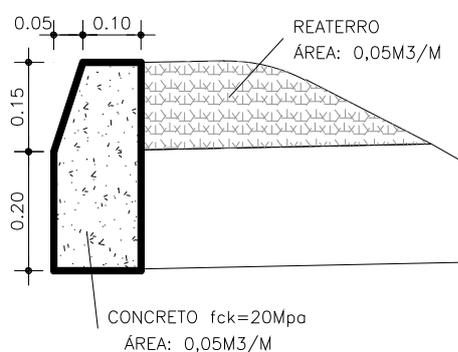
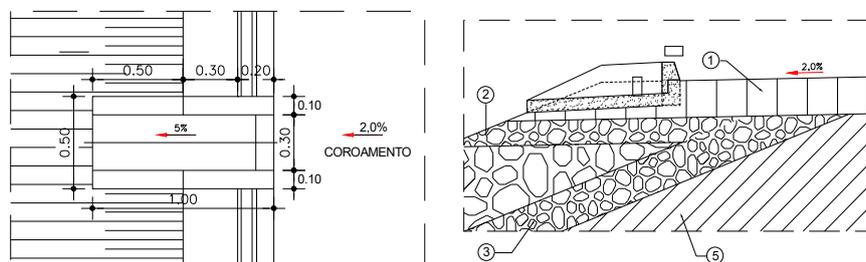


Figura 3.13.1 – Detalhe do meio-fio de concreto

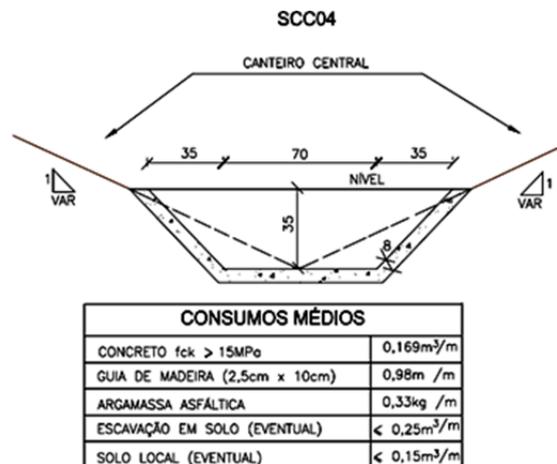
3.13.2 – Saídas d'água

Para possibilitar a saída d'água e direcionamento seguro, foi dimensionado saídas conforme a Figura 3.13.2 abaixo. O espaçamento entre as saídas deverá ser de 40,00m.



3.13.2 – Sarjeta trapezoidal (SCC-04)

Esse dispositivo deverá ser construído no pé do talude de jusante para evitar erosões em sua base. Será necessário apenas em locais onde a inclinação do terreno natural tenha o fluxo d'água direcionado para o próprio maciço de terra



3.14 – Monitoramento do comportamento da barragem

3.14.1 – Avaliação do índice global de risco

A avaliação do risco global associado a barragens foi efetuada atribuindo valores (α_i) aos diferentes fatores de risco, segundo regras simples expressas nos **Quadros 3.14.1a, 3.14.1b e 3.14.1c**. Os fatores de risco são agrupados em três categorias, conforme estejam associados às ações exteriores (E), à estrutura em si (C) ou aos bens materiais e humanos afetados pela ruptura da obra (R). O índice de risco global, α_g , é determinado pelo produto dos três fatores anteriormente referidos.

A avaliação do risco global para barragens é um processo crítico na gestão da segurança dessas estruturas, com o objetivo de prevenir falhas que possam causar danos significativos à vida humana, ao meio ambiente e à economia. Esse processo envolve a análise integrada de diferentes fatores, considerando tanto a probabilidade de ocorrência de falhas como as consequências associadas.

A ponderação das características específicas da obra conduziu à seguinte estimativa:

i/α	Fatores exteriores ou ambientais (E)				
	Sismicidade (TR=1000 anos)	Estabilidade de taludes (risco de ruptura)	Cheias superiores à de projeto (risco de ocorrência)	Monitoramento da barragem	Intemperismo (água, clima)
1	Mínima ou nula	Mínima ou nula	Muito baixa	Plurianual ou sazonal	Mínimas
	a<0,05g		(barragens de concreto)		
2	Baixa	Baixa	---	---	Fracas
	0,05g<a<0,1g				
3	Média (0,1g<a<0,4g)	---	Muito baixa (barragens de terra)	Semanal	Médias
4	Forte (0,2g<a<0,4g)	---	---	Diária	Fortes
5	a>0,4g	---	---	---	Muito fortes
6 ⁽¹⁾	---	Grande	Elevada	---	---

Quadro 3.14.1a – Fatores exteriores ou ambientais (E)

Condições exteriores ou de ambiente (fator E).

$$E = \frac{1}{5} \sum_{i=1}^5 \alpha_i$$

$$E = 1/5 (1+2+1+1+2) = 1,4$$

i/α	Fatores inerentes à confiabilidade da estrutura (C)			
	Dimensionamento Estrutural	Fundações	Vertedouro e tomada d'água	Manutenção da barragem
1	Adequado	Muito boas	Confiáveis	Muito boa
2	---	Boas	---	Boa
3	Aceitável	Aceitáveis	---	Satisfatória
4	---	---	---	---
5	---	Medíocres	---	---
6 ⁽¹⁾	Inadequado	Medíocres a más	Insuficientes	Insatisfatória

Quadro 3.14.1b – Fatores inerentes à confiabilidade da estrutura (C)

Condições da estrutura: confiabilidade (fator C)

$$C = \frac{1}{5} \sum_{i=6}^9 \alpha_i$$

$$C = 1/5 (1+2+1+1) = 1,1$$

i/α	Fatores humanos e econômicos (R)	
	Volume do reservatório (m ²)	Instalações a jusante
1	<10 ⁵	Zona desabitada, sem valor econômico
2	10 ⁵ -10 ⁶	Áreas isoladas, agricultura
3	10 ⁶ -10 ⁷	Pequenos aglomerados populacionais, agricultura, indústria artesanal
4	10 ⁷ -10 ⁹	Aglomerados populacionais médios, pequenas indústrias
5	>10 ⁹	Grandes aglomerados populacionais, indústrias,
		Instalações nucleares
6 ⁽¹⁾	---	---

Quadro 3.14.1c – Fatores humanos e econômicos (R)

Riscos humanos e econômicos (fator R)

$$R = \frac{1}{2} \sum_{i=10}^{11} \alpha_i$$

$$R = \frac{1}{2} (2+2) = 2,0$$

O valor do índice de risco global é de:

$$\alpha_g = E \times C \times R = 1,4 \times 1,1 \times 2,0 = \mathbf{3,08}$$

3.14.2 – Grandezas a observar e dispositivos de monitoramento

Tendo em conta o valor obtido para o índice de risco global e as especificidades do local da barragem e da própria obra, e considerando as recomendações das normas referentes a monitoramento e inspeção de barragens deve-se analisar seguintes grandezas apresentadas no **Quadro 3.14.2**.

- Deslocamentos superficiais;
- Deslocamentos internos;
- Percolação;

- Tensões neutras;
- Níveis do reservatório.

Altura da barragem (m)	Deslocamentos		Tensões totais	Medidores de percolação	Tensões neutras	
	Superficiais	Internos			Piezômetros	Piezômetros sem fluxo
<15	Obrigatório Se $\alpha_g > 15$ ou fator $R > 3$	-	-	Obrigatório Percolação total Se $\alpha_g > 10$ ou fator $R > 3$	Obrigatório Se $\alpha_g > 10$ ou fator $R \geq 3$	-
15 a 30	Obrigatório Se $\alpha_g > 10$ ou fator $R \geq 3$	Obrigatório Se $\alpha_g > 20$	-	Obrigatório Percolação total	Obrigatório	Obrigatório Se $\alpha = 5$
30 a 50	Obrigatório	Obrigatório Se $\alpha_g > 10$ ou fator $R > 3$	Opcional	Obrigatório Percolação parcial ou fator $R \geq 3$	Obrigatório	Obrigatório Se $\alpha \geq 4$
50 a 100	Obrigatório	Obrigatório	Obrigatório	Obrigatório Percolação parcial	Obrigatório	Obrigatório
>100	Obrigatório	Obrigatório	Obrigatório	Obrigatório Percolação parcial	Obrigatório	Obrigatório

Quadro 3.14.2a – Grandezas a observar em barragens (Mínimo Recomendável)

3.14.2.1 – Dispositivos de monitoramento

Como os valores encontrados para $\alpha_g = 3,08$; $R=2,00$ e altura da Barragem Oitis inferior a 15 m, percebe-se que, não seria obrigatório a instalação de dispositivos para monitoramento.

Outrossim, para a verificação do poropressão que atravessa o maciço de terra e possíveis recalques, serão instalados piezômetros de tubo aberto, tipo Casagrande (6 unidades) e marcos superficiais (3 unidades) ao longo do maciço, instalados no coroamento.

3.14.2.1.1 – Marcos superficiais

Com a função de controlar a evolução dos deslocamentos superficiais no coroamento. Os pilares de referência necessários, devem ser localizados em zonas a definir na construção, de adequada visibilidade.

Prevê-se a instalação de marcos ao longo de todo o desenvolvimento da barragem, visando o controle desta grandeza em perfis representativos do comportamento da obra e

condicionantes deste ponto de vista. Nas zonas de maior altura do aterro os marcos serão instalados em perfis transversais distanciados entre si cerca de 100 m, aumentando este espaçamento com a redução da altura de aterro.

Os marcos situados no coroamento, a instalar após a conclusão da subida do aterro, num total de 3 dispositivos, permitirão controlar os deslocamentos na zona de maior altura da seção transversal, zona de maior deformabilidade do aterro.

3.14.2.1.2 – Piezômetros

Com o objetivo de controlar a evolução da linha de saturação durante a operação da barragem. A instalação será feita a partir do coroamento, em seções representativas das condições hidráulicas ocorrentes ao longo do desenvolvimento da barragem. Deverão ser contempladas as seções com maior carga hidráulica ou aqueles aos quais corresponderem a resultados dos ensaios de injeção mais desfavoráveis.

O piezômetro recomendado para os objetivos pretendidos na Barragem Oitis, observação de poropressões, é do tipo *standpipe*, ou piezômetro de tubo aberto, desenvolvidos por Arthur Casagrande.

Dentre as vantagens que este tipo de piezômetro apresenta destaca-se a precisão, a durabilidade, a sensibilidade, possibilidade de determinação do coeficiente de permeabilidade do solo onde está instalado (USBR, 1998).

A Figura 3.14.2 ilustra esquematicamente a instalação de um piezômetro *standpipe*, onde as etapas básicas são apresentadas (USBR, 1990), quais sejam:

- Limpeza do furo,
- Preenchimento do bulbo do instrumento com areia,
- Saturação do tubo poroso;
- Instalação do instrumento e;
- Preenchimento com areia em torno da ponteira drenante.

A instalação dos piezômetros será realizada após a execução dos aterros até à cota da sua boca. Deverão ser instalados, no máximo, três piezômetros por furo, com trechos de captação a diferentes cotas. Os piezômetros que ficam instalados nas proximidades do núcleo do maciço possibilitam o acompanhamento da evolução da linha de saturação e a observação dos níveis hidráulicos durante a operação do reservatório, fazendo-se através dos piezômetros que ficam instalados na fundação e no contato aterro-fundação, o controle dos respectivos níveis hidráulicos.

O filtro de areia do bulbo pode ser substituído por manta poliéster, aplicado diretamente sobre o trecho perfurado no bulbo do piezômetro (ϕ 3/4”), o que pode simplificar o manuseio do instrumento. O trecho da tubulação em PVC rígido para a instalação da ponteira drenante ou bulbo do piezômetro deverá ter um diâmetro de 0,50 a 0,80m. Poderá ainda ser utilizado tubo de aço galvanizado em substituição ao PVC rígido, prevenindo-se situações em que as poropressões atinjam valores altos.

Os procedimentos para instalação dos piezômetros standpipe devem ser envolver a perfuração de furos bem executados e com revestimento.

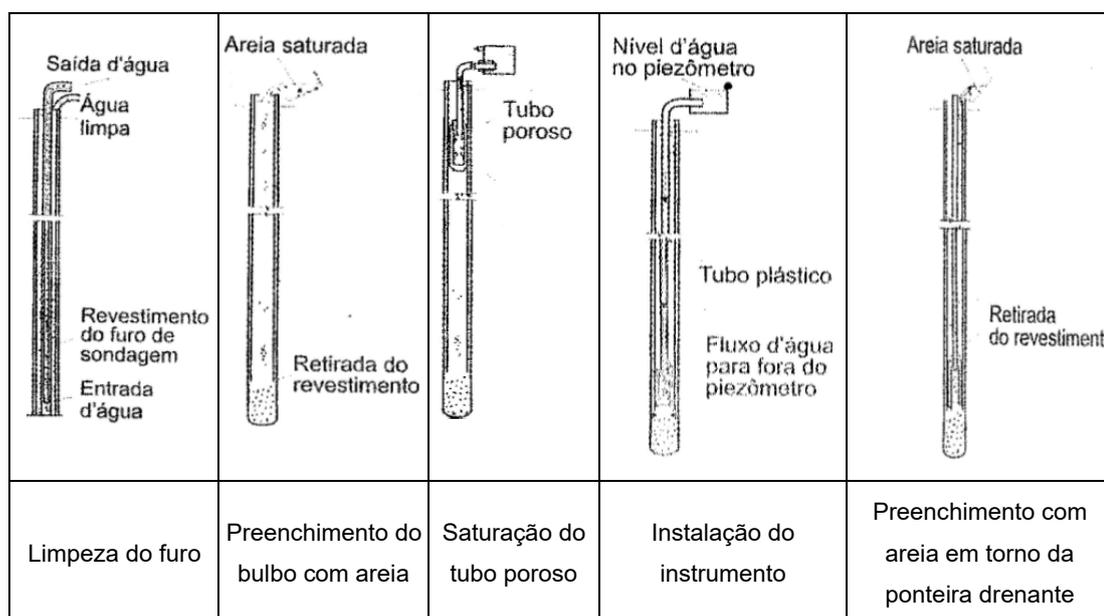


Figura 3.14.2 – Esquema de instalação do piezômetro

Fonte: USBR -. Earth Manual, 1998.

3.14.2.2 – Resumo dos dispositivos de monitoramento

A concepção do plano de monitoramento, designadamente a definição da quantidade de dispositivos, sua localização e tipo, visa uma adequada caracterização das diferentes grandezas de maneira a que estas sejam representativas do comportamento global da obra, em cada uma das diferentes fases da sua operação.

No Quadro 3.14.2.2a apresenta-se o número e identificação, localização e cotas dos dispositivos que, serão necessários para o adequado acompanhamento e comportamento da estrutura.

As cotas dos diversos dispositivos de monitoramento indicadas, em particular as ponteiras dos piezômetros, são cotas aproximadas que deverão ser tidas como referência para os respectivos trabalhos de instalação.

QUADRO DE LOCALIZAÇÃO DOS PIEZÔMETRO					
Nº DO PIEZÔMETRO	POSIÇÃO	ESTACA	AFAST. (m)	COTA DO TOPO	COTA DO BULBO
PZ-1A	COROAMENTO	04+00	1,5 M	157,00	147,20
PZ-1B	COROAMENTO	04+00	1,5 M	157,00	140,13
PZ-2A	COROAMENTO	09+00	1,5 M	157,00	145,86
PZ-2B	COROAMENTO	09+00	1,5 M	157,00	139,21
PZ-3A	COROAMENTO	15+00	1,5 M	157,00	148,85
PZ-3B	COROAMENTO	15+00	1,5 M	157,00	141,87
QUADRO DE LOCALIZAÇÃO DOS MARCOS					
Nº DO MARCO	COORDENADAS		ESTACA	AFAST. (m)	COTA DO TOPO
	E	N			
PZ-1A	305.311,623	9.562.542,532	05+00	3,00 J	157,150
PZ-1B	305.371,454	9.562.622,660	10+00	3,00 J	157,150
PZ-2A	305.442,365	9.562.719,468	16+00	3,00 J	157,150

Quadro 3.14.2.2a – Dispositivos de Monitoramento

Frequência das leituras

A periodicidade de leitura dos dispositivos de observação está relacionada com as fases de vida da obra, quais sejam construção, primeiro enchimento e operação e, deve-se considerar o tipo e dimensão da barragem, as características do local e os aspectos específicos da obra.

Tendo em conta as características da Barragem Oitis, recomenda-se as frequências de leitura indicadas no Quadro 3.14.2.2b, para cada tipo de dispositivo e de acordo com a respectiva fase da vida da obra.

Instrumentação		1º enchimento	5 primeiros anos após o 1º enchimento	> de 5 anos após o 1º enchimento
Marcos superficiais		Semestral ou início	Semestral	Anual
Piezômetros	Na fundação	Mensal ou início	Trimestral	Semestral
	No maciço	Mensal ou início	Trimestral	Semestral
Medidores de descarga		Mensal ou início	Mensal	Mensal

Quadro 3.14.2.2b – Frequência de leituras

Relativamente ao primeiro enchimento do reservatório, por se tratar de uma das fases mais críticas da vida da obra, deverá ser acompanhada cuidadosamente. No período seguinte, cerca de 5 anos, os resultados dos dispositivos de observação deverão conduzir a uma boa

compreensão do comportamento da obra, sendo a frequência de leituras definida em conformidade com este objetivo.

As frequências indicadas no Quadro 3.14.2.2b pressupõem uma operação em condições normais. A ocorrência de situações extraordinárias, seja associada às ações exteriores, seja ao comportamento da estrutura em si, poderá, após análise pormenorizada, conduzir a uma adaptação da periodicidade das leituras, de forma mais ou menos temporária, de acordo com a situação encontrada.

3.14.3 – Instalação dos dispositivos de monitoramento

Os responsáveis pela instalação e operação do sistema de monitoramento deverão possuir experiência na execução de trabalhos semelhantes. Os responsáveis pela instalação deverão ainda ter qualificação técnica adequada à compreensão dos objetivos do sistema e capacidade de instalação dos equipamentos de acordo com as especificações técnicas.

Os responsáveis pela operação do sistema deverão supervisionar a sua instalação e ter qualificação técnica e capacidade adequadas às operações de coleta, validação e transmissão de dados e, ainda, à compreensão dos cenários de risco envolvidos e, capacidade de detecção e aviso de eventuais comportamentos anômalos.

A instalação dos dispositivos deverá seguir às respectivas especificações técnicas.

A instituição responsável pela operação do sistema de monitoramento deverá elaborar um relatório que inclua nomeadamente:

- a) desenhos gerais e detalhados, localizando e caracterizando os aparelhos e respectivos acessórios;
- b) valor da leitura inicial dos dados;
- c) data e hora da colocação;
- d) condições mais significativas em que decorreu a colocação (estado do tempo, eventuais incidências dos processos construtivos na instalação, justificações presumíveis para eventuais danos que tenham implicado perda de informações, etc.);
- e) operações de correção de eventuais acidentes durante a colocação;
- f) justificativa para o caso de colocações que não tenham sido efetuadas conforme o previsto no plano de monitoramento.

3.14.4 – Inspeção

De acordo com a Lei de Segurança de Barragens (12.334/2010) os tipos de inspeção são inspeção de segurança da barragem, inspeção regular e inspeção especial e, terão periodicidade, qualificação da equipe responsável, conteúdo mínimo e nível de detalhamento definidos pelo órgão fiscalizador em função das categorias de risco e do dano potencial associado à barragem (Art. 9).

Deverá ser realizada Revisão Periódica de Segurança de Barragem com o objetivo de verificar o estado geral de segurança da barragem, considerando o atual estado da arte para os critérios de projeto, atualização dos dados hidrológicos e as alterações das condições a montante e a jusante da barragem (Art. 10).

As inspeções regulares deverão estar a cargo dos agentes responsáveis pela operação do sistema de monitoramento e as inspeções especiais a cargo dos responsáveis pela elaboração dos relatórios de comportamento da barragem. As inspeções de segurança da barragem são obrigatórias após ocorrências excepcionais, como por exemplo, grandes cheias e rebaixamento totais ou quase totais do reservatório.

Sugere-se, no caso da Barragem Oitis, que as inspeções de segurança em fase de operação sejam sempre realizadas após ocorrências excepcionais, especificamente, após a ocorrência de cheias com períodos de retorno superiores a 100 anos rebaixamento total do reservatório.

A inspeção deve ser feita ao nível da observação direta quer dos aspectos gerais da obra, quer de aspectos particulares potencialmente indiciadores de deteriorações e/ou comportamentos anômalos e da leitura dos aparelhos de monitoramento dependendo, obviamente, da fase de operação.

As inspeções especiais e de segurança deverão analisar, detalhadamente toda a estrutura da barragem, tomada d'água e vertedouro e proceder à verificação do bom estado de funcionamento dos equipamentos de monitoramento.

Recomenda-se a elaboração de relatórios expeditos e objetivos que resumam os resultados das inspeções cuja pormenorização dependerá do tipo de inspeção em pauta, incluindo as fichas de inspeção devidamente preenchidas e relatório fotográfico.

Os técnicos encarregados das inspeções quer regulares, quer de especiais, quer de segurança e, deverão ter experiência comprovada neste domínio e interpretar perfeitamente

a natureza do problema, a avaliação e quantificação em caso de uma presumível situação de risco às estruturas.

3.15 – Cronograma de Execução das Obras

O cronograma de execução das obras da barragem foi desenvolvido como sendo das atividades devidamente iniciadas numa determinada data até o seu término, sem interrupção do fluxo financeiro, considerando-se também, além deste aspecto, o ano hidrológico local.

Assim é que se estima que as obras sejam iniciadas no mês mais apropriado, segundo o calendário hidrológico da região, no qual os períodos de máximas e mínimas descargas no rio ocorrem com relativa regularidade anual.

Para a estimativa do cronograma de obras, tomou-se como base os volumes dos principais itens dos serviços a serem realizados, de modo a atender aos condicionantes das praças trabalhadas e os equipamentos necessários para a execução do próprio serviço.

Com as equipes empregadas nos serviços, partindo-se do Equipamento Mínimo constante neste volume do Anteprojeto, foi avaliado em primeira aproximação o prazo necessário para a execução das obras que é de 12 meses corridos.

No cronograma de Execução das Obras estão listadas todas as atividades consideradas como atividades críticas para o desempenho dos trabalhos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 13028. Mineração — Elaboração e Apresentação de Projeto de Barragens para Disposição de Rejeitos, Contenção de Sedimentos e Reservação de Água — Requisitos. Rio de Janeiro, 2017

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., 2ª Edição.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto e execução de obras de concreto armado: NBR 6118:2014. Rio de Janeiro, 2014

Azevedo, M. P. N. Barragem de terra – Sistema de drenagem interno. Universidade Anhembí Morumbi, São Paulo, 2005. Disponível em: <http://livrozilla.com/doc/592515/barragens-de-terra-%E2%80%93-sistemas-dedrenagem-interna>. Acesso: 20/07/2017

BAPTISTA, Márcia Benedita. Fundamentos de Engenharia Hidráulica. Márcio Benedito Baptista, Márcia Maria Lara Pinto Coelho – 3ª ed. rev. e ampl. Belo Horizonte: Editora UFMG 2010.

BIENIAWSKI, Z. T. Engineering rock mass classifications: a complete manual for engineers and geologists in mining, civil, and petroleum engineering. John Wiley & Sons. 1989.

CARVALHO, L. HERNANI. Curso de Barragens de Terra com Vistas ao Nordeste Brasileiro. DNOCS. Fortaleza, Ceará 1983.

CRUZ, P. T (2004). 100 Barragens Brasileiras. Casos históricos, matérias de construção, projeto. São Paulo: Editora oficina de textos Brasil, 1996

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.

MASSAD, Façal. Obras de Terra: Curso Básico de Geotecnia. 2 ed. Oficina de Textos, São Paulo, 2010.

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

MORGENSTERN, N.R., PRICE, V.E. The analysis of the stability of general slip surfaces. Géotechnique, v.15, p. 79-93, 1965

MOTA, Daniel Gurgel do Amaral. Prediction of soil shear strengths parameters using artificial neural network. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programade Pós-Graduação em Engenharia Civil: Geotecnia, Fortaleza, 2019.

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

PETERKA, A. J. Hydraulic Design of Stiling Basins and Energy Dissipators. Denver, Colorado. Water and resources technical publication. ENGINEERING MONOGRAPH Nº 25, Bureu of Reclamation, 1958.

PINTO, C. S. Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PORTO, R. M. Hidráulica Básica. 2ª Ed. São Carlos. São Paulo, EESC/USP, 1999, 519p.

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

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

Fortaleza, SRH, 2005.

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

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

TERZAGHI, Karl, PECK, Ralph B. Soil Mechanics in Engineering Practice, USA 1967.

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

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

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

ANEXO 01 – Boletins de sondagens

Fortaleza, 05 de junho 2023

BARRAGEM OITIS

RELATÓRIO GEOSOLO

Cliente: MAX SERVIÇOS AMBIENTAIS

Obra: Estudo de viabilidade da Barragem Oitis – CE

Local: Zona Rural – Mucambo – CE

Assunto: Relatório Final

1 - APRESENTAÇÃO

GEOSOLO GEOTECNIA E PERFURAÇÕES LTDA tem a satisfação de apresentar o resultado dos 12 (doze) furos de sondagem executados na localidade do Zona rural – Mucambo – CE.

2 - DESCRIÇÃO DOS SERVIÇOS

Sondagem Rotativa Mista– SM

Na Sondagem Rotativa (SR) foi utilizado um conjunto dotado de sonda da Marca MAQUESONDA, modelo MACH 920 a diesel de avanço manual juntamente com coroa diamantada, barrilete duplo giratório NWM móvel, haste, revestimento, bomba e acessórios. Foram realizadas manobras de 1,00m e 1,50m, sendo que para cada coleta de amostra será necessária a retirada de todo o ferramental do furo. O controle de profundidade do furo será realizado pela diferença entre o comprimento total das hastes com a peça de perfuração e a sobra delas em relação ao piquete de referência fixado.

A amostragem foi feita de forma contínua, mesmo nos materiais incoerentes e muito fraturados, permitindo ao geólogo buscar informações geológicas de interesse à caracterização do maciço rochoso.

As operações de retirada das amostras do barrilete e de seu acondicionamento nas caixas foram feitas cuidadosamente, de maneira a serem mantidas as posições relativas dos testemunhos coletados. As amostras foram acondicionadas em caixas de madeira aplainada, provida de tampa e dobradiças.

Os testemunhos serão colocados nas caixas, após cada manobra, iniciando-se pela canaleta adjacente às dobradiças, com a parte superior da manobra ao seu lado esquerdo. As amostras subsequentes serão colocadas na caixa, sempre guardando, na sequência crescente de profundidade das amostras, o andamento da esquerda para a direita, e da dobradiça para o outro lado da caixa, sendo cada manobra separada por um taco de madeira afixado transversalmente na canaleta. Este taco contém informações da profundidade do furo.



A percentagem de recuperação de testemunhos é calculada pela relação percentual entre o comprimento dos testemunhos obtidos resultantes da manobra pelo comprimento da própria manobra e multiplicando-se o resultado por 100.

Os critérios de subjetividade na avaliação dos parâmetros geomecânicos podem ser reduzidos através da utilização de alguns recursos básicos na caracterização dos testemunhos.

GRAU DE ALTERAÇÃO (IPT 1984)

ÍNDICE DE ALTERAÇÃO	GRAU DE ALTERAÇÃO %	CRITÉRIOS DE DETERMINAÇÃO
A.1	0-25	Sã ou praticamente sã, alteração mineralógica nula ou incipiente e cor original intacta.
A.2	25-50	Alteração mineralógica perceptível, cores esmaecidas e pequenas transformações físico-químicas
A.3	50-75	Alteração mineralógica acentuada, cores parcialmente modificadas e intensas transformações físico-químicas.
A.4	75-100	Alteração mineralógica praticamente completa, cores totalmente modificadas e transformações físico-químicas completas, exceto nos minerais resistentes, estruturas preservadas.

COERÊNCIA (Guidicini 1972)

ÍNDICE DE COERÊNCIA	DENOMINAÇÃO	CRITÉRIOS DE DETERMINAÇÃO
C.1	COERENTE	Quebra com dificuldade ao golpe do martelo formando fragmentos de borda cortante, superfície dificilmente ou apenas riscada por lâmina de aço e características mecânicas elevadas.
C.2	MEDIANAMENTE COERENTE	Quebra facilmente ao golpe do martelo em vários fragmentos, com bordas e arestas que podem ser quebradas pela pressão dos dedos, a lâmina de aço provoca um sulco pouco acentuado na superfície do fragmento e com características mecânicas boas.
C.3	POUCO COERENTE	Esfarela ao golpe do martelo, a lâmina de aço produz sulcos profundos, pode ser quebrado com a mão e com características mecânicas boas.
C.4	INCOERENTE	Desagrega e esfarela com a mão, friável e com características mecânicas muito baixas.



FRATURAMENTO (IPT, 1984)

ÍNDICE DE FRATURAMENTO	DENOMINAÇÃO	NUMERO DE FRATURAS POR METRO
F.1	NÃO A MUITO POUCO FRATURADA	0-1
F.2	POUCO FRATURADA	2-5
F.3	MEDIANAMENTE FRATURADA	6-10
F.4	MUITO FRATURADA	11-20
F.5	EXTREMAMENTE FRATURADA	> 20 - EM FRAGMENTOS

3 - SERVIÇOS EXECUTADOS

Para a investigação do subsolo foram feitos 12 (doze) furos de sondagem a rotativa, cujas profundidades seguem abaixo:

SONDAGEM	PROFUNDIDADE		ESTACA	COTA	POSIÇÃO	COORDENADAS	
	PERCUSSÃO (m)	ROTATIVA (m)				ESTE	NORTE
SM-01	1.38	6.38	0	160.64	EIXO	305.249.78	9.562.463.88
SM-02	8.10	11.10	17	147.16	EIXO	305.296.53	9.562.526.80
SM-03	7.27	11.77	13+10.00	144.00	EIXO	305.338.85	9.562.584.70
SM-04	6.10	9.10	8	145.43	EIXO	305.403.06	9.562.670.37
SP-05	10.25		40 JUSANTE				
SM-06	1.00	6.50	18 - 40m MONTANTE				
SM-07	1.00	12.50	18 - 80m MONTANTE				
SM-08	1.00	7.00					
SP-01	3.22		19	152.67	EIXO	305.272.99	9.562.495.14
SP-02	3.19		3	156.73	EIXO	305.463.60	9.562.686.43
SP-03	1.26		1	155.8	EIXO	305.487.06	9.562.784.40
SP-06	4.78						

A profundidade total das sondagens rotativas foi de.....87.05 m



4 – PERFIS DE SONDAGEM

4.1- O nível d'água nas sondagens realizadas não foi identificado.

4.2 - FUROS DE SONDAGENS ROTATIVA MISTA

5 - ANEXOS

-Anexo 01 - Perfil Individual dos furos de sondagem

-Anexo 02 –Relatório fotográfico

ENSAIO DE PERDA D'ÁGUA SOB PRESSÃO

O ensaio de perda d'água sob pressão em furos de sondagem visam a determinação de permeabilidade e do comportamento dos maciços rochosos frente à percolação da água através de sua fissura.

Este ensaio consiste na injeção de água sob pressão em um trecho do furo de sondagem e na medida da quantidade de água que se infiltra no maciço durante um certo tempo, sob uma certa pressão de injeção. O ensaio é realizado para vários estágios de pressão (Kg/cm^2). Cada um desses ensaio é mantido por um tempo mínimo necessário para que se obtenha uma vazão constante, conseguindo dessa forma as condições de um fluxo permanente. A absorção é correspondente a cada estágio e anotada em vazão (l/min). Cada par de valores absorção X pressão. E devidamente tratado para fornecer um resultado que exprime o valor da permeabilidade do trecho ensaiado do maciço. Pode-se também, cada trecho ensaiado, traçar pontos correspondentes aos estágios de pressão aplicados, curva de absorção X pressão. Se admitirmos que o regime permanente é atingido, que o escoamento através do maciço é laminar, sem alteração das condições físicas do maciço, tanto para pressões crescentes como decrescente, os pontos plotados devem se situar sobre uma reta passando pela origem. Porém na maioria dos casos obtém-se curvas, passíveis de interpretação, traduzido característica peculiares a cada trecho ensaiado. O resultado de progresso foi a proposição de um grande número de parâmetros que, de maneira geral, definem a geometria das fissuras e o comportamento do fluxo. As presentes diretrizes constituem o resultado de uma análise crítica dos ensaios que vêm sendo atualmente executados, sobretudo em locais de implantação de barragens. São conhecidas a divergências entre diversos autores sobre o assunto. De uma maneira geral, são consideradas duas tendências, uma europeia e a outra americana, que se refletem inclusive nos trabalhos de injeção dos maciços rochosos. A primeira tem suas raízes Lugeon e se caracteriza pela aplicação de altas pressões (originalmente $10 \text{ kg}/\text{cm}^2$, independentemente da profundidade do trecho ensaiado). A segunda é uma tendência à aplicação de baixas pressões (originalmente de 1 PSI por pé de profundidade $\approx 0,23 \text{ kg}/\text{cm}^2$ por metro de profundidade). Contudo tem-se verificado que as regras simplistas vêm sendo sobrepujadas por critérios mais racionais, em todo o mundo, baseados nos tipos de rocha e estados de fraturamento e alteração.

No Brasil o ensaio tem sido executado normalmente com um ciclo de 5 estágios de pressão.

1º estágio: pressão mínima

2º estágio: pressão intermediária

3º estágio: pressão máxima

4º estágio: pressão intermediária

5º estágio: pressão mínima

Tem-se adotado (AOGA, 1971), o seguinte critério para escolha das pressões de ensaio (a serem lidas no manômetro):

Pressão máximas – 0,25kg/cm² por metro de profundidade do obturador.

Pressão intermediária – obtidas a partir da pressão máximo do ensaio:

$$P.inter = \frac{P.max.}{2}$$

Pressão mínima – adota-se como mínima a pressão de 0,10 kg/cm², considerada como estágio de pressão inicial e final do ensaio.

Os ensaios foram executados de forma decrescente à medida que avançava a com sondagem, em trechos de aproximadamente de 3,00m de comprimento. Também foram feita a lavagem de todos furo com circulação de água limpa forçando toda retida de detrito existente.

PERFIL DE SONDAGEM SM-01

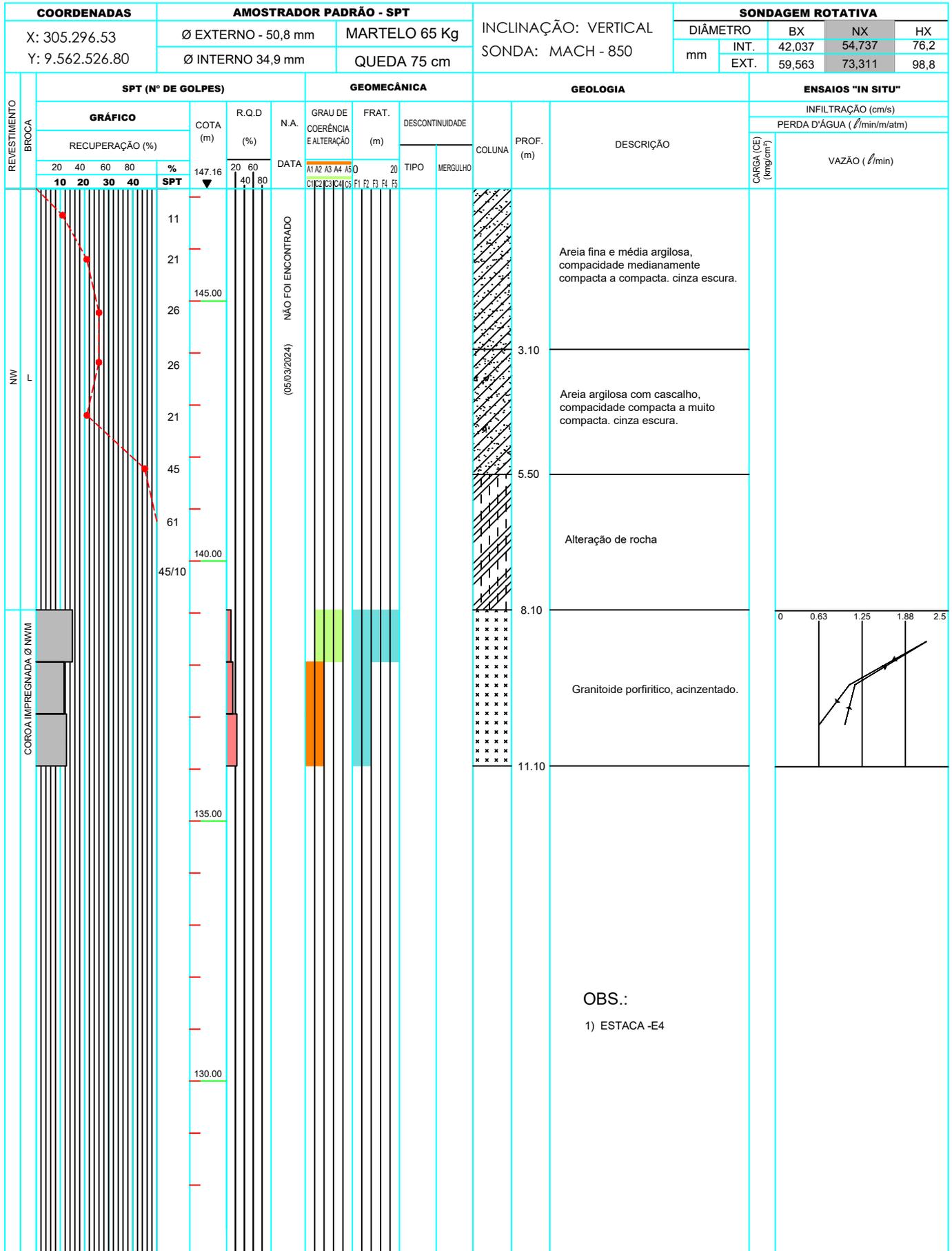
COORDENADAS		AMOSTRADOR PADRÃO - SPT				INCLINAÇÃO: VERTICAL		SONDAGEM ROTATIVA										
E: 305.249.78 N: 9.562.463.88		Ø EXTERNO - 50,8 mm		MARTELO 65 Kg		SONDA: MACH - 850		DIÂMETRO		BX	NX	HX						
		Ø INTERNO 34,9 mm		QUEDA 75 cm				mm	INT.	42,037	54,737	76,2						
								EXT.	59,563	73,311	98,8							
REVESTIMENTO	SPT (Nº DE GOLPES)					GEOMECÂNICA					GEOLOGIA		ENSAIOS "IN SITU"					
	GRÁFICO					COTA (m)	R.Q.D (%)	N.A.	GRAU DE COERÊNCIA	FRAT. (m)	DESCONTINUIDADE		COLUNA	PROF. (m)	DESCRIÇÃO	INFILTRAÇÃO (cm/s)		
	RECUPERAÇÃO (%)										DATA	TIPO				MERGULHO	PERDA D'ÁGUA (l/min/m/atm)	
	20	40	60	80	%			VAZÃO (l/min)										
10	20	30	40	SPT	160.64	20	60	C1	C2	C3	C4	F1	F2	F3	F4	F5	CARGA (CE) (kg/cm²)	
INW	L						160.00	25	NÃO FOI ENCONTRADO					1.38	Silte argiloso com fragmentos de rocha, duro, cinza e vermelho, variegado. (Alteração de Rocha)			
							65/23		(05/03/2024)					6.38	Ortoconglomerado com matriz arcoseca sem acamamento, duro, medianamente coerente a incoerente, extremamente fraturado: fraturas com superfície oxidada (SH//SV), meio granulado, maciço, cinza rosado.			
							155.00								OBS.: 1) ESTACA -E00			
							150.00											
							145.00											

LEGENDA	
	NÍVEL D'ÁGUA
T =	TRADO
L =	LAVAGEM
	RECUPERAÇÃO (%)
	RQD (%)
	GRAU DE INTEMPERISMO
	FRATURA (m)

Cliente: MAX AMBIENTAL	
Obra: BARRAGEM OITIS	
Local: Sítio Oitis - Zona Rural - Mucambo - CE	
SONDAGEM SM-01	ESC. 1:100
DATA 29/05/2024	DESENHO 01
VISTO	



PERFIL DE SONDAGEM SM-02



LEGENDA

NÍVEL D'ÁGUA

T = TRADO

L = LAVAGEM

RECUPERAÇÃO (%)

RQD (%)

GRAU DE INTEMPERISMO

FRATURA (m)

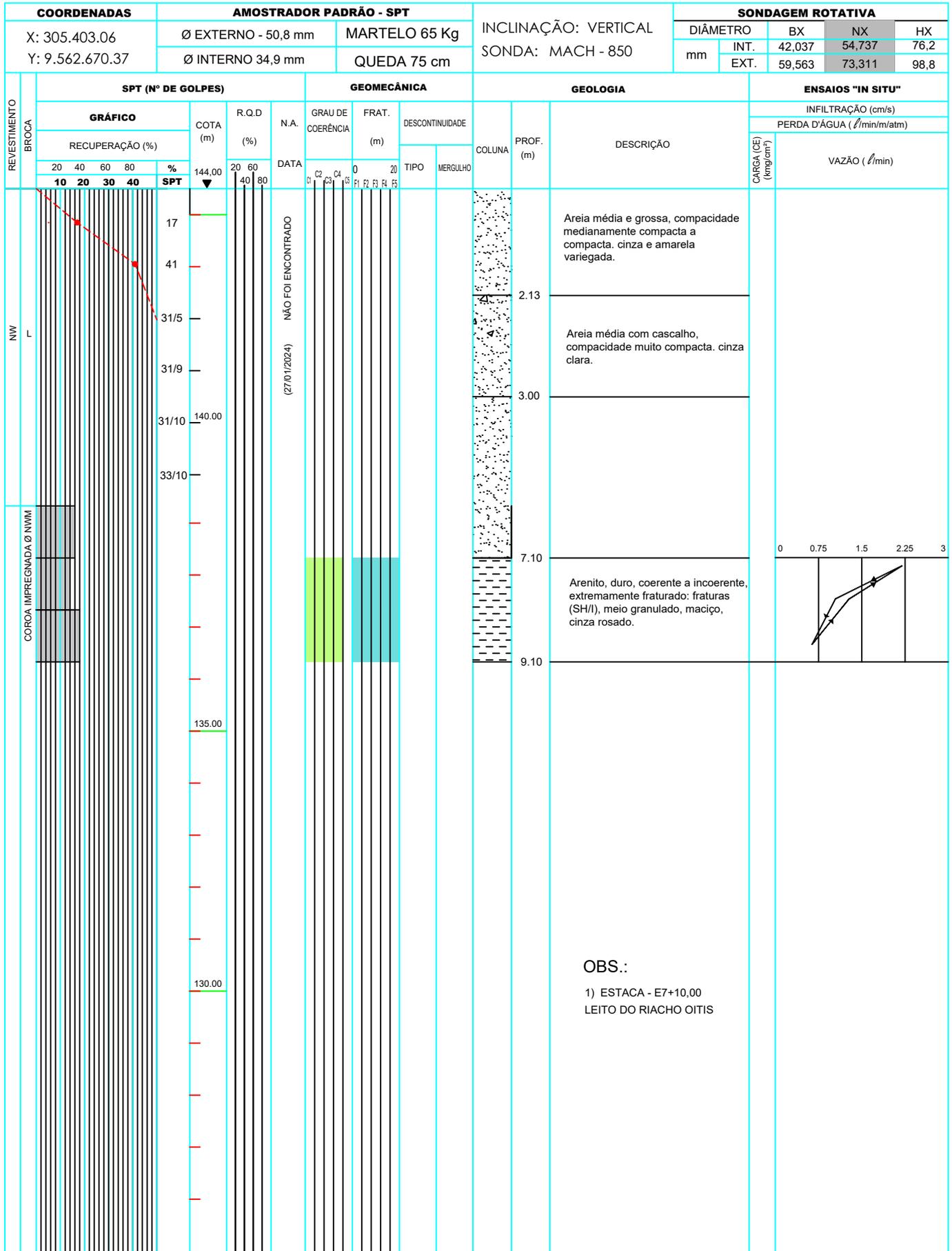
Ciente: MAX AMBIENTAL

Obra: BARRAGEM OITIS

Local: Sítio Oitis - Zona Rural - Mucambo - CE

SONDAGEM SM-02	ESC. 1:100
DATA 05/03/2024	DESENHO 02
	VISTO

PERFIL DE SONDAGEM SM-03



LEGENDA

NÍVEL D'ÁGUA

T = TRADO

L = LAVAGEM

RECUPERAÇÃO (%)

RQD (%)

GRAU DE INTEMPERISMO

FRATURA (m)

Ciente: **MAX AMBIENTAL**

Obra: **BARRAGEM OITIS**

Local: **Sítio Oitis - Zona Rural - Mucambo - CE**

SONDAGEM SM-04 **ESC. 1:100**

DATA 05/03/2024 **DESENHO 04** **VISTO**

GEOS 1970

PERFIL DE SONDAGEM SM-06

COORDENADAS		AMOSTRADOR PADRÃO - SPT				INCLINAÇÃO: VERTICAL		SONDAGEM ROTATIVA																	
X:	Y:	Ø EXTERNO - 50,8 mm		MARTELO 65 Kg		SONDA: MACH - 850		DIÂMETRO		BX	NX	HX													
		Ø INTERNO 34,9 mm		QUEDA 75 cm				mm		INT.	42,037	54,737	76,2												
								EXT.	59,563	73,311	98,8														
REVESTIMENTO BROCA	SPT (Nº DE GOLPES)				GEOMECÂNICA				GEOLOGIA			ENSAIOS "IN SITU"													
	GRÁFICO				COTA (m)	R.Q.D (%)	N.A.	GRAU DE COERÊNCIA	FRAT. (m)	DESCONTINUIDADE		PROF. (m)	DESCRIÇÃO	INFILTRAÇÃO (cm/s)											
	RECUPERAÇÃO (%)									DATA	TIPO			MERGULHO	COLUNA	PERDA D'ÁGUA (ℓ/min/m/atm)									
	20	40	60	80	%												VAZÃO (ℓ/min)								
				10	20	30	40	SPT	▼	20	60	80	0	20	C1	C2	C3	C4	F1	F2	F3	F4	F5	CARGA (CE) (kg/cm²)	
NW	L	COROA IMPREGNADA Ø NMM				NÃO FOI ENCONTRADO (05/03/2024)				---		1.00	Silte argiloso com fragmentos de rocha, vermelho. (Alteração de Rocha)												
										---		3.00	Quartzito com fraturas oxidadas, maciço, rosado.												
										---		6.50	Quartzito sa acamamento com fratura oxidadas, maciço, cinza rosado.												
													OBS.: 1) ESTACA - E18 - 40.00m a Montante (Sangradouro)												

LEGENDA

NÍVEL D'ÁGUA

T = TRADO

L = LAVAGEM

RECUPERAÇÃO (%)

RQD (%)

GRAU DE INTEMPERISMO

FRATURA (m)

Cliente: **MAX AMBIENTAL**

Obra: **BARRAGEM OITIS**

Local: **Sítio Oitis - Zona Rural - Mucambo - CE**

SONDAGEM SM-06	ESC. 1:100
DATA 05/03/2024	DESENHO 06
	VISTO

GEOS 200

PERFIL DE SONDAGEM SM-07

COORDENADAS		AMOSTRADOR PADRÃO - SPT				INCLINAÇÃO: VERTICAL		SONDAGEM ROTATIVA								
X:	Y:	Ø EXTERNO - 50,8 mm		MARTELO 65 Kg		SONDA: MACH - 850		DIÂMETRO		BX	NX	HX				
		Ø INTERNO 34,9 mm		QUEDA 75 cm				mm	INT.	42,037	54,737	76,2				
								EXT.	59,563	73,311	98,8					
REVESTIMENTO	BROCA	SPT (Nº DE GOLPES)				GEO MECÂNICA				GEOLOGIA		ENSAIOS "IN SITU"				
		GRÁFICO				COTA (m)	R.Q.D (%)	N.A.	GRAU DE COERÊNCIA	FRAT. (m)	DESCONTINUIDADE	COLUNA	PROF. (m)	DESCRIÇÃO	INFILTRAÇÃO (cm/s)	
		RECUPERAÇÃO (%)													DATA	
		20 40 60 80 %				20 60 80		C1 C2 C3 C4 C5		F1 F2 F3 F4 F5		TIPO		MERGULHO		CARGA (CE) (kg/cm²)
10 20 30 40 SPT				▼		0 20		0 20								
NW	L	COROA IMPREGNADA Ø N1M1				(05/03/2024) NÃO FOI ENCONTRADO				1.00		Silte argiloso com fragmentos de rocha, cinza e vermelho. (Alteração de Rocha)				
										2.56		Arenito, duro, medianamente coerente e incoerente, extremamente fraturado: fraturas com superfície oxidada (SH//SV), meio granuloso, maciço, cinza rosado.				
										12.50		Silte argiloso com fragmentos de rocha, cinza e vermelho. (Alteração de Rocha)				
												OBS.:				
												1) ESTACA - E18 - 80,00m a Jusante (Sangradouro)				

LEGENDA	
	NÍVEL D'ÁGUA
T =	TRADO
L =	LAVAGEM
	RECUPERAÇÃO (%)
	RQD (%)
	GRAU DE INTEMPERISMO
	FRATURA (m)

Cliente: MAX AMBIENTAL	
Obra: BARRAGEM OITIS	
Local: Sítio Oitis - Zona Rural - Mucambo - CE	
SONDAGEM SM-07	ESC. 1:100
DATA 30/04/2024	DESENHO 07
VISTO	



PERFIL DE SONDAGEM SM-08

COORDENADAS		AMOSTRADOR PADRÃO - SPT				INCLINAÇÃO: VERTICAL		SONDAGEM ROTATIVA								
X:	Y:	Ø EXTERNO - 50,8 mm		MARTELO 65 Kg		SONDA: MACH - 850		DIÂMETRO		BX	NX	HX				
		Ø INTERNO 34,9 mm		QUEDA 75 cm				mm	INT.	42,037	54,737	76,2				
								EXT.	59,563	73,311	98,8					
REVESTIMENTO	SPT (Nº DE GOLPES)					GEOMECÂNICA				GEOLOGIA		ENSAIOS "IN SITU"				
	GRÁFICO					COTA (m)	R.Q.D (%)	N.A.	GRAU DE COERÊNCIA	FRAT. (m)	DESCONTINUIDADE	COLUNA	PROF. (m)	DESCRIÇÃO	INFILTRAÇÃO (cm/s)	
	RECUPERAÇÃO (%)														PERDA D'ÁGUA (l/min/m/atm)	
	20 40 60 80 %					20 60 80		DATA		TIPO		MERGULHO		CARGA (CE) (kg/cm²)	VAZÃO (l/min)	
10 20 30 40 SPT					40 80		0 20		C1 C2 C3 C4 C5		F1 F2 F3 F4 F5					
NW	L	COROA IMPREGNADA Ø 110MM					NÃO FOI ENCONTRADO					(01/05/2024)				
<p>OBS.:</p> <p>1) ESTACA - E18 - 120,00m a Jusante (Sangradouro)</p>																

LEGENDA	
	NÍVEL D'ÁGUA
T =	TRADO
L =	LAVAGEM
	RECUPERAÇÃO (%)
	RQD (%)
	GRAU DE INTEMPERISMO
	FRATURA (m)

Cliente: MAX AMBIENTAL	
Obra: BARRAGEM OITIS	
Local: Sítio Oitis - Zona Rural - Mucambo - CE	
SONDAGEM SM-08	ESC. 1:100
DATA 01/05/2024	DESENHO 08
	VISTO



PERFIL DE SONDAGEM SP-01

COORDENADAS		AMOSTRADOR PADRÃO - SPT				INCLINAÇÃO: VERTICAL		SONDAGEM PERCUSSIVA									
X: 305.463.604 Y: 9.562.686.426		Ø EXTERNO - 50,8 mm		MARTELO 65 Kg		SONDA: MACH - 850		DIÂMETRO		BX		NX		HX			
		Ø INTERNO 34,9 mm		QUEDA 75 cm				mm		INT.		42,037		54,737		76,2	
		EXT.		59,563		73,311		98,8									
REVESTIMENTO	SPT (Nº DE GOLPES)					GEO MECÂNICA					GEOLOGIA			ENSAIOS "IN SITU"			
	GRÁFICO					COTA (m)	R.Q.D (%)	N.A.	GRAU DE COERÊNCIA	FRAT. (m)	DESCONTINUIDADE		COLUNA	PROF. (m)	DESCRIÇÃO	INFILTRAÇÃO (cm/s)	
	RECUPERAÇÃO (%)										TIPO					MERGULHO	
	20 40 60 80 %					20 60 80		DATA		0 20		CARGA (CE) (kg/cm²)		VAZÃO (l/min)			
10 20 30 40 SPT					40 80		C1 C2 C3 C4 C5		F1 F2 F3 F4 F5								
NW	L	59/25					(31/01/2024)	NÃO FOI ENCONTRADO					3.22	Alteração de rocha com presença de micácea, consistência dura, cor cinza escura.			
57/25																	
31/9																	
31/7																	
COROA IMPREGNADA Ø NW/M		OBS.: Sangradouro 1) ESTACA 19 OMBREIRA DIREITA															

LEGENDA	
	NÍVEL D'ÁGUA
T =	TRADO
L =	LAVAGEM
	RECUPERAÇÃO (%)
	RQD (%)
	GRAU DE INTEMPERISMO
	FRATURA (m)

Cliente: MAX AMBIENTAL		
Obra: BARRAGEM OITIS		
Local: Sítio Oitis - Zona Rural - Mucambo - CE		
SONDAGEM SM-05	ESC. 1:100	VISTO
DATA 31/01/2024	DESENHO 06	VISTO



PERFIL DE SONDAGEM SP-02

COORDENADAS		AMOSTRADOR PADRÃO - SPT				INCLINAÇÃO: VERTICAL		SONDAGEM PERCUSSIVA									
X: 305.463.604 Y: 9.562.686.426		Ø EXTERNO - 50,8 mm		MARTELO 65 Kg		SONDA: MACH - 850		DIÂMETRO		BX		NX		HX			
		Ø INTERNO 34,9 mm		QUEDA 75 cm				mm		INT.		42,037		54,737		76,2	
		EXT.		59,563		73,311		98,8									
REVESTIMENTO	BROCA	SPT (Nº DE GOLPES)				GEO MECÂNICA				GEOLOGIA				ENSAIOS "IN SITU"			
		GRÁFICO				COTA (m)	R.Q.D (%)	N.A.	GRAU DE COERÊNCIA	FRAT. (m)	DESCONTINUIDADE		COLUNA	PROF. (m)	DESCRIÇÃO	INFILTRAÇÃO (cm/s)	
		RECUPERAÇÃO (%)									TIPO					MERGULHO	
		20 40 60 80 %				20 60		0 20		0 20		CARGA (CE) (kg/cm²)		VAZÃO (l/min)			
10 20 30 40 SPT				40 80		DATA		C1 C2 C3 C4 C5		F1 F2 F3 F4 F5							
NW	L					59/25	80	N.A.	0	0			3.19	Alteração de rocha com presença de micácea, consistência dura, cor cinza escura.			
						57/25	80	NÃO FOI ENCONTRADO	0	0							
						31/9	80	(31/01/2024)	0	0							
						31/7	80		0	0							
COROA IMPREGNADA Ø NW/M																	
OBS.: Sangradouro 1) ESTACA OMBREIRA DIREITA																	

LEGENDA	
	NÍVEL D'ÁGUA
T =	TRADO
L =	LAVAGEM
	RECUPERAÇÃO (%)
	RQD (%)
	GRAU DE INTEMPERISMO
	FRATURA (m)

Cliente: MAX AMBIENTAL		
Obra: BARRAGEM OITIS		
Local: Sítio Oitis - Zona Rural - Mucambo - CE		
SONDAGEM SM-05	ESC. 1:100	VISTO
DATA 31/01/2024	DESENHO 06	



PERFIL DE SONDAGEM SP-03

COORDENADAS		AMOSTRADOR PADRÃO - SPT				INCLINAÇÃO: VERTICAL		SONDAGEM PERCUSSIVA								
X: 305.463.604 Y: 9.562.686.426		Ø EXTERNO - 50,8 mm		MARTELO 65 Kg		SONDA: MACH - 850		DIÂMETRO		BX	NX	HX				
		Ø INTERNO 34,9 mm		QUEDA 75 cm				mm	INT.	42,037	54,737	76,2				
								EXT.	59,563	73,311	98,8					
REVESTIMENTO	SPT (Nº DE GOLPES)				GEOMECÂNICA				GEOLOGIA			ENSAIOS "IN SITU"				
	GRÁFICO				COTA (m)	R.Q.D (%)	N.A.	GRAU DE COERÊNCIA	FRAT. (m)	DESCONTINUIDADE		COLUNA	PROF. (m)	DESCRIÇÃO	INFILTRAÇÃO (cm/s)	
	RECUPERAÇÃO (%)									TIPO					MERGULHO	
	20 40 60 80 %				20 60 80		DATA		0 20		CARGA (CE) (kg/cm²)		VAZÃO (l/min)			
10 20 30 40 SPT				▼		(31/01/2024)		C1 C2 C3 C4 C5 F1 F2 F3 F4 F5		1.26						
NW	L	51/10				NÃO FOI ENCONTRADO				Arenito, consistência dura, cor amarelo.						
COROA IMPREGNADA Ø NW10													OBS.: OMBREIRA ESQUERDA 1) ESTACA 18,00			

LEGENDA	
	NÍVEL D'ÁGUA
T =	TRADO
L =	LAVAGEM
	RECUPERAÇÃO (%)
	RQD (%)
	GRAU DE INTEMPERISMO
	FRATURA (m)

Cliente: MAX AMBIENTAL		
Obra: BARRAGEM OITIS		
Local: Sítio Oitis - Zona Rural - Mucambo - CE		
SONDAGEM SM-05	ESC. 1:100	VISTO
DATA 31/01/2024	DESENHO 06	VISTO



PERFIL DE SONDAGEM SP-06

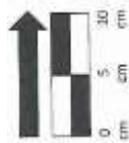
COORDENADAS		AMOSTRADOR PADRÃO - SPT				INCLINAÇÃO: VERTICAL		SONDAGEM PERCUSSIVA									
X: 305.463.604 Y: 9.562.686.426		Ø EXTERNO - 50,8 mm		MARTELO 65 Kg		SONDA: MACH - 850		DIÂMETRO		BX		NX		HX			
		Ø INTERNO 34,9 mm		QUEDA 75 cm				mm		INT.		42,037		54,737		76,2	
		EXT.		59,563		73,311		98,8									
REVESTIMENTO	SPT (Nº DE GOLPES)					GEOMECÂNICA					GEOLOGIA			ENSAIOS "IN SITU"			
	GRÁFICO					COTA (m)	R.Q.D (%)	N.A.	GRAU DE COERÊNCIA	FRAT. (m)	DESCONTINUIDADE		COLUNA	PROF. (m)	DESCRIÇÃO	INFILTRAÇÃO (cm/s)	
	RECUPERAÇÃO (%)										PERDA D'ÁGUA (l/min/m/atm)						
	20 40 60 80 %					20 60 80		DATA		TIPO		MERGULHO	CARGA (CE) (kg/cm²)	VAZÃO (l/min)			
10 20 30 40 SPT					C1 C2 C3 C4 C5		F1 F2 F3 F4 F5		+		+						
NW	L						10	NÃO FOI ENCONTRADO (29/01/2024)	C1 C2 C3 C4 C5	F1 F2 F3 F4 F5	TIPO	MERGULHO	COLUNA	PROF. (m)	DESCRIÇÃO	INFLTRAÇÃO (cm/s)	
COROA IMPREGNADA Ø NMM							27									PERDA D'ÁGUA (l/min/m/atm)	
							38									VAZÃO (l/min)	
							57/25										
<p>OBS.: Sangradouro</p> <p>1) ESTACA</p> <p>OMBREIRA DIREITA</p>																	

LEGENDA	
	NÍVEL D'ÁGUA
T	TRADO
L	LAVAGEM
	RECUPERAÇÃO (%)
	RQD (%)
	GRAU DE INTEMPERISMO
	FRATURA (m)

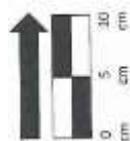
Cliente: MAX AMBIENTAL	
Obra: BARRAGEM OITIS	
Local: Sítio Oitis - Zona Rural - Mucambo - CE	
SONDAGEM SM-05	ESC. 1:100
DATA 29/01/2024	DESENHO 06
VISTO	



	RELATÓRIO FOTOGRÁFICO DOS TESTEMUNHOS		Relatório N°: Final
Obra:	BARRAGEM OITIS		Contrato REF:
Sondagem N°:	SM-01	Caixas:	SONDAGEM ROTATIVA
DIR / INCL:	Vertical	1	



	RELATÓRIO FOTOGRÁFICO DOS TESTEMUNHOS		Relatório N°: Final
Obra:	BARRAGEM OITIS		Contrato REF:
Sondagem N°:	SM-02	Caixas:	SONDAGEM ROTATIVA
DIR / INCL:	Vertical	1	



	RELATÓRIO FOTOGRÁFICO DOS TESTEMUNHOS		Relatório N°: Final
Obra:	BARRAGEM OITIS		Contrato REF:
Sondagem N°:	SM-04	Caixas:	SONDAGEM ROTATIVA
DIR / INCL:	Vertical	1	



	RELATÓRIO FOTOGRÁFICO DOS TESTEMUNHOS		Relatório N°: Final
Obra:	BARRAGEM OITIS		Contrato REF:
Sondagem N°:	SM-03	Caixas:	SONDAGEM ROTATIVA
DIR / INCL:	Vertical	1	



	RELATÓRIO FOTOGRÁFICO DOS TESTEMUNHOS		Relatório N°: Final
Obra:	BARRAGEM OITIS		Contrato REF:
Sondagem N°:	SM-06	Caixas:	SONDAGEM ROTATIVA
DIR / INCL:	Vertical	1	



	RELATÓRIO FOTOGRÁFICO DOS TESTEMUNHOS		Relatório N°: Final
Obra:	BARRAGEM OITIS		Contrato REF:
Sondagem N°:	SM-07	Caixas:	SONDAGEM ROTATIVA
DIR / INCL:	Vertical	1	



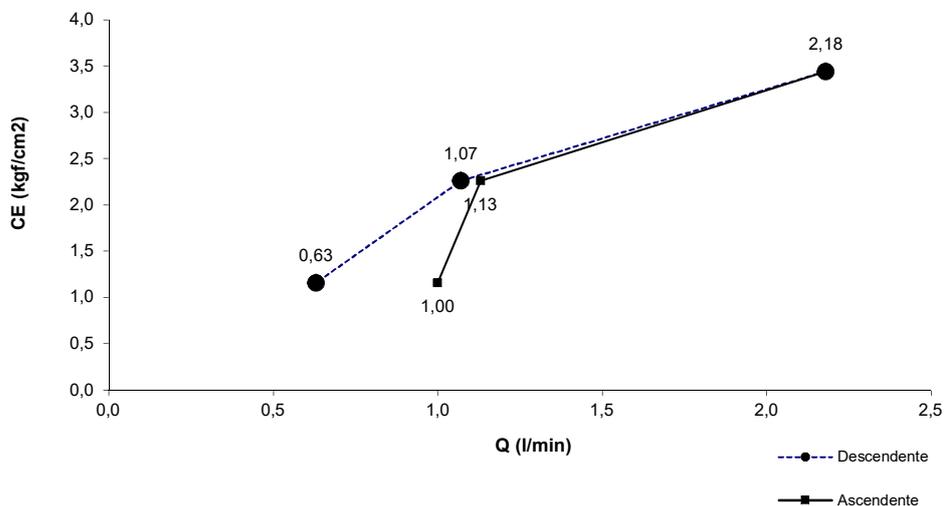
	RELATÓRIO FOTOGRÁFICO DOS TESTEMUNHOS		Relatório N°: Final
Obra:	BARRAGEM OITIS		Contrato REF:
Sondagem N°:	SM-08	Caixas:	SONDAGEM ROTATIVA
DIR / INCL:	Vertical	1	



ENSAIO DE PERDA D'ÁGUA SOB PRESSÃO

INTERESSADO: MAX AMBIENTAL		LOCAL: EST- 14 PÉ DO BARRANCO			MUNICÍPIO: MUCAMBO		FURO: SM-02				
ENSAIO N°	PROFUNDIDADE DO OBTURADOR				TRECHO (m)	ALTURA (h) MANÔMETRO		N.A. (N) ADOTADO	ACIMA N.A. (1)		
01	8,10 a 11,10 m				3,00 m	1,00 m		0,00	ABAIXO N.A. (2) 1		
	FATOR: "F" 0,97 x10 ⁻⁴				COLUNA D'ÁGUA (H/10) 1,06 kg/cm ²	CANALIZAÇÃO FURO DIÂM. COMPRIM. 0,09923 3/4 9,10		DATA: 09/04/24			
PRESSÃO MANOM. kg/cm ²	ABSORÇÕES A CADA 2 MINUTOS					(Q) VAZÃO l/min	PERDA (Pc) DE CARGA kg/cm ²	CARGA (Ce) EFETIVA kg/cm ²	VAZÃO (QE) ESPECÍFICA l/min/m	PERDA (PE) D'ÁGUA ESPEC. l/min/m/kg/cm ²	COEFIC. (K) Permeabilidade cm/s
	2	4	6	8	10						
0,10	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	1,00	0,00	1,16	0,33	0,29	2,80E-05
	2	4	6	8	10						
1,20	2,10	2,40	2,30	2,20	2,30	1,13	0,00	2,26	0,38	0,17	1,62E-05
	2	4	6	8	10						
2,40	4,10	4,50	4,50	4,40	4,30	2,18	0,018	3,44	0,73	0,21	2,06E-05
	2	4	6	8	10						
1,20	2,00	2,20	2,10	2,20	2,20	1,07	0,00	2,26	0,36	0,16	1,54E-05
	2	4	6	8	10						
0,10	1,80	1,00	1,50	1,00	1,00	0,63	0,00	1,16	0,21	0,18	1,76E-05
Média Coeficiente (k) Permeabilidade (cm/s)										1,96E-05	

VAZÃO TOTAL x CARGA EFETIVA



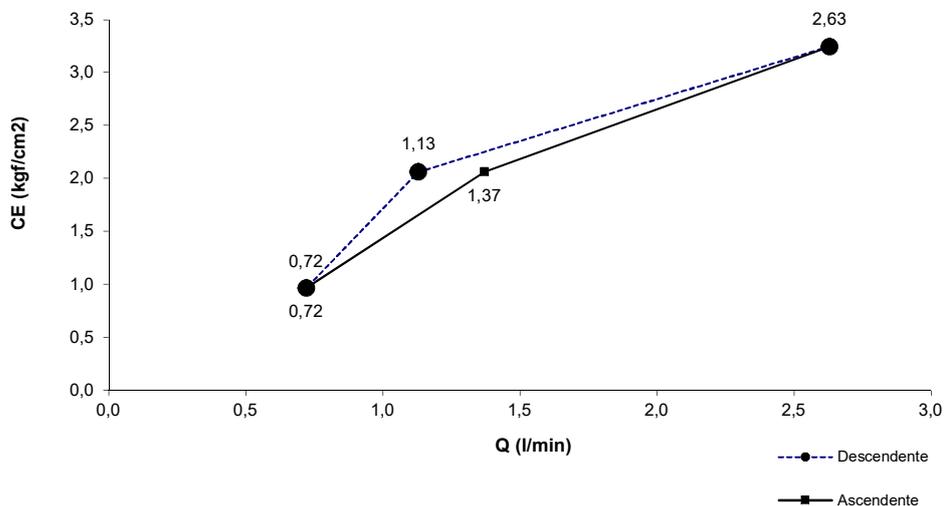
OBSERVAÇÕES / COMENTÁRIOS

01- Diâmetros adotados conforme especificação técnica - Manual de Sondagem da ABGE boletim nº 3, 4ª edição.

ENSAIO DE PERDA D'ÁGUA SOB PRESSÃO

INTERESSADO: MAX AMBIENTAL		LOCAL: EST- 4 PÉ DO BARRANCO			MUNICÍPIO: MUCAMBO		FURO: SM-03				
ENSAIO N°	PROFUNDIDADE DO OBTURADOR		TRECHO (m)	ALTURA (h) MANÔMETRO		N.A. (N) ADOTADO		ACIMA N.A. (1)			
01	6,10	a 9,10 m	3,00 m	1,05 m		0,00		1			
FATOR: "F"	0,97 x10 ⁻⁴		COLUNA D'ÁGUA (H/10)	FURO	CANALIZAÇÃO DIÂM.	COMPRIM.	DATA: 27/02/24				
			0,87 kg/cm ²	0,09923	3/4	7,15					
PRESSÃO MANOM. kg/cm ²	ABSORÇÕES A CADA 2 MINUTOS					(Q) VAZÃO l/min	PERDA (Pc) DE CARGA kg/cm ²	CARGA (Ce) EFETIVA kg/cm ²	VAZÃO (QE) ESPECÍFICA l/min/m	PERDA (PE) D'ÁGUA ESPEC. l/min/m/kg/cm ²	COEFIC. (K) Permeabilidade cm/s
	2	4	6	8	10						
0,10	1,00	1,50	1,80	1,40	1,50	0,72	0,00	0,97	0,24	0,25	2,42E-05
	2	4	6	8	10						
1,20	2,80	2,90	2,70	2,50	2,80	1,37	0,00	2,07	0,46	0,22	2,16E-05
	2	4	6	8	10						
2,40	5,10	5,20	5,20	5,50	5,30	2,63	0,018	3,25	0,88	0,27	2,63E-05
	2	4	6	8	10						
1,20	2,10	2,20	2,20	2,40	2,40	1,13	0,00	2,07	0,38	0,18	1,78E-05
	2	4	6	8	10						
0,10	1,80	1,50	1,50	1,20	1,20	0,72	0,00	0,97	0,24	0,25	2,42E-05
Média Coeficiente (k) Permeabilidade (cm/s)											2,28E-05

VAZÃO TOTAL x CARGA EFETIVA



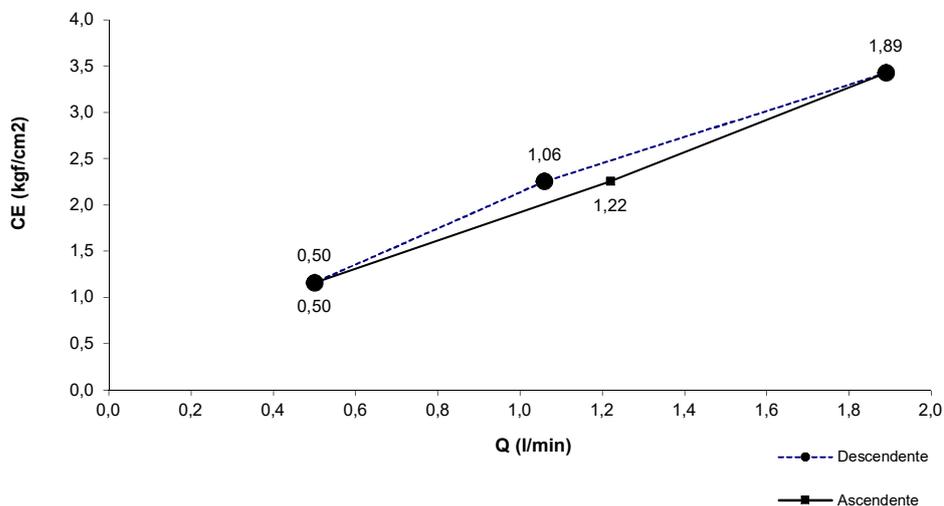
OBSERVAÇÕES / COMENTÁRIOS

01- Diâmetros adotados conforme especificação técnica - Manual de Sondagem da ABGE boletim nº 3, 4ª edição.

ENSAIO DE PERDA D'ÁGUA SOB PRESSÃO

INTERESSADO: MAX AMBIENTAL		LOCAL: EST- 13+10 LEITO DO RIACHO			MUNICÍPIO: MUCAMBO		FURO: SM-04				
ENSAIO N°	PROFUNDIDADE DO OBTURADOR		TRECHO (m)	ALTURA (h) MANÔMETRO		N.A. (N) ADOTADO		ACIMA N.A. (1)			
01	7,27 a 11,77 m		4,50 m	1,10 m		0,00		ABAIXO N.A. (2) 1			
	FATOR: "F" 1,08 x10 ⁻⁴		COLUNA D'ÁGUA (H/10) 1,06 kg/cm ²	CANALIZAÇÃO FURO DIÂM. 3/4		COMPRIM. 8,37		ARTESIAN. (3)			
PRESSÃO MANOM. kg/cm ²	ABSORÇÕES A CADA 2 MINUTOS					(Q) VAZÃO l/min	PERDA (Pc) DE CARGA kg/cm ²	CARGA (Ce) EFETIVA kg/cm ²	VAZÃO (QE) ESPECÍFICA l/min/m	PERDA (PE) D'ÁGUA ESPEC. l/min/m/kg/cm ²	COEFIC. (K) Permeabilidade cm/s
	2	4	6	8	10						
0,10	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	0,00	1,16	0,11	0,10	1,03E-05
	2	4	6	8	10						
1,19	2,00	3,00	2,60	2,40	2,20	1,22	0,00	2,25	0,27	0,12	1,30E-05
	2	4	6	8	10						
2,38	3,50	3,80	3,80	3,90	3,90	1,89	0,018	3,42	0,42	0,12	1,33E-05
	2	4	6	8	10						
1,19	2,00	2,10	2,10	2,20	2,20	1,06	0,00	2,25	0,24	0,10	1,13E-05
	2	4	6	8	10						
0,10	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,50	0,00	1,16	0,11	0,10	1,03E-05
Média Coeficiente (k) Permeabilidade (cm/s)										1,17E-05	

VAZÃO TOTAL x CARGA EFETIVA



OBSERVAÇÕES / COMENTÁRIOS

01- Diâmetros adotados conforme especificação técnica - Manual de Sondagem da ABGE boletim nº 3, 4ª edição.

Atenciosamente



Raimundo Correia da Silva Neto
Geólogo RNP 0608580341

ANEXO 02 – Ensaio de caracterização das jazidas



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ

CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA HIDRÁULICA E AMBIENTAL
LABORATÓRIO DE MECÂNICA DOS SOLOS E PAVIMENTAÇÃO



RELATÓRIO DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO

15/2024

ASSUNTO: Ensaio geotécnicos



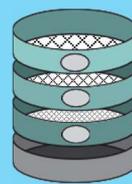
UFC



DEHA



FUNDAÇÃO
ASTEF



LMSP

Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação -

Bloco 703 - 1.º Andar - Centro de Tecnologia

CEP 60440-900- Fone: +55 (85) 3366-9629

SUMÁRIO

SUMÁRIO	2
1 INTRODUÇÃO	3
2 NORMAS ADOTADAS	3
3 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS	4
3.1 ENSAIO DE GRANULOMETRIA POR PENEIRAMENTO.....	4
3.2 ENSAIOS DE LIQUIDEZ E PLASTICIDADE.....	4
3.3 ENSAIO DE COMPACTAÇÃO	5
3.4 ENSAIO DE PERMEABILIDADE.....	5
ANEXO 01 – ENSAIOS DE GRANULOMETRIA	6
ANEXO 02 – LIMITES DE PLASTICIDADE.....	16
ANEXO 03 – ENSAIO DE COMPACTAÇÃO	26
ANEXO 04 – ENSAIO DE PERMEABILIDADE.....	34

1 INTRODUÇÃO

O Laboratório de Mecânica dos Solos e Pavimentação - LMSP da Universidade Federal do Ceará apresenta este documento que trata da descrição da metodologia e resultados dos seguintes ensaios geotécnicos:

- Ensaio de Granulometria por peneiramento;
- Ensaio de Liquidez e Plasticidade;
- Ensaio de compactação.
- Ensaio de permeabilidade.

2 NORMAS ADOTADAS

- ABNT NBR 7181:2016: Solo - Análise granulométrica;
- ABNT NBR 6459/2016: Solo – Determinação do limite de liquidez;
- ABNT NBR 7180/2016: Solo - Determinação do limite de plasticidade;
- ABNT NBR 7182/2016: Solo – Ensaio de compactação Proctor Normal.
- ABNT NBR 14545/2016: Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos à carga variável.
- ABNT NBR 13292/2016: Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos à carga constante.

3 APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

3.1 Ensaio de Granulometria por peneiramento

A Tabela 3-1 apresenta a distribuição granulométrica das amostras ensaiadas. A memória de cálculo dos ensaios de granulometria encontra-se apresentada no Anexo 01.

Tabela 3-1 - Distribuição granulométrica das amostras ensaiadas

Amostra	1"	3/4"	1/2"	3/8"	Nº. 4	Nº. 10	Nº. 16	Nº. 30	Nº. 40	Nº. 100	Nº. 200
	25,40	19,10	12,27	9,52	4,76	2,00	1,19	0,59	0,42	0,15	0,075
JAZIDA 01 – AMOSTRA 01	100	100	100	100	99	89	82	68	63	63	63
JAZIDA 01 – AMOSTRA 02	100	100	100	100	95	74	64	55	52	51	51
JAZIDA 02 – AMOSTRA 01	100	99	98	97	93	84	77	63	57	56	56
JAZIDA 02 – AMOSTRA 02	100	100	100	100	98	92	87	75	70	70	69
JAZIDA 02 – AMOSTRA 03	100	100	100	99	98	91	84	72	66	64	64
JAZIDA 03 – AMOSTRA 01	100	100	97	96	93	84	79	69	65	64	64
JAZIDA 03 – AMOSTRA 02	100	100	100	100	97	78	64	49	44	43	43
JAZIDA 01 – AMOSTRA 01 AREIA	100	99	97	95	89	76	60	28	12	1	1
JAZIDA 01 – AMOSTRA 02 AREIA	100	98	93	91	86	74	60	34	16	1	0

3.2 Ensaios de Liquidez e Plasticidade

A Tabela 3-2 apresenta os resultados dos índices de consistência das amostras ensaiadas e no Anexo 02 são apresentadas as fichas de ensaio.

Tabela 3-2 – Resumo dos ensaios de Atterberg

Amostra	LIMITE DE LIQUIDEZ	LIMITE DE PLASTICIDADE	ÍNDICE DE PLASTICIDADE
	(%)	(%)	(%)
JAZIDA 01 – AMOSTRA 01	24	14	10
JAZIDA 01 – AMOSTRA 02	46	21	25
JAZIDA 02 – AMOSTRA 01	31	22	9
JAZIDA 02 – AMOSTRA 02	30	20	10
JAZIDA 02 – AMOSTRA 03	38	21	17
JAZIDA 03 – AMOSTRA 01	43	28	15
JAZIDA 03 – AMOSTRA 02	39	27	12
JAZ1-AREIA 1	NL	NP	NP
JAZ1- AREIA 2	NL	NP	NP

3.3 Ensaio de Compactação

A Tabela 3-3 apresenta o resumo dos resultados obtidos. No Anexo 03 são apresentados os formulários de cada ensaio.

Tabela 3-3– Resumo dos resultados dos ensaios de compactação

Amostra	Densidade aparente seca máxima (g/cm³)	Umidade ótima (%)
JAZIDA 01 – AMOSTRA 01	1,881	10,4
JAZIDA 01 – AMOSTRA 02	1,712	12,2
JAZIDA 02 – AMOSTRA 01	1,778	12,5
JAZIDA 02 – AMOSTRA 02	1,760	14,5
JAZIDA 02 – AMOSTRA 03	1,738	14,3
JAZIDA 03 – AMOSTRA 01	1,580	18,1
JAZIDA 03 – AMOSTRA 02	1,603	15,0

3.4 Ensaio de Permeabilidade

A Tabela 3-4 apresenta o resumo dos resultados obtidos. No Anexo 04 são apresentados os formulários de cada ensaio.

Tabela 3-4– Resumo dos resultados dos ensaios de permeabilidade

Amostra	Permeabilidade (cm/s)
JAZIDA 01 – AMOSTRA 01	7,8E-05
JAZIDA 02 – AMOSTRA 01	9,6E-05
JAZIDA 02 – AMOSTRA 02	4,3E-06
JAZIDA 03 – AMOSTRA 01	7,6E-07
JAZIDA 02 – AREIA 1 RIACHO TAQUARI	1,2E-03

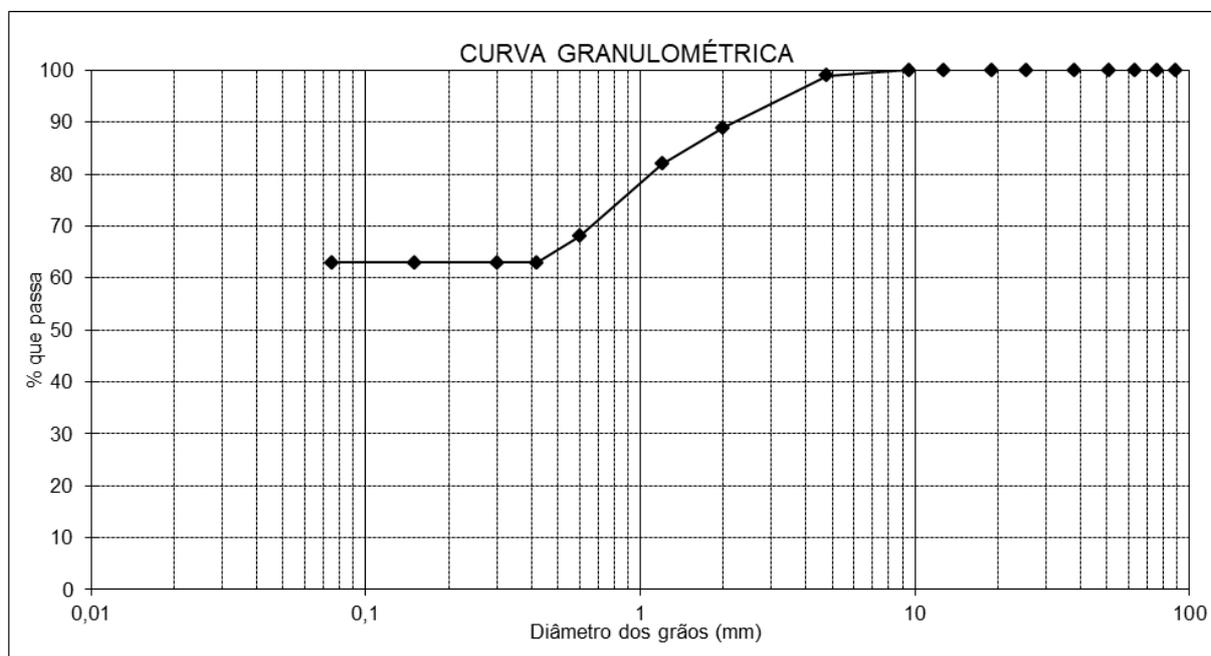
Fortaleza (CE), 13 de março de 2024



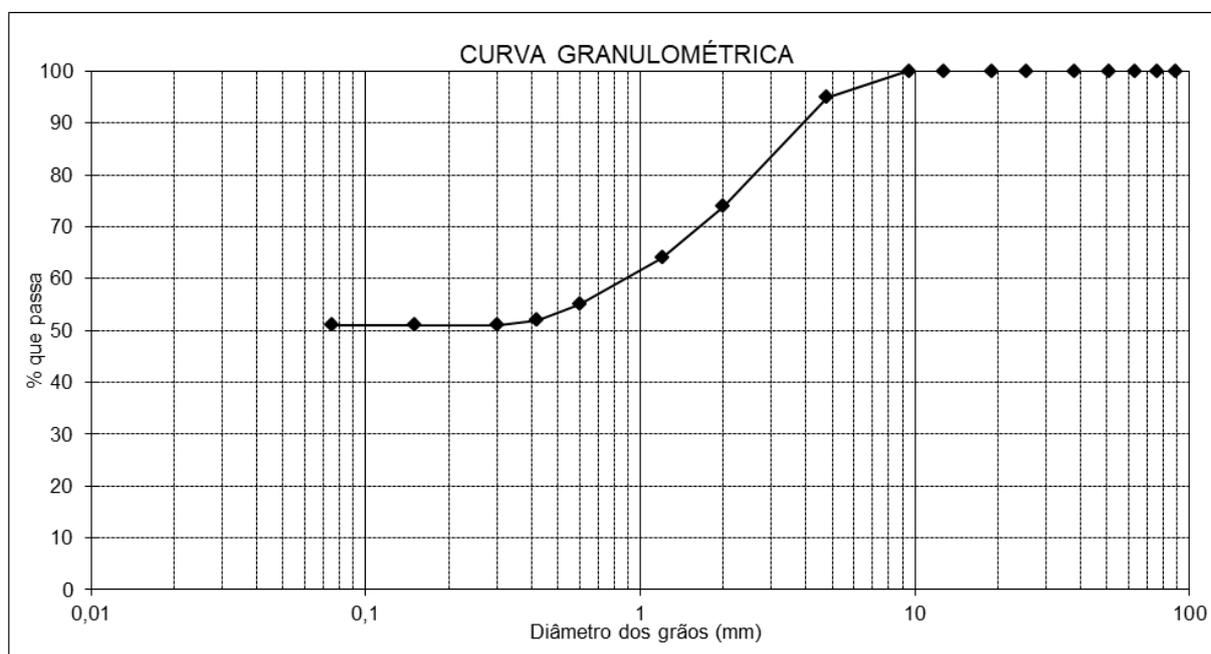
Doutor em Geologia
Laboratório de Mecânica dos Solos

ANEXO 01 – ENSAIOS DE GRANULOMETRIA

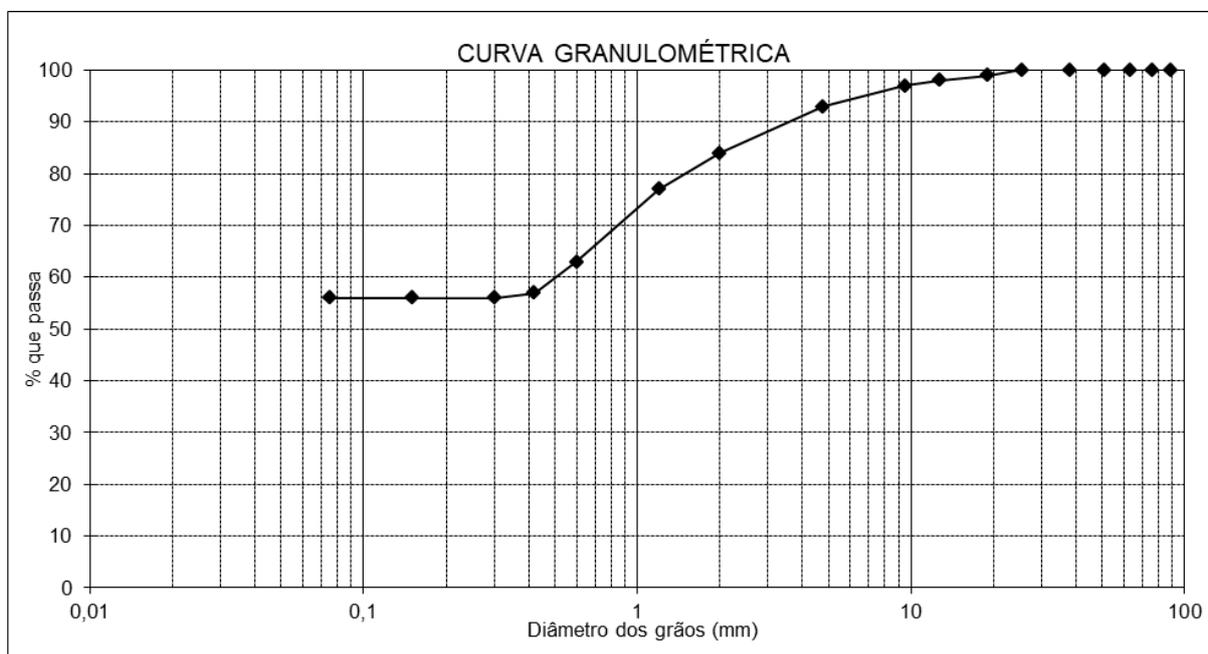
ANÁLISE GRANULOMÉTRICA POR PENEIRAMENTO						
BARRAGEM OITIS MUCAMBO/ GRAÇA - CEARÁ				JAZIDA 1 AM 01		
UMIDADE						
CÁPSULA Nº	1		AMOSTRA TOTAL		TOTAL	
P.b.h.	63,74		P. ÚMIDO		1880,65	
P.b.s.	62,94		P. RETIDO NA # Nº 10		206,35	
Tara	27,30		P.h. PASSA # Nº 10		1674,30	
ÁGUA	0,80		P.s. PASSA # Nº 10		1637,62	
SOLO SECO	35,64		P. AMOSTRA SECA		1843,97	
UMIDADE %	2,24					
P E N E I R A S	PENEIRAS		P.RETIDO	PESO	% PASSA	
	POLEGADAS	mm	PARCIAL (g)	PASSA (g)	AM.TOTAL	
N . G R O S S O	3 1/2"	88,9	0,00	1843,97	100	OBSERVAÇÕES:
	3"	76,2	0,00	1843,97	100	
	2 1/2"	63,3	0,00	1843,97	100	
	2"	50,8	0,00	1843,97	100	
	1 1/2"	38,1	0,00	1843,97	100	
	1"	25,4	0,00	1843,97	100	
	3/4"	19,1	0,00	1843,97	100	
	1/2"	12,7	0,00	1843,97	100	
	3/8"	9,5	0,00	1843,97	100	
	Nº 4	4,76	16,64	1827,33	99	
F I N O	Nº 10	2	189,71	1637,62	89	COMP.GRANULOMÉTRICA (%)
	Nº 16	1,2	8,01	89,80	82	PEDREGULHO: 1
	Nº 30	0,60	14,82	74,98	68	AREIA GROSSA: 10
	Nº 40	0,42	5,30	69,68	63	AREIA MÉDIA: 26
	Nº 50	0,30	0,61	69,07	63	AREIA FINA: 0
	Nº 100	0,15	0,04	69,03	63	SILTE+ARGILA: 63
	Nº 200	0,075	0,02	69,01	63	



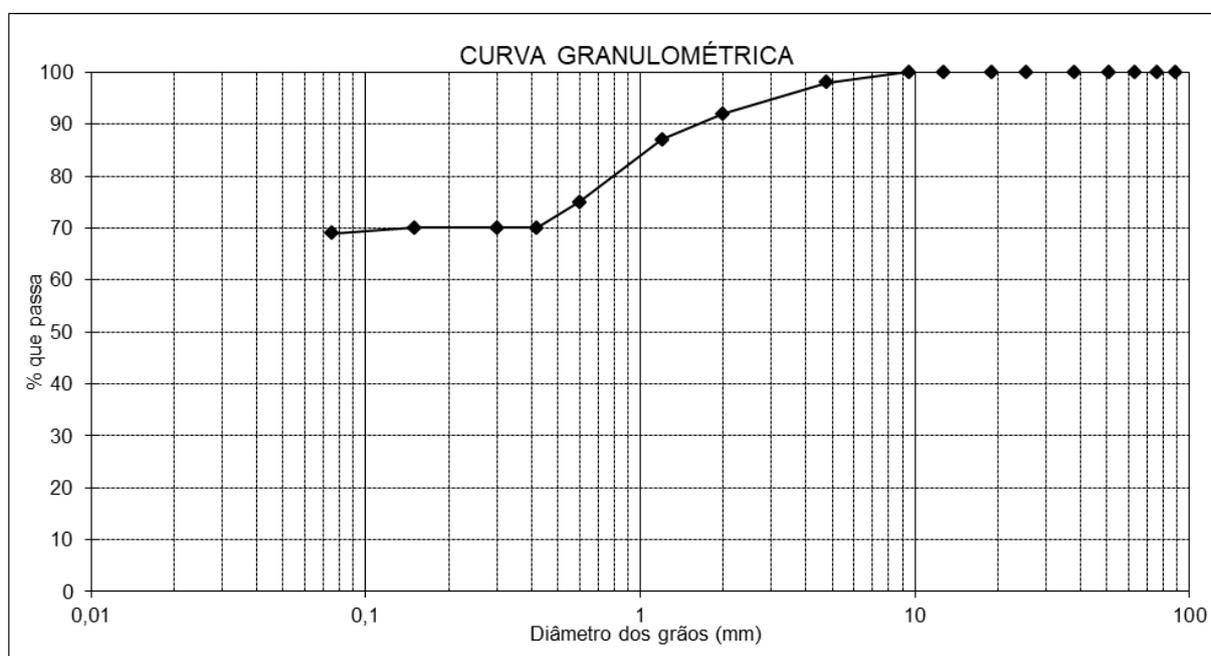
ANÁLISE GRANULOMÉTRICA POR PENEIRAMENTO							
BARRAGEM OITIS MUCAMBO/ GRAÇA - CEARÁ				JAZIDA 1 AM 02			
UMIDADE							
CÁPSULA Nº	1		AMOSTRA TOTAL		TOTAL	PARCIAL	
P.b.h.	58,00		P. ÚMIDO		1809,16		
P.b.s.	56,70		P. RETIDO NA # Nº 10		465,56		
Tara	23,68		P.h. PASSA # Nº 10		1343,60	100,00	
ÁGUA	1,30		P.s. PASSA # Nº 10		1292,67	96,21	
SOLO SECO	33,02		P. AMOSTRA SECA		1758,23	96,21	
UMIDADE %	3,94						
P E N E I R A S	PENEIRAS		P.RETIDO PARCIAL (g)	PESO PASSA (g)	% PASSA AM.TOTAL	OBSERVAÇÕES:	
	POLEGADAS	mm					
N	3 1/2"	88,9	0,00	1758,23	100		COMP.GRANULOMÉTRICA (%) PEDREGULHO: 5 AREIA GROSSA: 21 AREIA MÉDIA: 22 AREIA FINA: 1 SILTE+ARGILA: 51
.	3"	76,2	0,00	1758,23	100		
G	2 1/2"	63,3	0,00	1758,23	100		
R	2"	50,8	0,00	1758,23	100		
O	1 1/2"	38,1	0,00	1758,23	100		
S	1"	25,4	0,00	1758,23	100		
S	3/4"	19,1	0,00	1758,23	100		
O	1/2"	12,7	0,00	1758,23	100		
	3/8"	9,5	0,92	1757,31	100		
	Nº 4	4,76	92,72	1664,59	95		
	Nº 10	2	371,92	1292,67	74		
F I N O	Nº 16	1,2	12,46	83,75	64		
	Nº 30	0,60	12,39	71,36	55		
	Nº 40	0,42	4,10	67,26	52		
	Nº 50	0,30	0,85	66,41	51		
	Nº 100	0,15	0,13	66,28	51		
	Nº 200	0,075	0,07	66,21	51		



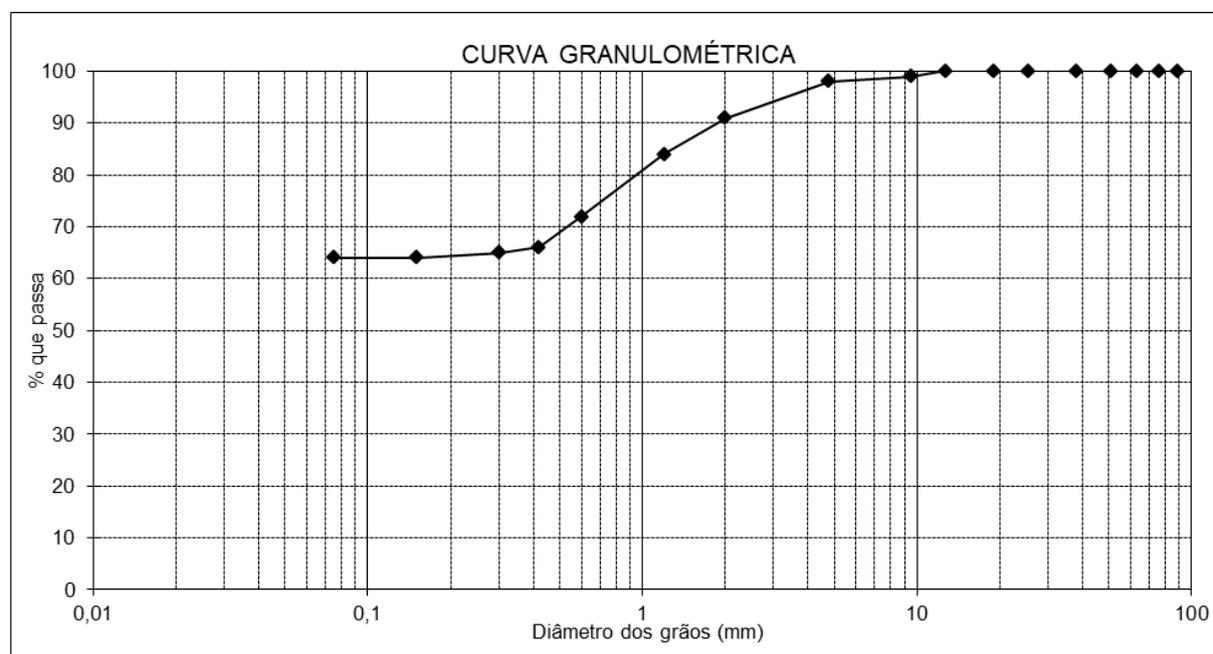
ANÁLISE GRANULOMÉTRICA POR PENEIRAMENTO						
BARRAGEM OITIS MUCAMBO/ GRAÇA - CEARÁ				JAZIDA 2 AM 01		
UMIDADE						
CÁPSULA Nº	1		AMOSTRA TOTAL		TOTAL	PARCIAL
P.b.h.	80,27		P. ÚMIDO		1500,00	
P.b.s.	78,64		P. RETIDO NA # Nº 10		242,14	
Tara	16,11		P.h. PASSA # Nº 10		1257,86	100,00
ÁGUA	1,63		P.s. PASSA # Nº 10		1225,86	97,46
SOLO SECO	62,53		P. AMOSTRA SECA		1468,00	97,46
UMIDADE %	2,61					
P E N E I R A S	PENEIRAS		P.RETIDO PARCIAL (g)	PESO PASSA (g)	% PASSA AM.TOTAL	OBSERVAÇÕES:
	POLEGADAS	mm				
N	3 1/2"	88,9	0,00	1468,00	100	
.	3"	76,2	0,00	1468,00	100	
G	2 1/2"	63,3	0,00	1468,00	100	
R	2"	50,8	0,00	1468,00	100	
O	1 1/2"	38,1	0,00	1468,00	100	
S	1"	25,4	0,00	1468,00	100	
S	3/4"	19,1	15,15	1452,85	99	
O	1/2"	12,7	16,74	1436,11	98	
	3/8"	9,5	19,09	1417,02	97	
	Nº 4	4,76	54,72	1362,30	93	
	Nº 10	2	136,44	1225,86	84	
	Nº 16	1,2	8,50	88,96	77	
	Nº 30	0,60	16,23	72,73	63	
	Nº 40	0,42	6,88	65,85	57	
	Nº 50	0,30	0,73	65,12	56	
	Nº 100	0,15	0,08	65,04	56	
	Nº 200	0,075	0,03	65,01	56	
						COMP.GRANULOMÉTRICA (%)
						PEDREGULHO: 7
						AREIA GROSSA: 9
						AREIA MÉDIA: 27
						AREIA FINA: 1
						SILTE+ARGILA: 56



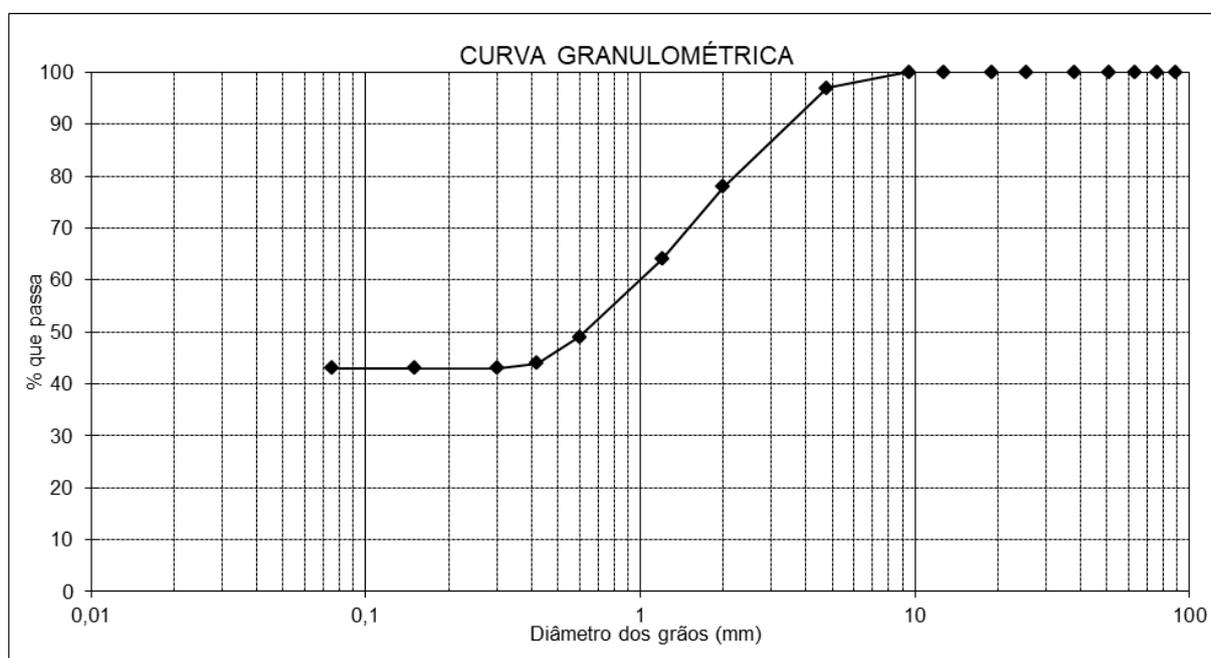
ANÁLISE GRANULOMÉTRICA POR PENEIRAMENTO						
BARRAGEM OITIS MUCAMBO/ GRAÇA - CEARÁ				JAZIDA 2 AM 02		
UMIDADE						
CÁPSULA Nº	1		AMOSTRA TOTAL		TOTAL	PARCIAL
P.b.h.	66,10		P. ÚMIDO		1500,00	
P.b.s.	64,47		P. RETIDO NA # Nº 10		123,31	
Tara	12,97		P.h. PASSA # Nº 10		1376,69	100,00
ÁGUA	1,63		P.s. PASSA # Nº 10		1334,39	96,93
SOLO SECO	51,50		P. AMOSTRA SECA		1457,70	96,93
UMIDADE %	3,17					
P E N E I R A S	PENEIRAS		P.RETIDO	PESO	% PASSA	OBSERVAÇÕES:
	POLEGADAS	mm	PARCIAL (g)	PASSA (g)	AM.TOTAL	
N	3 1/2"	88,9	0,00	1457,70	100	COMP.GRANULOMÉTRICA (%) PEDREGULHO: 2 AREIA GROSSA: 6 AREIA MÉDIA: 22 AREIA FINA: 1 SILTE+ARGILA: 69
.	3"	76,2	0,00	1457,70	100	
G	2 1/2"	63,3	0,00	1457,70	100	
R	2"	50,8	0,00	1457,70	100	
O	1 1/2"	38,1	0,00	1457,70	100	
S	1"	25,4	0,00	1457,70	100	
S	3/4"	19,1	0,00	1457,70	100	
O	1/2"	12,7	0,00	1457,70	100	
	3/8"	9,5	4,50	1453,20	100	
	Nº 4	4,76	31,81	1421,39	98	
	Nº 10	2	87,00	1334,39	92	
F	Nº 16	1,2	5,50	91,43	87	
I	Nº 30	0,60	12,36	79,07	75	
N	Nº 40	0,42	5,17	73,90	70	
	Nº 50	0,30	0,49	73,41	70	
	Nº 100	0,15	0,13	73,28	70	
O	Nº 200	0,075	0,15	73,13	69	



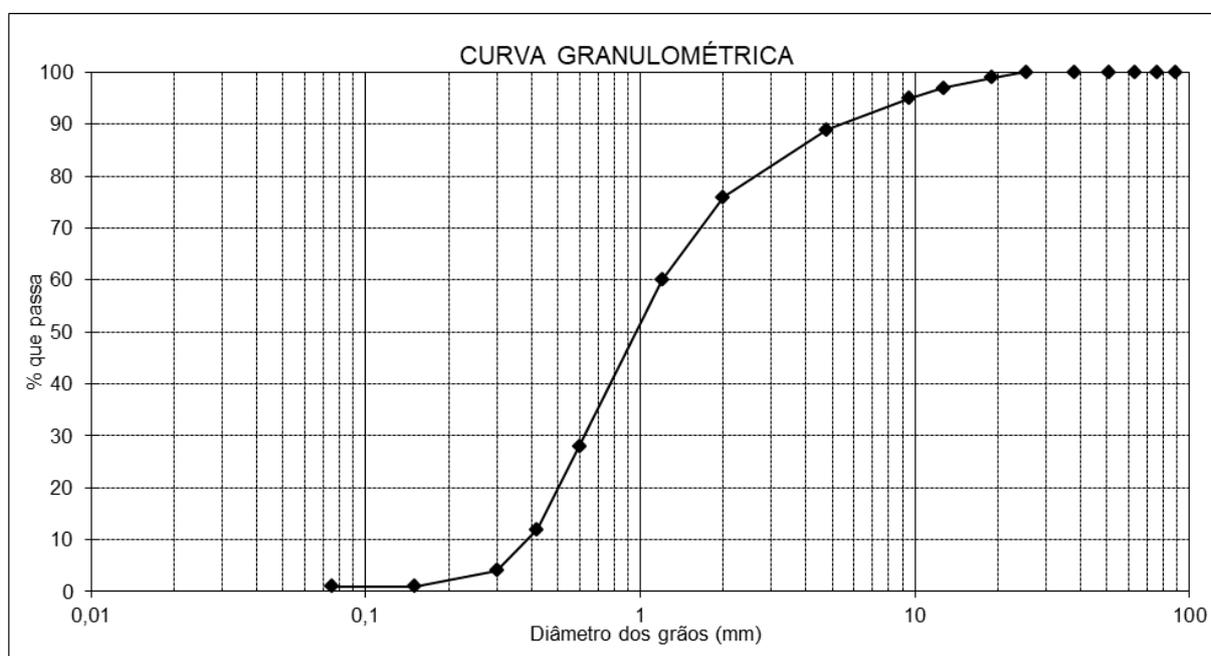
ANÁLISE GRANULOMÉTRICA POR PENEIRAMENTO						
BARRAGEM OITIS MUCAMBO/ GRAÇA - CEARÁ				JAZIDA 2 AM 03		
UMIDADE						
CÁPSULA Nº	1		AMOSTRA TOTAL		TOTAL	PARCIAL
P.b.h.	51,34		P. ÚMIDO		1536,42	
P.b.s.	47,34		P. RETIDO NA # Nº 10		126,10	
Tara	14,55		P.h. PASSA # Nº 10		1410,32	100,00
ÁGUA	4,00		P.s. PASSA # Nº 10		1256,97	89,13
SOLO SECO	32,79		P. AMOSTRA SECA		1383,07	89,13
UMIDADE %	12,20					
P E N E I R A S	PENEIRAS		P.RETIDO	PESO	% PASSA	OBSERVAÇÕES:
	POLEGADAS	mm	PARCIAL (g)	PASSA (g)	AM.TOTAL	
N	3 1/2"	88,9	0,00	1383,07	100	
.	3"	76,2	0,00	1383,07	100	
G	2 1/2"	63,3	0,00	1383,07	100	
R	2"	50,8	0,00	1383,07	100	
O	1 1/2"	38,1	0,00	1383,07	100	
S	1"	25,4	0,00	1383,07	100	
S	3/4"	19,1	0,00	1383,07	100	
O	1/2"	12,7	4,38	1378,69	100	
	3/8"	9,5	3,20	1375,49	99	
	Nº 4	4,76	22,06	1353,43	98	
	Nº 10	2	96,46	1256,97	91	
F	Nº 16	1,2	7,17	81,96	84	
I	Nº 30	0,60	11,58	70,38	72	
N	Nº 40	0,42	5,43	64,95	66	
O	Nº 50	0,30	1,54	63,41	65	
	Nº 100	0,15	0,56	62,85	64	
	Nº 200	0,075	0,23	62,62	64	
COMP.GRANULOMÉTRICA (%)						
PEDREGULHO:					2	
AREIA GROSSA:					7	
AREIA MÉDIA:					25	
AREIA FINA:					2	
SILTE+ARGILA:					64	



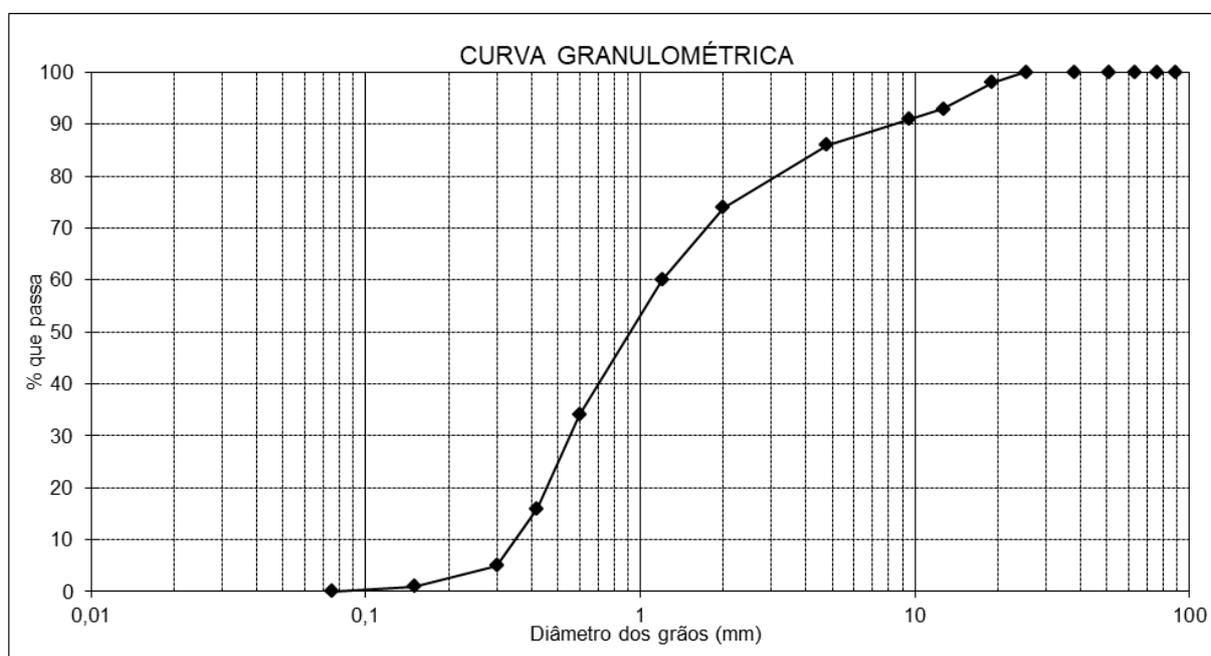
ANÁLISE GRANULOMÉTRICA POR PENEIRAMENTO						
BARRAGEM OITIS MUCAMBO/ GRAÇA - CEARÁ				JAZIDA 3 AM 2		
UMIDADE						
CÁPSULA Nº	1		AMOSTRA TOTAL		TOTAL	PARCIAL
P.b.h.	73,13		P. ÚMIDO		1700,00	
P.b.s.	70,20		P. RETIDO NA # Nº 10		350,12	
Tara	25,87		P.h. PASSA # Nº 10		1349,88	100,00
ÁGUA	2,93		P.s. PASSA # Nº 10		1266,19	93,80
SOLO SECO	44,33		P. AMOSTRA SECA		1616,31	93,80
UMIDADE %	6,61					
P E N E I R A S	PENEIRAS		P.RETIDO	PESO	% PASSA	OBSERVAÇÕES:
	POLEGADAS	mm	PARCIAL (g)	PASSA (g)	AM.TOTAL	
N	3 1/2"	88,9	0,00	1616,31	100	COMP.GRANULOMÉTRICA (%) PEDREGULHO: 3 AREIA GROSSA: 19 AREIA MÉDIA: 34 AREIA FINA: 1 SILTE+ARGILA: 43
.	3"	76,2	0,00	1616,31	100	
G	2 1/2"	63,3	0,00	1616,31	100	
R	2"	50,8	0,00	1616,31	100	
O	1 1/2"	38,1	0,00	1616,31	100	
S	1"	25,4	0,00	1616,31	100	
S	3/4"	19,1	0,00	1616,31	100	
O	1/2"	12,7	0,00	1616,31	100	
	3/8"	9,5	1,90	1614,41	100	
	Nº 4	4,76	47,92	1566,49	97	
	Nº 10	2	300,30	1266,19	78	
F	Nº 16	1,2	16,28	77,52	64	
I	Nº 30	0,60	18,68	58,84	49	
N	Nº 40	0,42	6,08	52,76	44	
	Nº 50	0,30	0,51	52,25	43	
	Nº 100	0,15	0,06	52,19	43	
O	Nº 200	0,075	0,03	52,16	43	



ANÁLISE GRANULOMÉTRICA POR PENEIRAMENTO						
BARRAGEM OITIS MUCAMBO/ GRAÇA - CEARÁ				AREIA JAZIDA 1 AM 1		
UMIDADE						
CÁPSULA Nº	1	AMOSTRA TOTAL		TOTAL	PARCIAL	
P.b.h.	61,46	P. ÚMIDO		1236,75		
P.b.s.	61,35	P. RETIDO NA # Nº 10		299,48		
Tara	22,40	P.h. PASSA # Nº 10		937,27	100,00	
ÁGUA	0,11	P.s. PASSA # Nº 10		934,65	99,72	
SOLO SECO	38,95	P. AMOSTRA SECA		1234,13	99,72	
UMIDADE %	0,28					
P E N E I R A S	PENEIRAS		P.RETIDO	PESO	% PASSA	OBSERVAÇÕES:
	POLEGADAS	mm	PARCIAL (g)	PASSA (g)	AM.TOTAL	
N . G R O S S O	3 1/2"	88,9	0,00	1234,13	100	
	3"	76,2	0,00	1234,13	100	
	2 1/2"	63,3	0,00	1234,13	100	
	2"	50,8	0,00	1234,13	100	
	1 1/2"	38,1	0,00	1234,13	100	
	1"	25,4	0,00	1234,13	100	
	3/4"	19,1	11,10	1223,03	99	
	1/2"	12,7	27,65	1195,38	97	
	3/8"	9,5	26,27	1169,11	95	
	Nº 4	4,76	71,47	1097,64	89	
F I N O	Nº 10	2	162,99	934,65	76	COMP.GRANULOMÉTRICA (%)
	Nº 16	1,2	21,15	78,57	60	PEDREGULHO: 11
	Nº 30	0,60	41,47	37,10	28	AREIA GROSSA: 13
	Nº 40	0,42	21,28	15,82	12	AREIA MÉDIA: 64
	Nº 50	0,30	11,14	4,68	4	AREIA FINA: 11
	Nº 100	0,15	3,46	1,22	1	SILTE+ARGILA: 1
Nº 200	0,075	0,29	0,93	1		



ANÁLISE GRANULOMÉTRICA POR PENEIRAMENTO						
BARRAGEM OITIS MUCAMBO/ GRAÇA - CEARÁ				AREIA JAZIDA 1 AM 2		
UMIDADE						
CÁPSULA Nº	1	AMOSTRA TOTAL		TOTAL	PARCIAL	
P.b.h.	89,07	P. ÚMIDO		1441,25		
P.b.s.	88,97	P. RETIDO NA # Nº 10		376,34		
Tara	15,65	P.h. PASSA # Nº 10		1064,91	100,00	
ÁGUA	0,10	P.s. PASSA # Nº 10		1063,42	99,86	
SOLO SECO	73,32	P. AMOSTRA SECA		1439,76	99,86	
UMIDADE %	0,14					
P E N E I R A S	PENEIRAS		P.RETIDO	PESO	% PASSA	OBSERVAÇÕES:
	POLEGADAS	mm	PARCIAL (g)	PASSA (g)	AM.TOTAL	
N	3 1/2"	88,9	0,00	1439,76	100	
.	3"	76,2	0,00	1439,76	100	
G	2 1/2"	63,3	0,00	1439,76	100	
R	2"	50,8	0,00	1439,76	100	
O	1 1/2"	38,1	0,00	1439,76	100	
S	1"	25,4	0,00	1439,76	100	
S	3/4"	19,1	33,52	1406,24	98	
O	1/2"	12,7	64,83	1341,41	93	
	3/8"	9,5	31,77	1309,64	91	
	Nº 4	4,76	76,03	1233,61	86	
	Nº 10	2	170,19	1063,42	74	
F I N O	Nº 16	1,2	18,35	81,51	60	
	Nº 30	0,60	35,80	45,71	34	
	Nº 40	0,42	23,48	22,23	16	
	Nº 50	0,30	15,37	6,86	5	
	Nº 100	0,15	5,87	0,99	1	
	Nº 200	0,075	0,32	0,67	0	
COMP.GRANULOMÉTRICA (%)						
				PEDREGULHO:	14	
				AREIA GROSSA:	12	
				AREIA MÉDIA:	58	
				AREIA FINA:	16	
				SILTE+ARGILA:	0	



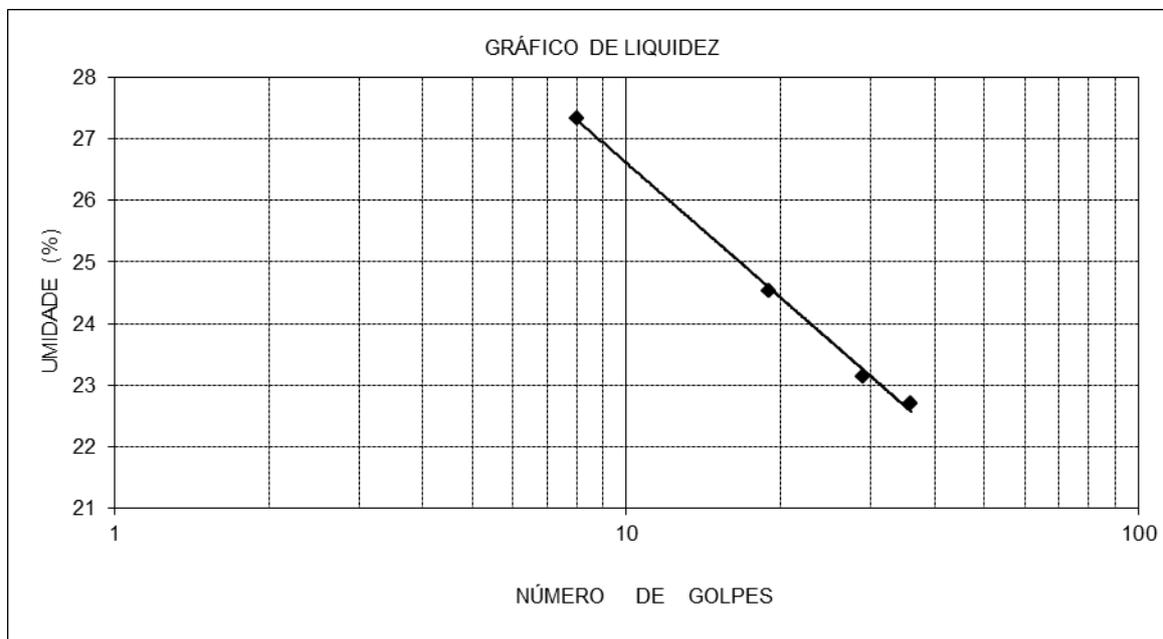
ANEXO 02 – LIMITES DE PLASTICIDADE

ENSAIOS DE LIMITES DE CONSISTÊNCIA

JAZIDA 1 - AMOSTRA 1

LIMITE DE LIQUIDEZ					LIMITE DE PLASTICIDADE				
No. DE GOLPES	36	29	19	8	xxx	xxx	xxx	xxx	xxx
No. CÁPSULA	1	2	3	4	5	6	7	8	8
SOLO+TARA+AGUA (g)	13,15	13,69	13,49	16,23	7,22	7,42	7,14	7,39	7,39
SOLO+TARA (g)	11,87	12,26	12,03	14,13	6,95	7,21	7,03	7,16	7,16
TARA (g)	6,23	6,08	6,08	6,45	5,10	5,72	6,24	5,59	5,59
ÁGUA (g)	1,28	1,43	1,46	2,10	0,27	0,21	0,11	0,23	0,23
SOLO (g)	5,64	6,18	5,95	7,68	1,85	1,49	0,79	1,57	1,57
UMIDADE (%)	22,70	23,14	24,54	27,34	14,59	14,09	13,92	14,65	14,65

LIMITE DE LIQUIDEZ	(LL):	24 %
LIMITE DE PLASTICIDADE	(LP):	14 %
ÍNDICE DE PLASTICIDADE	(IP):	10 %

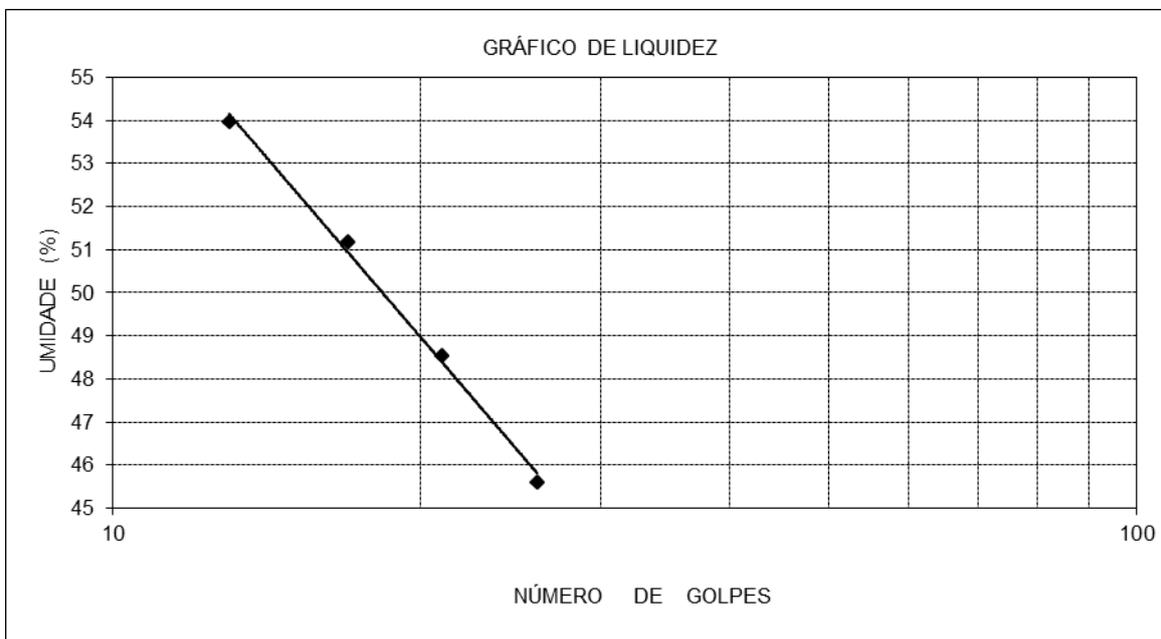


ENSAIOS DE LIMITES DE CONSISTÊNCIA

JAZIDA 1 - AMOSTRA 2

LIMITE DE LIQUIDEZ					LIMITE DE PLASTICIDADE			
No. DE GOLPES	26	21	17	13	xxx	xxx	xxx	xxx
No. CÁPSULA	1	2	3	4	5	6	7	8
SOLO+TARA+AGUA (g)	14,58	13,14	11,94	13,41	7,23	7,53	7,82	7,65
SOLO+TARA (g)	11,88	10,85	9,98	10,95	6,87	7,29	7,62	7,40
TARA (g)	5,96	6,13	6,15	6,39	5,46	5,94	6,64	6,22
ÁGUA (g)	2,70	2,29	1,96	2,46	0,36	0,24	0,20	0,25
SOLO (g)	5,92	4,72	3,83	4,56	1,41	1,35	0,98	1,18
UMIDADE (%)	45,61	48,52	51,17	53,95	25,53	17,78	20,41	21,19

LIMITE DE LIQUIDEZ	(LL):	46 %
LIMITE DE PLASTICIDADE	(LP):	21 %
ÍNDICE DE PLASTICIDADE	(IP):	25 %

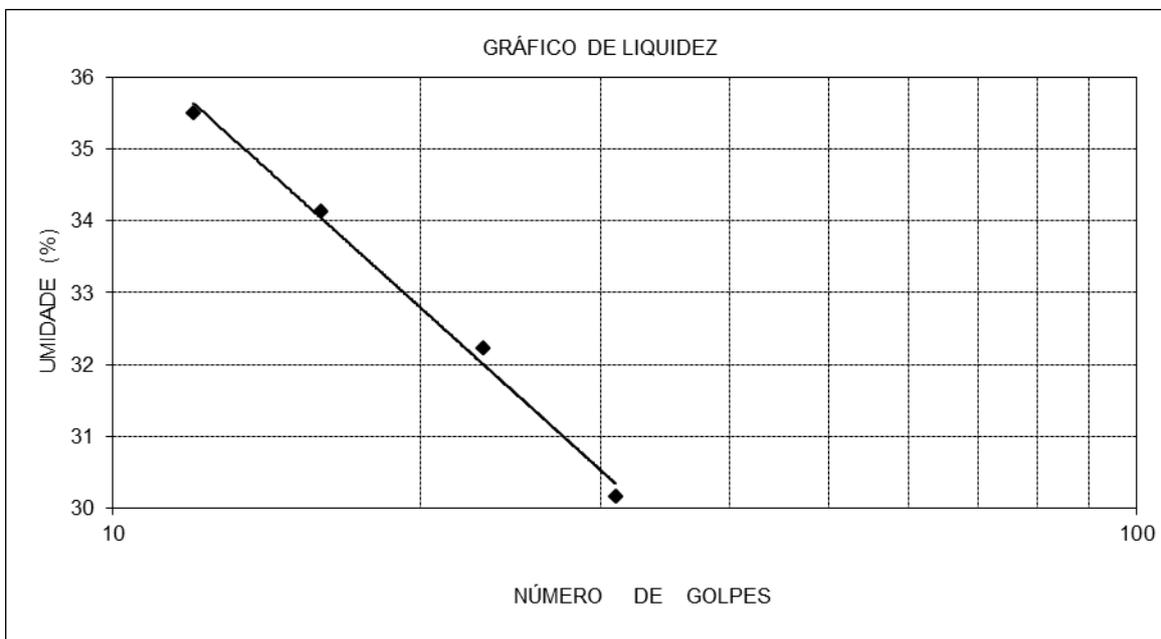


ENSAIOS DE LIMITES DE CONSISTÊNCIA

JAZIDA 2 - AMOSTRA 1

LIMITE DE LIQUIDEZ					LIMITE DE PLASTICIDADE			
No. DE GOLPES	31	23	16	12	xxx	xxx	xxx	xxx
No. CÁPSULA	1	2	3	4	5	6	7	8
SOLO+TARA+AGUA (g)	13,89	14,29	14,11	14,81	7,74	10,61	11,12	10,14
SOLO+TARA (g)	12,65	12,17	12,10	12,47	7,31	10,22	10,22	9,50
TARA (g)	8,54	5,59	6,21	5,88	5,46	8,52	6,21	6,45
ÁGUA (g)	1,24	2,12	2,01	2,34	0,43	0,39	0,90	0,64
SOLO (g)	4,11	6,58	5,89	6,59	1,85	1,70	4,01	3,05
UMIDADE (%)	30,17	32,22	34,13	35,51	23,24	22,94	22,44	20,98

LIMITE DE LIQUIDEZ	(LL):	31 %
LIMITE DE PLASTICIDADE	(LP):	22 %
ÍNDICE DE PLASTICIDADE	(IP):	9 %

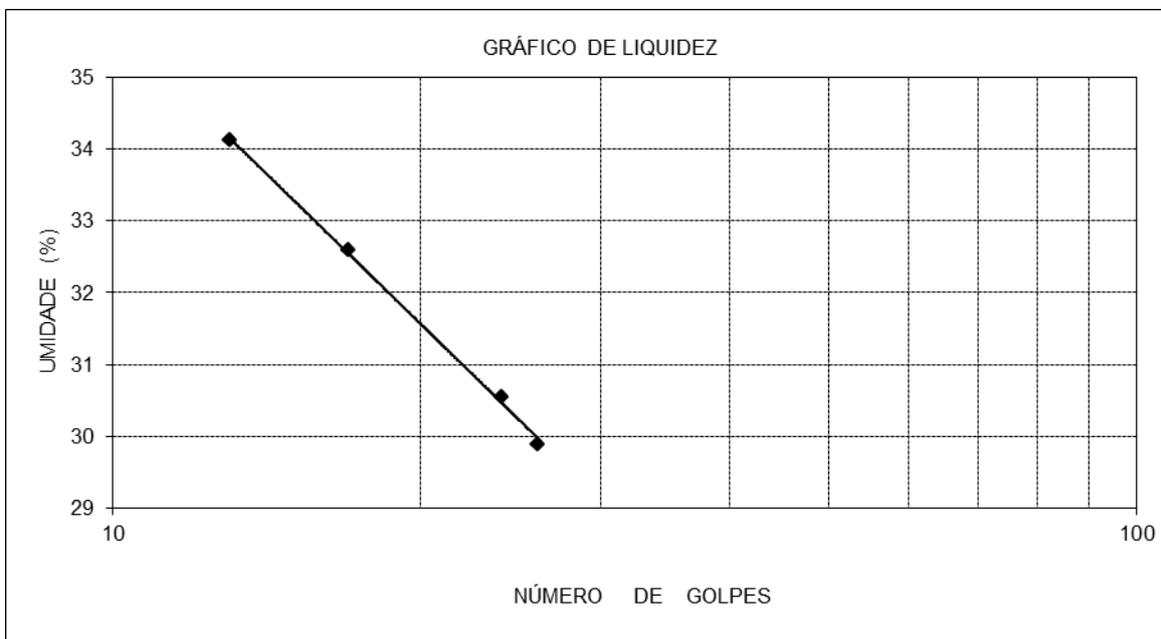


ENSAIOS DE LIMITES DE CONSISTÊNCIA

JAZIDA 2 - AMOSTRA 2

LIMITE DE LIQUIDEZ					LIMITE DE PLASTICIDADE			
No. DE GOLPES	26	24	17	13	xxx	xxx	xxx	xxx
No. CÁPSULA	1	2	3	4	5	6	7	8
SOLO+TARA+AGUA (g)	12,51	13,93	14,41	14,41	8,15	8,48	8,48	7,00
SOLO+TARA (g)	11,06	12,07	12,50	12,24	7,88	8,07	8,09	6,86
TARA (g)	6,21	5,98	6,64	5,88	6,43	6,15	6,18	6,15
ÁGUA (g)	1,45	1,86	1,91	2,17	0,27	0,41	0,39	0,14
SOLO (g)	4,85	6,09	5,86	6,36	1,45	1,92	1,91	0,71
UMIDADE (%)	29,90	30,54	32,59	34,12	18,62	21,35	20,42	19,72

LIMITE DE LIQUIDEZ	(LL):	30 %
LIMITE DE PLASTICIDADE	(LP):	20 %
ÍNDICE DE PLASTICIDADE	(IP):	10 %

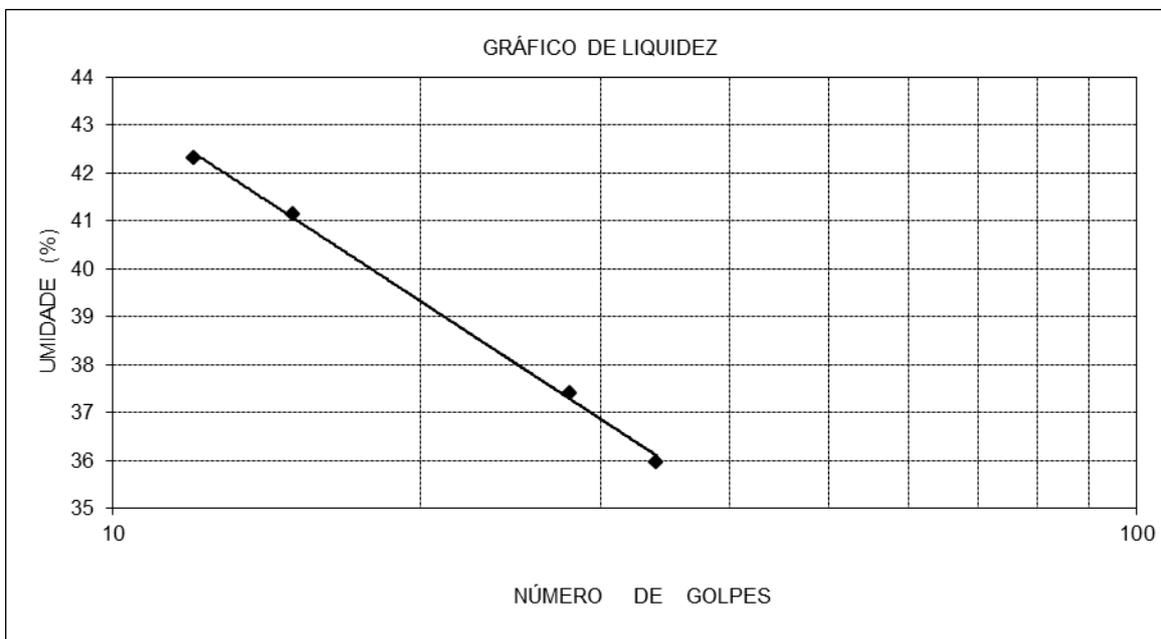


ENSAIOS DE LIMITES DE CONSISTÊNCIA

JAZIDA 2 - AMOSTRA 3

LIMITE DE LIQUIDEZ					LIMITE DE PLASTICIDADE			
No. DE GOLPES	34	28	15	12	xxx	xxx	xxx	xxx
No. CÁPSULA	1	2	3	4	5	6	7	8
SOLO+TARA+AGUA (g)	13,93	13,89	14,40	15,41	7,69	7,43	8,48	8,64
SOLO+TARA (g)	11,79	11,63	12,26	12,68	7,42	7,14	8,09	8,23
TARA (g)	5,84	5,59	7,06	6,23	6,17	5,74	6,18	6,21
ÁGUA (g)	2,14	2,26	2,14	2,73	0,27	0,29	0,39	0,41
SOLO (g)	5,95	6,04	5,20	6,45	1,25	1,40	1,91	2,02
UMIDADE (%)	35,97	37,42	41,15	42,33	21,60	20,71	20,42	20,30

LIMITE DE LIQUIDEZ	(LL):	38 %
LIMITE DE PLASTICIDADE	(LP):	21 %
ÍNDICE DE PLASTICIDADE	(IP):	17 %

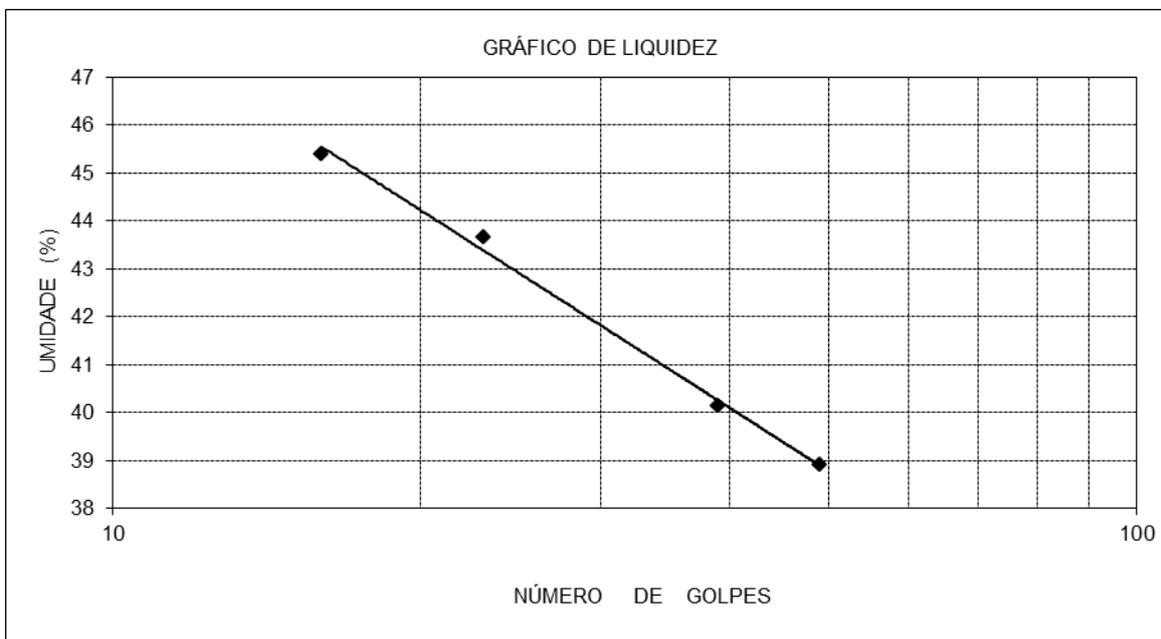


ENSAIOS DE LIMITES DE CONSISTÊNCIA

JAZIDA 3 - AMOSTRA 1

LIMITE DE LIQUIDEZ					LIMITE DE PLASTICIDADE			
No. DE GOLPES	49	39	23	16	xxx	xxx	xxx	xxx
No. CÁPSULA	1	2	3	4	5	6	7	8
SOLO+TARA+AGUA (g)	12,61	13,59	13,63	11,91	7,49	8,22	7,92	8,04
SOLO+TARA (g)	10,98	11,41	11,46	10,09	7,09	7,77	7,63	7,65
TARA (g)	6,79	5,98	6,49	6,08	5,62	6,13	6,64	6,21
ÁGUA (g)	1,63	2,18	2,17	1,82	0,40	0,45	0,29	0,39
SOLO (g)	4,19	5,43	4,97	4,01	1,47	1,64	0,99	1,44
UMIDADE (%)	38,90	40,15	43,66	45,39	27,21	27,44	29,29	27,08

LIMITE DE LIQUIDEZ	(LL):	43 %
LIMITE DE PLASTICIDADE	(LP):	28 %
ÍNDICE DE PLASTICIDADE	(IP):	15 %

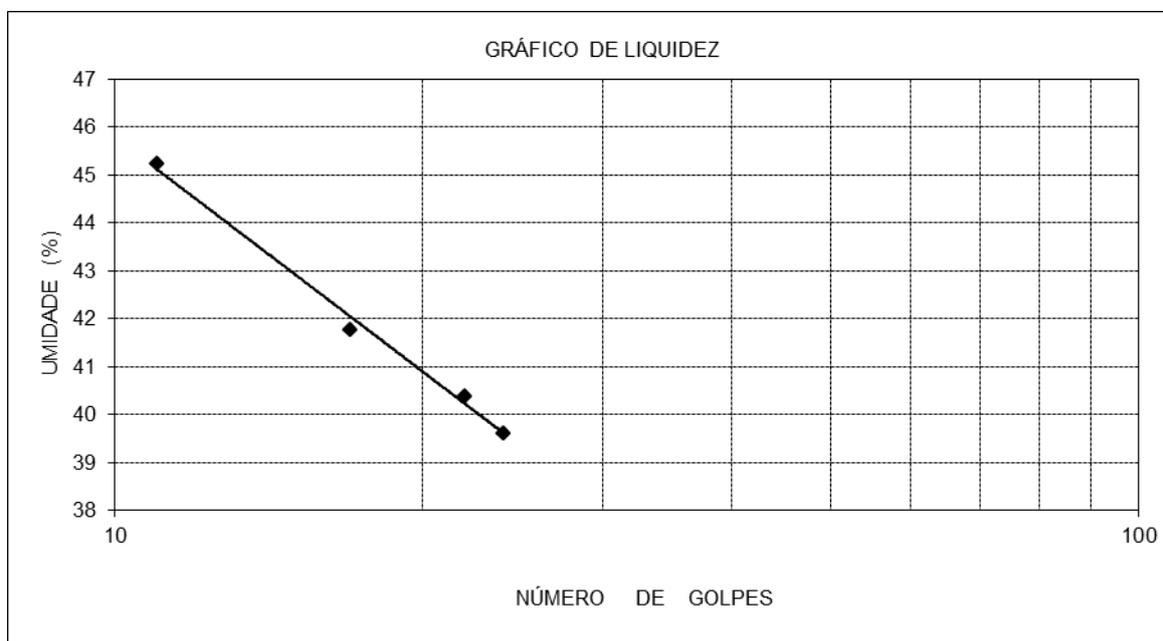


ENSAIOS DE LIMITES DE CONSISTÊNCIA

JAZIDA 3 - AMOSTRA 1

LIMITE DE LIQUIDEZ					LIMITE DE PLASTICIDADE			
No. DE GOLPES	24	22	17	11	xxx	xxx	xxx	xxx
No. CÁPSULA	1	2	3	4	5	6	7	8
SOLO+TARA+AGUA (g)	12,38	10,44	12,72	11,86	8,04	7,92	7,85	7,40
SOLO+TARA (g)	10,32	9,20	10,72	9,87	7,58	7,53	7,48	7,20
TARA (g)	5,12	6,13	5,93	5,47	5,91	6,08	6,08	6,47
ÁGUA (g)	2,06	1,24	2,00	1,99	0,46	0,39	0,37	0,20
SOLO (g)	5,20	3,07	4,79	4,40	1,67	1,45	1,40	0,73
UMIDADE (%)	39,62	40,39	41,75	45,23	27,54	26,90	26,43	27,40

LIMITE DE LIQUIDEZ	(LL):	39 %
LIMITE DE PLASTICIDADE	(LP):	27 %
ÍNDICE DE PLASTICIDADE	(IP):	12 %

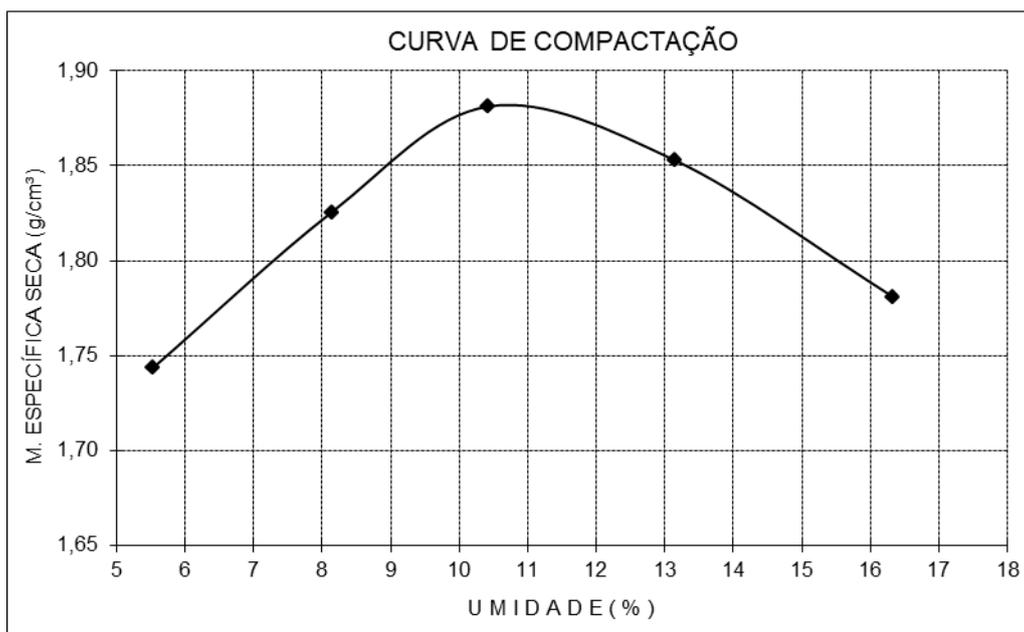


DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE PLASTICIDADE		
JAZ 1 AREIA 1		
LIMITE DE LIQUIDEZ	LIMITE DE PLASTICIDADE	
No. DE GOLPES No. CÁPSULA SOLO+TARA+AGUA (g) SOLO+TARA (g) TARA (g) ÁGUA (g) SOLO (g) UMIDADE (%)	<div style="border: 1px solid black; padding: 10px; transform: rotate(-15deg); display: inline-block;"> NÃO LÍQUIDO </div>	<div style="border: 1px solid black; padding: 10px; transform: rotate(-15deg); display: inline-block;"> NÃO PLÁSTICO </div>
LIMITE DE LIQUIDEZ (LL): NL LIMITE DE PLASTICIDADE (LP): NP ÍNDICE DE PLASTICIDADE (IP): NP		
GRÁFICO DE LIQUIDEZ		

DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE PLASTICIDADE		
JAZ 1 AREIA 2		
LIMITE DE LIQUIDEZ		LIMITE DE PLASTICIDADE
No. DE GOLPES No. CÁPSULA SOLO+TARA+AGUA (g) SOLO+TARA (g) TARA (g) ÁGUA (g) SOLO (g) UMIDADE (%)	NÃO LÍQUIDO	NÃO PLÁSTICO
LIMITE DE LIQUIDEZ (LL): NL LIMITE DE PLASTICIDADE (LP): NP ÍNDICE DE PLASTICIDADE (IP): NP		
GRÁFICO DE LIQUIDEZ		

ANEXO 03 – ENSAIO DE COMPACTAÇÃO

ENSAIO DE COMPACTAÇÃO - PROCTOR NORMAL						
JAZIDA 01 AMOSTRA 01						
RESULTADOS:						
MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA MÁXIMA:						1,881 g/cm ³
UMIDADE ÓTIMA:						10,4 %
CILINDRO No.	p	VOLUME	2104 cm ³	PESO	5434 g	
No. DE GOLPES	12	P.DA AMOSTRA	6000	g		
P. DA AMOSTRA + CILINDRO (g)		9305	9587	9805	9845	9793
PESO DA AMOSTRA (g)		3871	4153	4371	4411	4359
MASSA ESPECÍFICA ÚMIDA (g/cm ³)		1,840	1,974	2,077	2,096	2,072
CÁPSULA No.		2	9	28	52	511
P.BRUTO ÚMIDO (g)		64,52	73,15	122,91	66,08	88,56
P. BRUTO SECO (g)		62,20	69,12	113,51	59,95	77,79
P.DA CÁPSULA (g)		20,25	19,58	23,36	13,35	11,81
ÁGUA (g)		2,32	4,03	9,40	6,13	10,77
SOLO (g)		41,95	49,54	90,15	46,60	65,98
UMIDADE (%)		5,53	8,13	10,43	13,15	16,32
MASSA ESP. SECA (g/cm ³)		1,743	1,825	1,881	1,853	1,781



ENSAIO DE COMPACTAÇÃO - PROCTOR NORMAL

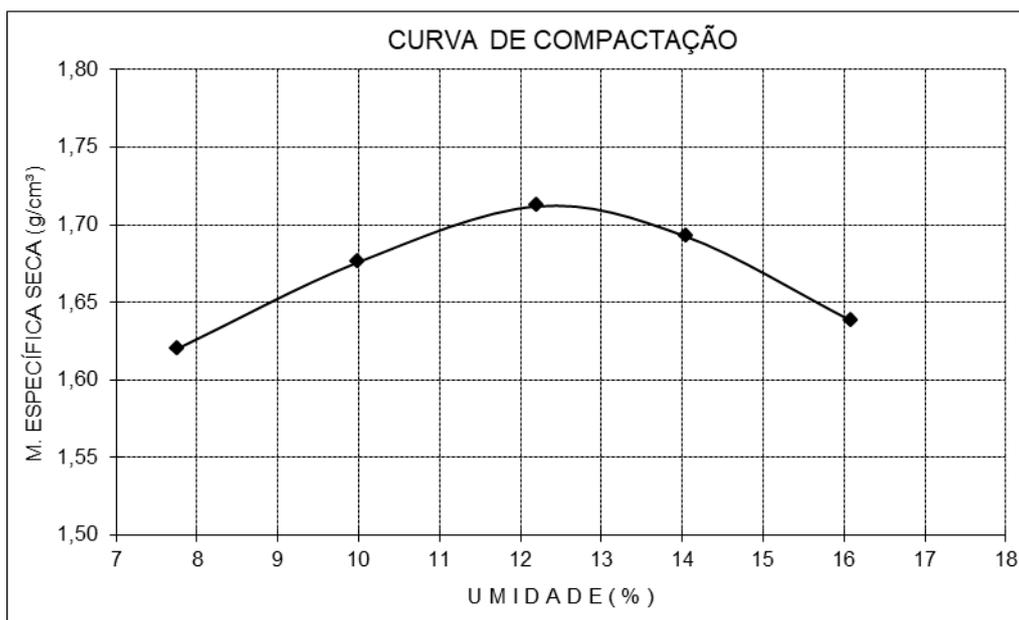
JAZIDA 01 AMOSTRA 02

RESULTADOS:

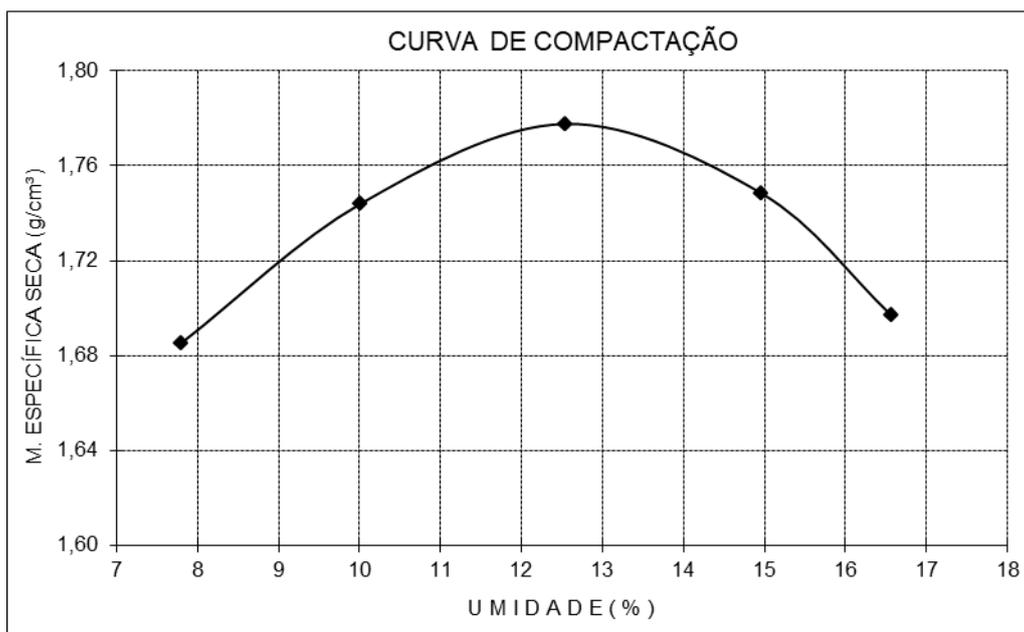
MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA MÁXIMA: 1,712 g/cm³

UMIDADE ÓTIMA: 12,2 %

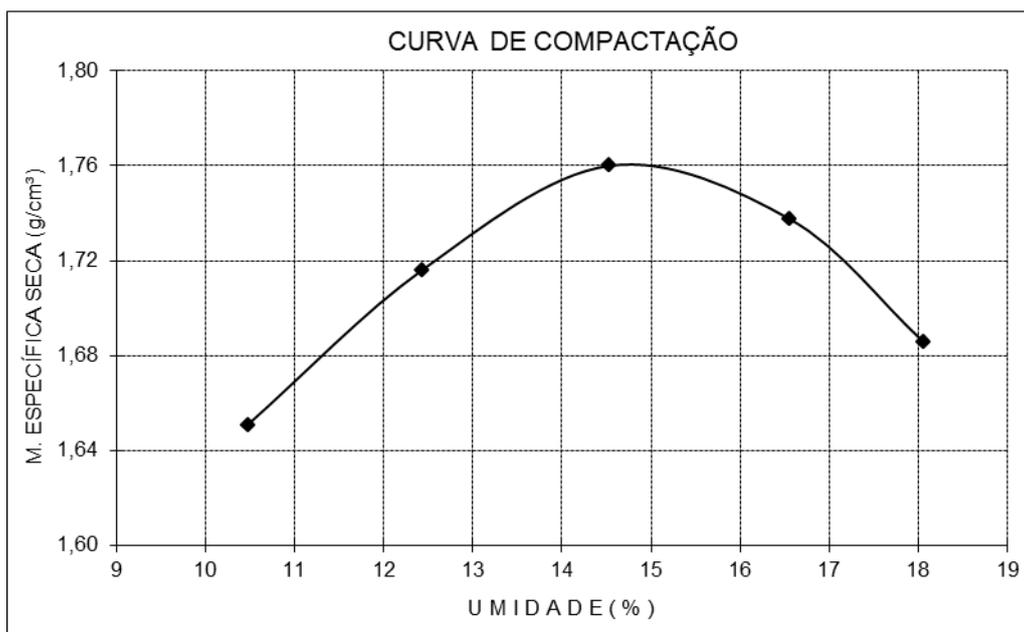
CILINDRO No. <u>p</u>	VOLUME	2104	cm ³	PESO	5434	g
No. DE GOLPES	12	P.DA AMOSTRA		6000	g	
P. DA AMOSTRA + CILINDRO (g)		9106	9312	9475	9495	9435
PESO DA AMOSTRA (g)		3672	3878	4041	4061	4001
MASSA ESPECÍFICA ÚMIDA (g/cm ³)		1,745	1,843	1,921	1,930	1,902
CÁPSULA No.		2	9	28	52	511
P.BRUTO ÚMIDO (g)		59,62	75,41	79,63	72,16	74,51
P. BRUTO SECO (g)		56,86	70,25	72,51	65,78	65,82
P.DA CÁPSULA (g)		21,23	18,59	14,13	20,33	11,81
ÁGUA (g)		2,76	5,16	7,12	6,38	8,69
SOLO (g)		35,63	51,66	58,38	45,45	54,01
UMIDADE (%)		7,75	9,99	12,20	14,04	16,09
MASSA ESP. SECA (g/cm ³)		1,620	1,676	1,712	1,693	1,638



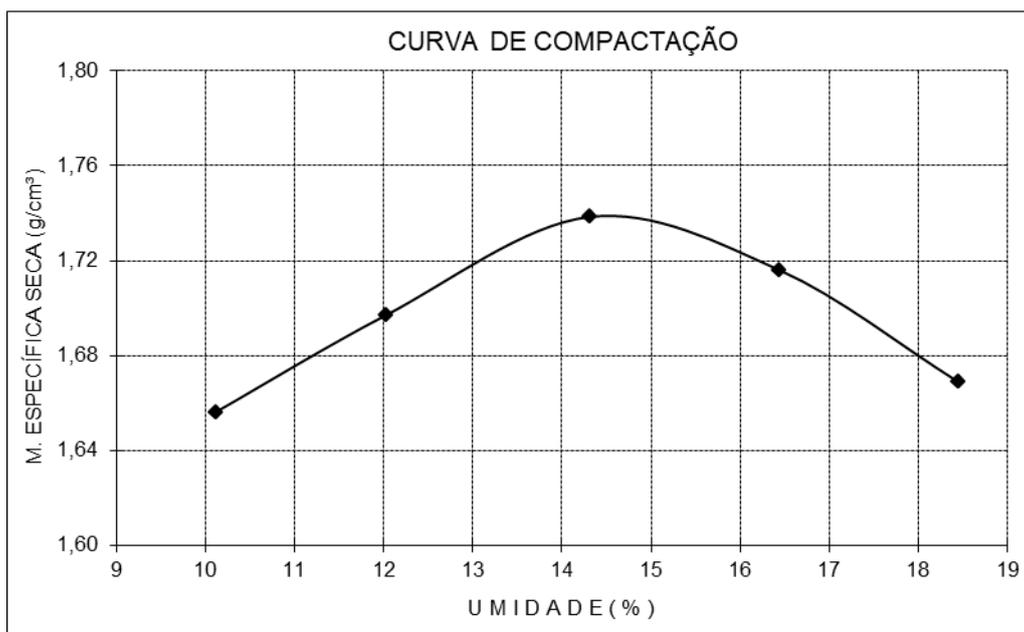
ENSAIO DE COMPACTAÇÃO - PROCTOR NORMAL						
JAZIDA 02 AMOSTRA 01						
RESULTADOS:						
MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA MÁXIMA:						1,778 g/cm ³
UMIDADE ÓTIMA:						12,5 %
CILINDRO No.	p	VOLUME	2104 cm ³	PESO	5434 g	
No. DE GOLPES	12	P.DA AMOSTRA	6000	g		
P. DA AMOSTRA + CILINDRO (g)		9256	9471	9643	9663	9596
PESO DA AMOSTRA (g)		3822	4037	4209	4229	4162
MASSA ESPECÍFICA ÚMIDA (g/cm ³)		1,817	1,919	2,000	2,010	1,978
CÁPSULA No.		2	9	28	52	511
P.BRUTO ÚMIDO (g)		76,52	69,31	117,88	72,14	74,95
P. BRUTO SECO (g)		72,45	64,84	107,38	64,49	67,57
P.DA CÁPSULA (g)		20,25	20,21	23,61	13,35	23,01
ÁGUA (g)		4,07	4,47	10,50	7,65	7,38
SOLO (g)		52,20	44,63	83,77	51,14	44,56
UMIDADE (%)		7,80	10,02	12,53	14,96	16,56
MASSA ESP. SECA (g/cm ³)		1,685	1,744	1,778	1,748	1,697



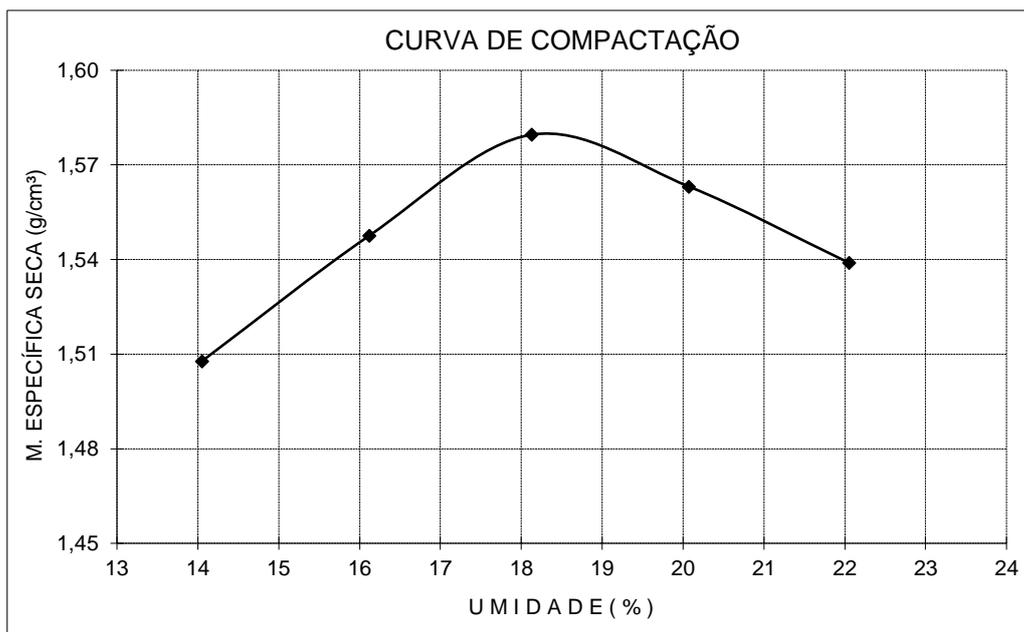
ENSAIO DE COMPACTAÇÃO - PROCTOR NORMAL						
JAZIDA 02 AMOSTRA 02						
RESULTADOS:						
MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA MÁXIMA:						1,760 g/cm ³
UMIDADE ÓTIMA:						14,5 %
CILINDRO No.	p	VOLUME	2104 cm ³	PESO	5434 g	
No. DE GOLPES	12	P.DA AMOSTRA	6000	g		
P. DA AMOSTRA + CILINDRO (g)		9271	9494	9675	9695	9621
PESO DA AMOSTRA (g)		3837	4060	4241	4261	4187
MASSA ESPECÍFICA ÚMIDA (g/cm ³)		1,824	1,930	2,016	2,025	1,990
CÁPSULA No.		2	9	28	52	511
P.BRUTO ÚMIDO (g)		75,44	68,43	81,46	71,25	88,56
P. BRUTO SECO (g)		70,30	63,02	72,81	63,95	76,82
P.DA CÁPSULA (g)		21,22	19,52	13,27	19,85	11,81
ÁGUA (g)		5,14	5,41	8,65	7,30	11,74
SOLO (g)		49,08	43,50	59,54	44,10	65,01
UMIDADE (%)		10,47	12,44	14,53	16,55	18,06
MASSA ESP. SECA (g/cm ³)		1,651	1,716	1,760	1,738	1,686



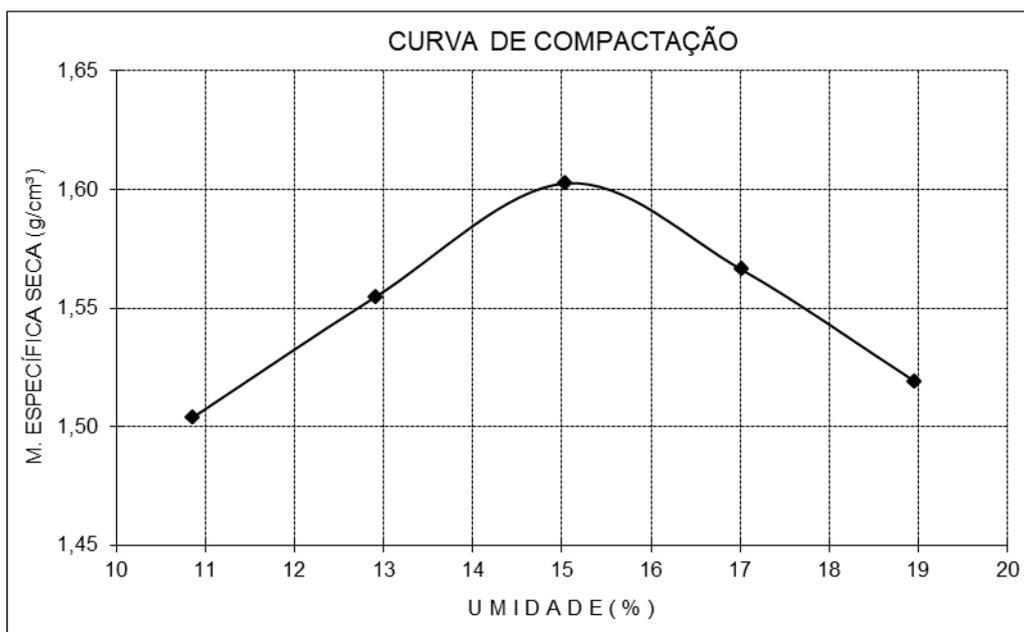
ENSAIO DE COMPACTAÇÃO - PROCTOR NORMAL						
JAZIDA 02 AMOSTRA 03						
RESULTADOS:						
MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA MÁXIMA:						1,738 g/cm ³
UMIDADE ÓTIMA:						14,3 %
CILINDRO No.	p	VOLUME	2104 cm ³	PESO	5434 g	
No. DE GOLPES	12	P.DA AMOSTRA	6000	g		
P. DA AMOSTRA + CILINDRO (g)		9271	9434	9615	9638	9593
PESO DA AMOSTRA (g)		3837	4000	4181	4204	4159
MASSA ESPECÍFICA ÚMIDA (g/cm ³)		1,824	1,901	1,987	1,998	1,977
CÁPSULA No.		2	9	28	52	511
P.BRUTO ÚMIDO (g)		64,52	72,56	105,31	68,51	75,64
P. BRUTO SECO (g)		60,35	66,94	93,79	61,64	65,70
P.DA CÁPSULA (g)		19,12	20,21	13,27	19,85	11,81
ÁGUA (g)		4,17	5,62	11,52	6,87	9,94
SOLO (g)		41,23	46,73	80,52	41,79	53,89
UMIDADE (%)		10,11	12,03	14,31	16,44	18,44
MASSA ESP. SECA (g/cm ³)		1,656	1,697	1,738	1,716	1,669



ENSAIO DE COMPACTAÇÃO - PROCTOR NORMAL						
JAZIDA 03 AMOSTRA 01						
RESULTADOS:						
MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA MÁXIMA:						1,580 g/cm ³
UMIDADE ÓTIMA:						18,1 %
CILINDRO No.	p	VOLUME	2104 cm ³	PESO	5434 g	
No. DE GOLPES	12	P.DA AMOSTRA	6000	g		
P. DA AMOSTRA + CILINDRO (g)		9052	9215	9360	9383	9386
PESO DA AMOSTRA (g)		3618	3781	3926	3949	3952
MASSA ESPECÍFICA ÚMIDA (g/cm ³)		1,720	1,797	1,866	1,877	1,878
CÁPSULA No.		2	9	28	52	511
P.BRUTO ÚMIDO (g)		74,39	63,82	104,80	59,33	72,36
P. BRUTO SECO (g)		67,84	57,67	91,23	52,79	61,42
P.DA CÁPSULA (g)		21,22	19,52	16,38	20,21	11,81
ÁGUA (g)		6,55	6,15	13,57	6,54	10,94
SOLO (g)		46,62	38,15	74,85	32,58	49,61
UMIDADE (%)		14,05	16,12	18,13	20,07	22,05
MASSA ESP. SECA (g/cm ³)		1,508	1,548	1,580	1,563	1,539



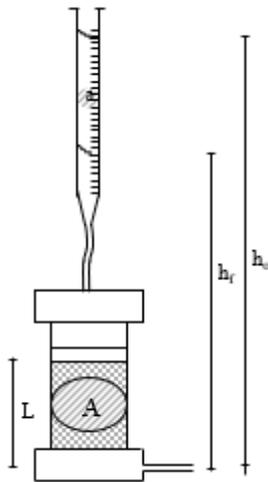
ENSAIO DE COMPACTAÇÃO - PROCTOR NORMAL						
JAZIDA 03 AMOSTRA 02						
RESULTADOS:						
MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA MÁXIMA:						1,603 g/cm ³
UMIDADE ÓTIMA:						15,0 %
CILINDRO No.	p	VOLUME	2104 cm ³	PESO	5434 g	
No. DE GOLPES	12	P.DA AMOSTRA	6000	g		
P. DA AMOSTRA + CILINDRO (g)		8941	9127	9313	9290	9236
PESO DA AMOSTRA (g)		3507	3693	3879	3856	3802
MASSA ESPECÍFICA ÚMIDA (g/cm ³)		1,667	1,755	1,844	1,833	1,807
CÁPSULA No.		2	9	28	52	511
P.BRUTO ÚMIDO (g)		69,85	58,36	112,27	63,57	89,21
P. BRUTO SECO (g)		65,09	54,00	100,59	57,02	78,28
P.DA CÁPSULA (g)		21,22	20,21	22,94	18,52	20,63
ÁGUA (g)		4,76	4,36	11,68	6,55	10,93
SOLO (g)		43,87	33,79	77,65	38,50	57,65
UMIDADE (%)		10,85	12,90	15,04	17,01	18,96
MASSA ESP. SECA (g/cm ³)		1,504	1,555	1,603	1,566	1,519



ANEXO 04 – ENSAIO DE PERMEABILIDADE

ENSAIO DE PERMEABILIDADE COM CARGA VARIÁVEL

JAZIDA 1
AMOSTRA 1



M - MASSA ÚMIDA DO CORPO DE PROVA (g)	998	
L - ESPESSURA DO CORPO DE PROVA (cm)	4,1	
A - ÁREA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DO CORPO DE PROVA (cm ²)	117,81	
γ_s - PESO ESPECÍFICO SECO DO CORPO DE PROVA (g/cm ³)	1,882	
a - ÁREA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DA BURETA (cm ²)	5,62	
CALCULO DA UMIDADE DE COMPACTAÇÃO DO CORPO DE PROVA	TARA	16,78
	P.B.H	68,51
	P.B.S.	63,91
	UMIDADE (%)	9,76

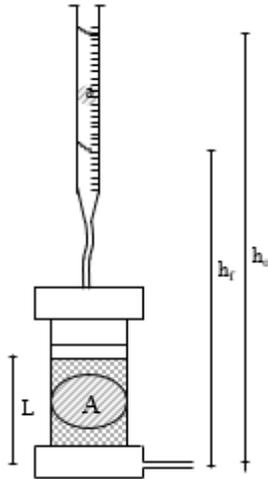
T - TEMPERATURA DO ENSAIO (°C)
 F_c - FATOR DE CORREÇÃO (20°C)
 h_o - ALTURA INICIAL DO NÍVEL D'ÁGUA (cm)
 h_f - ALTURA FINAL DO NÍVEL D'ÁGUA (cm)
 t - TEMPO DECORRIDO DO ENSAIO (s)

RESULTADO: K₂₀ = 7,8E-05 cm/s

LEITURA	TEMPERATURA (°C)	FATOR DE CORREÇÃO	h _o (cm)	h _f (cm)	t (seg)	K ₂₀ (cm/s)
01	29	0,811	145,0	107,8	600	7,8E-05
02	29	0,811	145,0	107,8	600	7,8E-05
03	29	0,811	145,0	107,8	600	7,8E-05
MÉDIA						7,8E-05

ENSAIO DE PERMEABILIDADE COM CARGA VARIÁVEL

JAZIDA 1
AMOSTRA 2



M - MASSA ÚMIDA DO CORPO DE PROVA (g)	860	
L - ESPESSURA DO CORPO DE PROVA (cm)	3,8	
A - ÁREA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DO CORPO DE PROVA (cm ²)	117,81	
γ_s - PESO ESPECÍFICO SECO DO CORPO DE PROVA (g/cm ³)	1,711	
a - ÁREA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DA BURETA (cm ²)	5,62	
CALCULO DA UMIDADE DE COMPACTAÇÃO DO CORPO DE PROVA	TARA	16,24
	P.B.H	72,14
	P.B.S.	66,03
	UMIDADE (%)	12,27

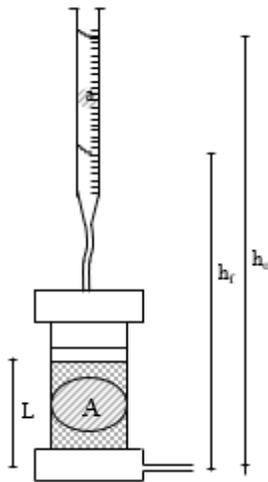
T - TEMPERATURA DO ENSAIO (°C)
 F_c - FATOR DE CORREÇÃO (20°C)
 h_o - ALTURA INICIAL DO NÍVEL D'ÁGUA (cm)
 h_f - ALTURA FINAL DO NÍVEL D'ÁGUA (cm)
 t - TEMPO DECORRIDO DO ENSAIO (s)

RESULTADO: K₂₀ = 4,4E-06 cm/s

LEITURA	TEMPERATURA (°C)	FATOR DE CORREÇÃO	h _o (cm)	h _f (cm)	t (seg)	K ₂₀ (cm/s)
01	29	0,811	145,0	142,4	600	4,4E-06
02	29	0,811	145,0	142,4	600	4,4E-06
03	29	0,811	145,0	142,4	600	4,4E-06
MÉDIA						4,4E-06

ENSAIO DE PERMEABILIDADE COM CARGA VARIÁVEL

JAZIDA 2
AMOSTRA 1



M - MASSA ÚMIDA DO CORPO DE PROVA (g)	800	
L - ESPESSURA DO CORPO DE PROVA (cm)	3,4	
A - ÁREA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DO CORPO DE PROVA (cm ²)	117,81	
γ_s - PESO ESPECÍFICO SECO DO CORPO DE PROVA (g/cm ³)	1,778	
a - ÁREA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DA BURETA (cm ²)	5,62	
CALCULO DA UMIDADE DE COMPACTAÇÃO DO CORPO DE PROVA	TARA	13,84
	P.B.H	59,42
	P.B.S.	54,41
	UMIDADE (%)	12,35

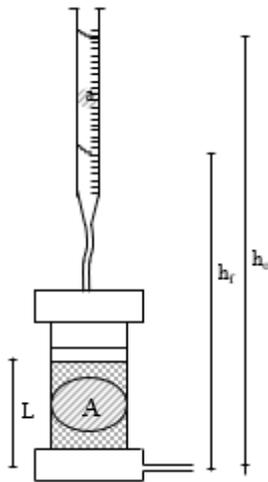
T - TEMPERATURA DO ENSAIO (°C)
 F_c - FATOR DE CORREÇÃO (20°C)
 h_o - ALTURA INICIAL DO NÍVEL D'ÁGUA (cm)
 h_f - ALTURA FINAL DO NÍVEL D'ÁGUA (cm)
 t - TEMPO DECORRIDO DO ENSAIO (s)

RESULTADO: K₂₀ = 9,6E-05 cm/s

LEITURA	TEMPERATURA (°C)	FATOR DE CORREÇÃO	h _o (cm)	h _f (cm)	t (seg)	K ₂₀ (cm/s)
01	29	0,811	145,0	115,0	316	9,6E-05
02	29	0,811	145,0	115,0	316	9,6E-05
03	29	0,811	145,0	115,0	316	9,6E-05
MÉDIA						9,6E-05

ENSAIO DE PERMEABILIDADE COM CARGA VARIÁVEL

JAZIDA 2
AMOSTRA 2



M - MASSA ÚMIDA DO CORPO DE PROVA (g)	810	
L - ESPESSURA DO CORPO DE PROVA (cm)	3,4	
A - ÁREA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DO CORPO DE PROVA (cm ²)	117,81	
γ_s - PESO ESPECÍFICO SECO DO CORPO DE PROVA (g/cm ³)	1,765	
a - ÁREA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DA BURETA (cm ²)	5,62	
CALCULO DA UMIDADE DE COMPACTAÇÃO DO CORPO DE PROVA	TARA	14,65
	P.B.H	68,42
	P.B.S.	61,59
	UMIDADE (%)	14,55

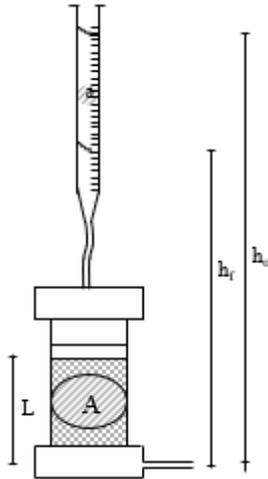
T - TEMPERATURA DO ENSAIO (°C)
 F_c - FATOR DE CORREÇÃO (20°C)
 h_o - ALTURA INICIAL DO NÍVEL D'ÁGUA (cm)
 h_f - ALTURA FINAL DO NÍVEL D'ÁGUA (cm)
 t - TEMPO DECORRIDO DO ENSAIO (s)

RESULTADO: K₂₀ = 4,3E-06 cm/s

LEITURA	TEMPERATURA (°C)	FATOR DE CORREÇÃO	h _o (cm)	h _f (cm)	t (seg)	K ₂₀ (cm/s)
01	29	0,811	145,0	142,2	600	4,3E-06
02	29	0,811	145,0	142,2	600	4,3E-06
03	29	0,811	145,0	142,2	600	4,3E-06
MÉDIA						4,3E-06

ENSAIO DE PERMEABILIDADE COM CARGA VARIÁVEL

JAZIDA 2
AMOSTRA 3



M - MASSA ÚMIDA DO CORPO DE PROVA (g)	962	
L - ESPESSURA DO CORPO DE PROVA (cm)	4,1	
A - ÁREA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DO CORPO DE PROVA (cm ²)	117,81	
γ_s - PESO ESPECÍFICO SECO DO CORPO DE PROVA (g/cm ³)	1,742	
a - ÁREA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DA BURETA (cm ²)	5,62	
CALCULO DA UMIDADE DE COMPACTAÇÃO DO CORPO DE PROVA	TARA	12,47
	P.B.H	60,42
	P.B.S.	54,40
	UMIDADE (%)	14,36

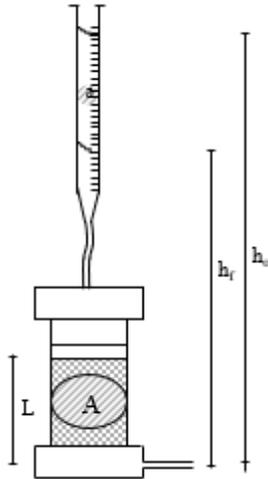
T - TEMPERATURA DO ENSAIO (°C)
 F_c - FATOR DE CORREÇÃO (20°C)
 h_o - ALTURA INICIAL DO NÍVEL D'ÁGUA (cm)
 h_f - ALTURA FINAL DO NÍVEL D'ÁGUA (cm)
 t - TEMPO DECORRIDO DO ENSAIO (s)

RESULTADO: K₂₀ = 1,1E-06 cm/s

LEITURA	TEMPERATURA (°C)	FATOR DE CORREÇÃO	h _o (cm)	h _f (cm)	t (seg)	K ₂₀ (cm/s)
01	29	0,811	145,0	144,0	1020	1,1E-06
02	29	0,811	145,0	144,0	1020	1,1E-06
03	29	0,811	145,0	144,0	1020	1,1E-06
MÉDIA						1,1E-06

ENSAIO DE PERMEABILIDADE COM CARGA VARIÁVEL

JAZIDA 3
AMOSTRA 1



M - MASSA ÚMIDA DO CORPO DE PROVA (g)	750	
L - ESPESSURA DO CORPO DE PROVA (cm)	3,4	
A - ÁREA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DO CORPO DE PROVA (cm ²)	117,81	
γ_s - PESO ESPECÍFICO SECO DO CORPO DE PROVA (g/cm ³)	1,586	
a - ÁREA DA SEÇÃO TRANSVERSAL DA BURETA (cm ²)	5,62	
CALCULO DA UMIDADE DE COMPACTAÇÃO DO CORPO DE PROVA	TARA	14,08
	P.B.H	71,62
	P.B.S.	62,81
	UMIDADE (%)	18,08

T - TEMPERATURA DO ENSAIO (°C)
 F_c - FATOR DE CORREÇÃO (20°C)
 h_o - ALTURA INICIAL DO NÍVEL D'ÁGUA (cm)
 h_f - ALTURA FINAL DO NÍVEL D'ÁGUA (cm)
 t - TEMPO DECORRIDO DO ENSAIO (s)

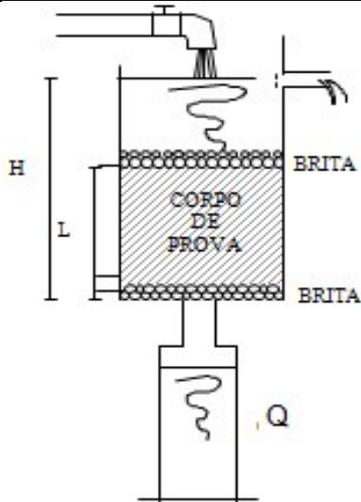
RESULTADO: K₂₀ = 7,6E-07 cm/s

LEITURA	TEMPERATURA (°C)	FATOR DE CORREÇÃO	h _o (cm)	h _f (cm)	t (seg)	K ₂₀ (cm/s)
01	29	0,811	145,0	144,0	1200	7,6E-07
02	29	0,811	145,0	144,0	1200	7,6E-07
03	29	0,811	145,0	144,0	1200	7,6E-07
MÉDIA						7,6E-07

ENSAIO DE PERMEABILIDADE COM CARGA CONSTANTE

RIACHO TAQUARI

JAZIDA 2 - ARIAL 1



Q - VOLUME DE ÁGUA MEDIDO NA PROVETA

L - ALTURA DO CORPO DE PROVA

A - ÁREA DO CORPO DE PROVA

H - CARGA HIDRÁULICA

t - TEMPO DECORRIDO DO ENSAIO

T - TEMPERATURA DO ENSAIO

Fc - FATOR DE CORREÇÃO

300	cm ³
6,50	cm
178,98	cm ²
96,00	cm
300	s
28	°C
0,908	

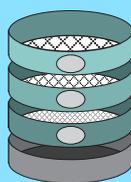
$$K = \frac{Q \cdot L}{A \cdot H \cdot t} \quad (\text{cm/s})$$

AMOSTRA N°	ALTURA L (cm)	Q (cm ³)	t (s)	K (cm/s)
AM 1	6,5	1.500	420	1,2E-03
AM 2	6,5	1.500	422	1,2E-03
AM 3	6,5	1.500	422	1,2E-03
MÉDIA				1,2E-03

$$K = \frac{Q \cdot L}{A \cdot H \cdot t} \quad (\text{cm/s})$$



UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ



LMSP

**Laboratório de Mecânica dos Solos e
Pavimentação**



DEHA



**FUNDAÇÃO
ASTEF**