



GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ  
Secretaria dos Recursos Hídricos



Companhia de Gestão dos Recursos Hídricos

**ELABORAÇÃO DOS ESTUDOS  
DE VIABILIDADE, ESTUDOS  
AMBIENTAIS (EIA-RIMA),  
LEVANTAMENTO CADASTRAL,  
PLANO DE REASSENTAMENTO  
E PROJETO EXECUTIVO DA  
BARRAGEM POÇO COMPRIDO  
NO MUNICÍPIO DE  
SANTA QUITÉRIA, NO  
ESTADO DO CEARÁ**

**FASE C – PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM**

**ETAPA C1 – DETALHAMENTO DO PROJETO  
EXECUTIVO DA BARRAGEM**

**VOLUME 1 – PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM**

**TOMO 3 - MEMÓRIA DE CÁLCULO - TEXTO**

**REVISÃO 3**



NOVEMBRO/2022

**ELABORAÇÃO DOS ESTUDOS DE VIABILIDADE, ESTUDOS AMBIENTAIS (EIA-RIMA), LEVANTAMENTO CADASTRAL, PLANO DE REASSENTAMENTO E PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM POÇO COMPRIDO NO MUNICÍPIO DE SANTA QUITÉRIA, NO ESTADO DO CEARÁ.**

**FASE C – PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM**

**ETAPA C1 – DETALHAMENTO DO PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM**

**VOLUME 1 – PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM**

**Tomo 3 – Memória de Cálculo – Texto**

**Revisão 3**

**NOVEMBRO/2022**

## **GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ**

GOVERNADOR: Maria Izolda Cela de Arruda Coelho

## **SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICOS – SRH**

SECRETÁRIO: Francisco José Coelho Teixeira

## **COMPANHIA DE GESTÃO DOS RECURSOS HÍDRICOS – COGERH**

PRESIDENTE: João Lúcio Farias de Oliveira

DIRETOR DE PLANEJAMENTO: Elano Lamartine Leão Joca

## **COMISSÃO DE FISCALIZAÇÃO (COGERH /SRH)**

Geóloga Zulene Almada Teixeira (COGERH)

Geóloga Lucrécia Nogueira de Sousa (SRH)

Eng<sup>a</sup> Civil Micaella da Silva Teixeira Rodrigues (COGERH)

Eng<sup>a</sup> Civil Mikaelle Duarte Mariano (COGERH)

Geólogo Adahil Pereira de Sena (SRH)

Geóloga Maria Alice Guedes Marques (SRH)

Eng. Agrônomo Moacir de Lima (SRH)

## **EQUIPE DE APOIO (COGERH /SRH)**

Eng. Civil Francisco Alves Veras Júnior (COGERH)

Arquiteto Glauter Magalhães Coutinho (COGERH)

Eng<sup>a</sup> Civil Fernanda de Almeida Furtado (SRH)

Eng<sup>a</sup> Civil Thaíza Alves Fernandes (SRH)

Geógrafa Albeniza Barbosa Cavalcante (SRH)

Eng. Agrônomo Luis Carlos Rocha Mota (SRH)

Eng. Agrônomo Francisco Plutarco Sousa Lima (SRH)

## **EQUIPE TÉCNICA IBI/TPF**

Eng. Civil Iuri José Alves de Macedo

Eng. Civil Adonai de Souza Porto

Eng. Civil Orinaldo Sérgio Oliveira Freitas

Eng. Civil Flávio Lage Rocha

Eng<sup>a</sup> Civil Ivelise Marconi Strozberg

Eng. Civil Victor Costa Porto

Eng. Civil Hypérides Pereira de Macedo

Economista Naimar Gonçalves Barroso Severiano

Eng<sup>a</sup> Agrônoma Maria Vilalba Alves de Macedo

Economista Raimundo Eduardo Silveira Fontenele

<b>Rev.</b>	<b>Data</b>	<b>Por</b>	<b>Aprov.</b>	<b>Descrição das Revisões</b>
00	31/05/2022	Ornaldo Freitas	Iuri Macedo	Emissão Inicial
01	05/09/2022	Ornaldo Freitas	Iuri Macedo	Revisão geral conforme solicitado pela Comissão de Fiscalização
02	21/10/2022	Ornaldo Freitas	Iuri Macedo	Revisão geral conforme solicitado pela Comissão de Fiscalização
02	04/11/2022	Ornaldo Freitas	Iuri Macedo	Revisão geral conforme solicitado pela Comissão de Fiscalização

## APRESENTAÇÃO

## APRESENTAÇÃO

O presente documento é parte integrante do relatório denominado **Projeto Executivo da Barragem** e compõe um dos produtos do Projeto da Barragem Poço Comprido, a ser construída no Município de Santa Quitéria, no Estado do Ceará, objeto do Contrato Nº009/2019/COGERH/CE, que tem como objetivo a “ ELABORAÇÃO DOS ESTUDOS DE VIABILIDADE, ESTUDOS AMBIENTAIS (EIA-RIMA), LEVANTAMENTO CADASTRAL, PLANO DE REASSENTAMENTO E PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM POÇO COMPRIDO, NO MUNICÍPIO DE SANTA QUITÉRIA, NO ESTADO DO CEARÁ”, firmado entre a Companhia de Gestão dos Recursos Hídricos - COGERH e o CONSÓRCIO IBI/TPF, como decorrência da citada empresa ter sido vencedora do processo licitatório previsto no Edital de Concorrência Pública Nº 20170001/COGERH/CCC.

Os estudos desenvolvidos, em atendimento aos Termos de Referência, são constituídos por atividades multidisciplinares que permitem a elaboração de relatórios específicos organizados em Partes, Volumes e Tomos. As partes e tomos que compõem o acervo do contrato são apresentados na sequência:

### FASE A – ESTUDOS DE VIABILIDADE

ETAPA A1 – ESTUDOS DE ALTERNATIVAS DE LOCALIZAÇÃO DA BARRAGEM – RELATÓRIO DE IDENTIFICAÇÃO DA OBRA – RIO E ESTUDO DE VIABILIDADE AMBIENTAL (EVA)

- Volume 1 - Relatório de Identificação de Obras – RIO
  - Tomo 1 – Estudos de Alternativas de Localização da Barragem
  - Tomo 1A – Desenhos
  - Tomo 2 – Estudos de Viabilidade Ambiental da Barragem Poço Comprido – EVA

ETAPA A2 – ESTUDOS BÁSICOS E ANTEPROJETO DA BARRAGEM

- Volume 1 – Estudos Básicos
- Tomo 1 – Topografia – Textos
- Tomo 1A – Topografia – Desenhos
- Tomo 2 – Cartografia – Textos
- Tomo 3 – Hidrologia – Textos
- Tomo 4 – Geologia e Geotecnia – Textos
- Tomo 4.1 – Estudo dos Materiais Construtivos - Texto
- Tomo 4A – Geologia e Geotecnia – Sondagens e Ensaio Barragem e Vertedouro – Anexos I

- Tomo 4A – Geologia e Geotecnia – Ensaios das Jazidas – Anexos II.
- Volume 2 – Anteprojeto da Barragem
  - Tomo 1 – Relatório do Anteprojeto da Barragem
  - Tomo 1A – Desenhos e Plantas
  - Tomo 1B – Memória de Cálculos

#### ETAPA A3 – RELATÓRIO FINAL DE VIABILIDADE (RFV)

- Volume 1 – Relatório Final de Viabilidade

### **FASE B – ESTUDOS AMBIENTAIS, LEVANTAMENTO CADASTRAL E PLANO DE REASSENTAMENTO**

#### ETAPA B1 – ESTUDOS DOS IMPACTOS NO MEIO AMBIENTE (EIA/RIMA)

- Volume 1 – Estudo de Impacto Ambiental – EIA
  - Tomo 1 – Relatório dos Estudos Básicos
  - Tomo 2 – Relatório do Diagnóstico Ambiental
  - Tomo 3 – Relatório da identificação a avaliação dos impactos ambientais
  - Tomo 4 – Minuta do Relatório Final do EIA/RIMA
  - Tomo 5 – Relatório Final do EIA/RIMA aprovado pela SEMACE

#### ETAPA B2 – LEVANTAMENTO CADASTRAL E PLANO DE REASSENTAMENTO

- Volume 1 – Levantamento Cadastral
  - Tomo 1 – Relatório Geral
  - Tomo 2 – Laudos Individuais de Avaliação
  - Tomo 3 – Levantamentos Topográficos
- Volume 2 – Plano de Reassentamento
  - Tomo 1 – Diagnóstico
  - Tomo 2 – Relatório contendo a identificação e seleção de áreas destinadas a relocação da população e levantamento das infraestruturas atingidas
  - Tomo 3 – Relatório do Projeto Básico das Infraestruturas a ser relocadas – Plano de Relocação
  - Tomo 4 – Relatório Final da Relocação, Remanejamento da População e Infraestruturas

## **FASE C – PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM**

### ETAPA C1 – DETALHAMENTO DO PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM

- Volume 1 – Projeto Executivo da Barragem
- Tomo 1 – Memorial Descritivo
- Tomo 2 – Desenhos
- **Tomo 3 – Memória de Cálculo – Texto**
- Tomo 3A – Anexos
- Tomo 4 – Especificações Técnicas e Normas de Medição e Pagamento
- Tomo 5 – Quantitativos e Orçamento
- Tomo 6 – Relatório Síntese

### ETAPA C2 – INSTRUIR A ELABORAÇÃO DO CERTIFICADO DA SUSTENTABILIDADE DE OBRA HÍDRICA – CERTOH

O presente relatório refere-se ao **Volume 1 – Projeto Executivo da Barragem - Tomo 3 – Memória de Cálculo – Texto** da Barragem Poço Comprido e tem por objetivo geral, apresentar os cálculos inerentes ao dimensionamento do projeto executivo da referida barragem.

## ÍNDICE

## ÍNDICE

<b>1 - INTRODUÇÃO .....</b>	<b>17</b>
1.1 - ANTECEDENTES HISTÓRICOS DO PROJETO .....	18
1.2 - LOCALIZAÇÃO E ACESSOS .....	19
1.3 - CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E TÉCNICAS DA BARRAGEM POÇO COMPRIDO .....	21
1.3.1 - Curva Cota x Área x Volume .....	23
<b>2 - DIMENSIONAMENTO DAS OBRAS .....</b>	<b>26</b>
2.1 - GENERALIDADES .....	26
2.2 - CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	26
2.3 - DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS .....	28
2.3.1 - Definição da Geometria da Barragem Poço Comprido .....	28
2.3.2 - Cálculo da Largura do Coroamento da Barragem .....	34
2.3.3 - Proteção do Coroamento .....	34
2.3.4 - Taludes da Barragem .....	35
2.3.5 - Proteção dos Taludes da Barragem .....	37
2.3.6 - Fundações da Barragem .....	41
2.4 - DRENAGEM INTERNA DA BARRAGEM .....	45
2.4.1 - Análise de Fluxo e Dimensionamento do Sistema de Drenagem Interna .....	49
2.4.2 - Cálculo da Espessura do Filtro Vertical Inclinado .....	52
2.4.3 - Dimensionamento da Espessura do Tapete Horizontal .....	53
2.5 - CURVA CHAVE DO RIACHO DOS MACACOS A JUSANTE DO EIXO DA BARRAGEM .....	54
2.5.1 - Condições e Critérios Utilizados para o Desenvolvimento do Cálculo Hidráulico .....	54
2.5.2 - Vazões da Curva Chave .....	57
2.5.3 - Coeficiente de Manning .....	57
2.5.4 - Declividade do Trecho a Simular .....	57
2.5.5 - Dimensionamento do Fluxo sob a Ponte e Sobre o Riacho dos Macacos na CE-366 .....	57
2.5.6 - Resultados .....	58
2.5.7 - Conclusões .....	63
2.6 - ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA ESTRUTURA DO MACIÇO DA BARRAGEM .....	64
2.6.1 - Generalidades .....	64
2.6.2 - Parâmetros Utilizados no Cálculo da Estabilidade dos Taludes .....	66
2.6.3 - Resultados Obtidos .....	74
2.7 - DIMENSIONAMENTO DO VERTEDOURO .....	76
2.7.1 - Introdução .....	76
2.7.2 - Nova Simulação de Enchimento do Reservatório .....	78
2.7.3 - Dados de Projeto .....	80

2.7.4 - Cálculo do Remanso do Canal de Aproximação .....	80
2.7.5 - Canal de Restituição .....	84
2.8 - DIMENSIONAMENTO DA TOMADA D'ÁGUA E DESCARGA DE FUNDO .....	101
2.8.1 - Considerações Gerais .....	101
2.8.2 - Descrição do Sistema.....	102
2.8.3 - Definição da Galeria .....	103
2.8.4 - Caixa de Montante .....	124
2.8.5 - Dimensionamento da Caixa de Jusante .....	130
2.9 - INSTRUMENTAÇÃO DA BARRAGEM.....	133
2.9.1 - Identificação da Instrumentação.....	133
2.9.2 - Determinação das Faixas dos Níveis de Referenciais para o Monitoramento da Barragem.....	137
2.10 - INTERFERÊNCIA DA OBRA COM A INFRAESTRUTURA EXISTENTE .....	144
2.10.1 - Introdução.....	144
2.10.2 - Desvio da CE-366 .....	144
2.10.3 - Desvio da CE-252 .....	149
2.10.4 - Caracterização do Pavimento Projetado .....	150
2.10.5 - Drenagem.....	151
<b>3 - PROJETO ELÉTRICO .....</b>	<b>154</b>
3.1 - INTRODUÇÃO E CONCEPÇÃO GERAL DO SISTEMA.....	154
3.2 - DIMENSIONAMENTO .....	157
3.2.1 - Dimensionamento de Baixa Tensão da Tomada D'água da Barragem do Poço Comprido.....	158
3.3 - MEMORIAL DE CÁLCULO SPDA DA BARRAGEM POÇO COMPRIDO .....	170
3.3.1 - Parâmetros da Edificação .....	170
3.3.2 - Avaliação do Risco de Exposição .....	170
3.3.3 - Densidade de Descargas para a Terra .....	170
3.3.4 - Frequência Média Anual Previsível de Descargas .....	170
3.3.5 - Fatores de Ponderação .....	170
3.3.6 – $N_p = \text{Valor Ponderado de } N$ .....	170
3.3.7 - Parâmetros da Norma .....	170
3.3.8 - Conclusão do Cálculo.....	171
3.4 - DIMENSIONAMENTO DA SUBESTAÇÃO DA TOMADA D'ÁGUA DA BARRAGEM DO POÇO COMPRIDO .....	171
3.4.1 - Corrente de Curto Circuito ( $I_{cc}$ ).....	173
3.4.2 - Dimensionamento dos Cabos e Disjuntores da Medição ao QGBT.....	174
3.4.3 - Dimensionamento dos Cabos de Descida de BT .....	175
3.4.4 - Dimensionamento dos Barramentos de MT .....	175
3.4.5 - Dimensionamento dos Eletrodutos Descida.....	176
3.4.6 - Dimensionamento do Poste .....	176
<b>4 - PROJETO ESTRUTURAL .....</b>	<b>178</b>
4.1 - APRESENTAÇÃO .....	178
4.2 - PROGRAMAS UTILIZADOS .....	178

4.3 - DADOS DE ENTRADA E SAÍDA DOS PROGRAMAS.....	179
4.3.1 - Torre de Comando .....	179
4.3.2 - Boca de Jusante.....	204
4.3.3 - Casa de Comando.....	215
4.3.4 - Passarela.....	224
4.3.5 - Galeria .....	242
<b>5 - BIBLIOGRAFIA.....</b>	<b>248</b>

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1.1 - Cota x Área x Volume.....	23
Quadro 2.1 - Determinação do Fetch (f).....	32
Quadro 2.2 - Inclinação dos Taludes – <i>U.S. Bureau of Reclamation</i> .....	35
Quadro 2.3 - Inclinação dos Taludes - <i>Terzaghi</i> .....	36
Quadro 2.4 - Inclinação dos Taludes – Paulo Cruz.....	36
Quadro 2.5 - Valores de C, em Função do Talude.....	38
Quadro 2.6 - Resumo das Faixas Granulométricas – Material de RIP-RAP.....	40
Quadro 2.7 - Resumo das Faixas Granulométricas – Material de Transição.....	41
Quadro 2.8 - Critérios para o Filtro de Areia.....	46
Quadro 2.9 - Resumo das Faixas Granulométricas – Material de Transição Brita .....	49
Quadro 2.10 - Resumo das Faixas Granulométricas – Material de Transição Brita .....	49
Quadro 2.11 - Resumo do cálculo de verificação da ponte sobre o riacho dos Macacos.....	58
Quadro 2.12 - Resultado numérico do eixo 1 .....	59
Quadro 2.13 - Resultado numérico do eixo 2 .....	60
Quadro 2.14 - Resultado numérico do eixo 3 .....	61
Quadro 2.15 - Resultado numérico do eixo 4 .....	62
Quadro 2.16 - Amostra Representativa Solo Tipo SM/SC (talude de montante) .....	67
Quadro 2.17 - Amostra Representativa Solo Tipo SM/SC (talude de jusante).....	67
Quadro 2.18 - Areia para filtro .....	67
Quadro 2.19 - Transição em Brita .....	67
Quadro 2.20 - Random .....	68
Quadro 2.21 - Enrocamento .....	68
Quadro 2.22 - Constante mi por Tipo de Rocha.....	73
Quadro 2.23 - Valores de FS mínimos segundo Critérios Eletrobrás.....	74
Quadro 2.24 - Resumo das Análises de Estabilidades .....	75
Quadro 2.25 - Resumo das Análises de Estabilidades com os menores FS .....	75
Quadro 2.26 - Resultados dos estudos de cheia TR = 1.000 anos.....	76
Quadro 2.27 - Resultados dos estudos de cheia TR = 10.000 anos.....	76
Quadro 2.28 - Resultados dos estudos de cheia atualizados p/ TR = 1.000 anos e TR = 10.000 anos .....	79
Quadro 2.29 - Dimensionamento do canal de aproximação .....	82
Quadro 2.30 - Memorial de cálculo das quedas singulares.....	89
Quadro 2.31 - Memorial de verificação do tipo de escoamento .....	93
Quadro 2.32 - Memorial de Cálculo Trecho 1.....	95
Quadro 2.33 - Memorial de cálculo trecho 2.....	96
Quadro 2.34 - Memorial de cálculo trecho 3.....	97
Quadro 2.35 - Memorial de cálculo trecho 4.....	98
Quadro 2.36 - Dimensionamento do canal de restituição trecho 5.....	100
Quadro 2.37 - Dimensionamento da vazão regularizada .....	104
Quadro 2.38 - Estudo da curva de tendência Alternativa 4 .....	110
Quadro 2.39 - Dimensionamento da perda de carga total do circuito hidráulico da tomada d'água .....	115
Quadro 2.40 - Dimensionamento do gráfico cota x vazão regularizada.....	116
Quadro 2.41 - Relação de diâmetro, velocidade e vazões para a válvula dispersora.....	123

Quadro 2.42 - Coeficiente de perda de carga da válvula dispersora .....	124
Quadro 2.43 - Dimensionamento da curva horizontal da boca de entrada da caixa de montante.....	127
Quadro 2.44 - Dimensionamento da curva vertical da boca de entrada da caixa de montante.....	128
Quadro 2.45 - Resumo geral dos instrumentos.....	134
Quadro 2.46 - Resumo da localização e instalação dos piezômetros nas seções.....	134
Quadro 2.47 - Resumo da localização e instalação dos Marcos superficiais.....	135
Quadro 2.48 - Resumo da localização e Instalação dos Medidores de Recalque .....	135
Quadro 2.49 - Resumo da Localização e Instalação dos Medidores de Vazão .....	135
Quadro 2.50 - Valores dos níveis normais, de atenção, de alerta e emergência para as leituras dos piezômetros.....	138
Quadro 2.51 - Valores dos níveis normais, de atenção, de alerta e emergência para as leituras dos medidores de vazão .....	140
Quadro 2.52 - Valores dos níveis normais, de atenção, de alerta e emergência para as leituras dos marcos topográficos superficiais para deslocamento horizontais.....	141
Quadro 2.53 - Valores dos níveis normais, de atenção, de alerta e emergência para as leituras dos marcos topográficos superficiais para deslocamentos verticais .....	142
Quadro 2.54 - Valores dos níveis normais, de atenção, de alerta e emergência para as leituras das placas de medição de recalque instaladas .....	143
Quadro 2.55 - Resumo das curvas do projeto.....	145
Quadro 2.56 - Resumo das características altimétricas do projeto .....	146
Quadro 2.57 - Características da seção transversal do pavimento.....	147
Quadro 2.58 - Resumo das curvas do projeto.....	149
Quadro 2.59 - Resumo das características altimétricas do projeto .....	150
Quadro 2.60 - Características da seção transversal do pavimento.....	150
Quadro 2.61 - Resumo do cálculo de verificação da ponte sobre o riacho dos Macacos na altura da CE-252 .....	152
Quadro 3.1 - Identificação dos motores a serem instalados .....	154
Quadro 3.2 - Cargas do sistema elétrico .....	156
Quadro 3.3 - Verificação de Ocupação dos Eletrodutos Área Interna.....	166
Quadro 3.4 - Verificação de Ocupação dos Eletrodutos Área Externa .....	167
Quadro 3.5 - Verificação de Ocupação dos Eletrodutos - Tomada .....	167
Quadro 3.6 - Verificação de Ocupação dos Eletrodutos - Alim .....	168
Quadro 3.7 - Verificação de Ocupação dos Eletrodutos - QGBT .....	168
Quadro 3.8 - Verificação de Ocupação dos Eletrodutos – CCM-VM.....	169
Quadro 3.9 - Verificação de Ocupação dos Eletrodutos - TR-MED .....	169

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Mapa de localização e acesso Barragem Poço Comprido.....	20
Figura 1.2 - Curva Cota x Área x Volume - Barragem Poço Comprido .....	24
Figura 2.1 - Determinação do Fetch.....	31
Figura 2.2 - Ponto de avaliação do Fetch conforme direção do vento no barramento em questão.....	32
Figura 2.3 - Detalhe das transições.....	37
Figura 2.4 - Curvas Granulométricas dos Materiais de Montante .....	41
Figura 2.5 - Detalhe genérico do dimensionamento do cut-off.....	42
Figura 2.6 - Curva Granulométrica dos materiais de construção disponíveis nas jazidas estudadas .....	47
Figura 2.7 - Curvas Granulométricas de Cada Material do Sistema de Drenagem .....	48
Figura 2.8 - Seção de estudo .....	51
Figura 2.9 - Rede de fluxo .....	51
Figura 2.10 - Esquema para Cálculo do Filtro Inclinado e Tapete Horizontal .....	52
Figura 2.11 - Curva chave do eixo 1.....	59
Figura 2.12 - Curva chave do eixo 2.....	60
Figura 2.13 - Curva chave do eixo 3.....	61
Figura 2.14 - Curva chave do eixo 4.....	62
Figura 2.15 - Perfil Longitudinal do Riacho dos Macacos .....	63
Figura 2.16 - Seção Transversal Eixo 2 .....	64
Figura 2.17 - Seção Crítica para Análise Estaca 130+0,0 m.....	65
Figura 2.18 - Valores para a obtenção de a e b por regressão .....	70
Figura 2.19 - Valor de $GS'$ para o Maciço Rochoso .....	72
Figura 2.20 - Vertedouro de soleira espessa para período de retorno 1000 anos.....	79
Figura 2.21 - Vertedouro de soleira espessa para período de retorno 10000 anos .....	80
Figura 2.22 - Canal de aproximação .....	83
Figura 2.23 - Curva do remanso do canal de aproximação.....	83
Figura 2.24 - Estrutura de queda abrupta.....	85
Figura 2.25 - Esquema dos trechos de queda abrupta para cálculo .....	92
Figura 2.26 - Curva cota x tempo de esvaziamento com um tubo de diâmetro 1.500 mm ..	106
Figura 2.27 - Estudo da curva de tendência Alternativa 1.....	107
Figura 2.28 - Estudo da curva de tendência Alternativa 2.....	108
Figura 2.29 - Estudo da curva de tendência Alternativa 3.....	108
Figura 2.30 - Estudo da curva de tendência Alternativa 4.....	109
Figura 2.31 - Curva cota x tempo de esvaziamento com dois tubos diam. 1.500mm .....	111
Figura 2.32 - Circuito Hidráulico da Tomada D'água .....	114
Figura 2.33 - Curva Chave da Tomada D'água (Cota x Vazão).....	117
Figura 2.34 - Ábaco para Determinação do Coeficiente de Descarga .....	118
Figura 2.35 - Ábaco para Determinação da Demanda de Ar .....	120
Figura 2.36 - Vazão x Carga Hidráulica.....	122
Figura 2.37 - Diâmetro da válvula em função da vazão .....	123
Figura 2.38 - Gráfico de operação da válvula dispersora.....	124
Figura 2.39 - Curvas de Entrada da Tubulação.....	126
Figura 2.40 - Curvas de Entrada da Tubulação.....	127

Figura 2.41 - Curvas de Entrada da Tubulação.....	128
Figura 2.42 - Posicionamento de Cada Piezômetro por Seção.....	136
Figura 4.1 - Seção tipo da galeria.....	244
Figura 4.2 - Seção máxima de carga sobre a galeria.....	245

## 1 - INTRODUÇÃO

## 1 - INTRODUÇÃO

A região do alto rio Acaraú que atravessa os sertões dos municípios de Santa Quitéria e Hidrolândia apresenta continuamente, baixa disponibilidade hídrica. A região, assim como outras do semiárido nordestino, possui desenvolvimento menor face os processos de escassez hídrica e movimentos migratórios, que afetam de forma direta a qualidade de vida da população.

Neste contexto, obras de barragens se apresentam como opção de medidas não apenas de combate às secas periódicas, mas sim de convívio com as mesmas, de forma a melhorar as condições adversas.

O rio Acaraú nasce na Serra das Matas, na região centro-oeste, em cotas superiores a 800,00 m e se desenvolve, predominantemente, no sentido sul-norte por 315,00 km até sua foz, drenando uma área de 14.423,00 km<sup>2</sup> e no seu primeiro trecho apresenta uma forte declividade, como resultado de região montanhosa, e no seu primeiro terço, a declividade se reduz bastante, traduzindo a predominância do relevo suave que caracteriza a bacia. Os principais afluentes encontram-se na margem direita, podendo-se citar os seguintes cursos d'água: riacho dos Macacos, rio Groaíras, rio Jacurutu e rio Sabonete, sendo os dois primeiros formadores de bacias de grande porte. Pela margem esquerda, o afluente de maior destaque é o rio Jaibaras. No médio curso do rio Acaraú, mais especificamente à montante da cidade de Sobral, a confluência dos rios Groaíras, Jacurutu e Riacho dos Macacos - bastante caudalosos com o rio Acaraú, próximo à área onde este apresenta estreitamento de sua calha fluvial - resulta em enchentes que atingem o município de Sobral.

Esses afluentes, rio Jacurutu e riacho dos Macacos, por não disporem de grandes barragens para controle e regularização dos escoamentos superficiais e serem bastante caudalosos nos períodos chuvosos, contribuem muito para o evento extremo de enchentes em Sobral.

O Açude Público Poço Comprido é uma obra planejada objetivando o abastecimento da população regional, a integração do sistema de perenização de água da bacia do Acaraú e a mitigação dos efeitos das enchentes em Sobral.

Foi planejado em local estratégico, à montante da sede de Sobral e próximo a confluência com o rio Acaraú, barrando o riacho dos Macacos, de forma a melhorar as condições de perenização a jusante de todo o Acaraú.

A obra se destina principalmente ao abastecimento humano, bem como à pequenas irrigações no município de Santa Quitéria e Hidrolândia, favorecendo diretamente uma população de aproximadamente 64.000 habitantes. Dentre as demais finalidades, se destacam: a perenização de 33 km do riacho dos Macacos, a irrigação potencial de 200 hectares de aluviões ao longo do trecho perenizado, o aproveitamento de vazantes e implementação da piscicultura com produção anual estimada em 775 toneladas de peixes, possibilitando ampliar as oportunidades de ocupação, renda e oferta de alimentos.

A operação da barragem Poço Comprido deverá possibilitar o armazenamento da água nos períodos chuvosos e uma melhor distribuição da água no trecho médio da bacia do riacho dos Macacos nos períodos secos.

### 1.1 - ANTECEDENTES HISTÓRICOS DO PROJETO

O projeto da barragem Poço Comprido decorre dos Estudos Integrados do Plano Diretor de Desenvolvimento do Vale do Acaraú (DNOCS-1977), que incluiu no seu contexto um programa de novos barramentos destinados a complementar as disponibilidades hídricas do sistema do Vale do Acaraú.

Estes estudos foram elaborados pelo Departamento Nacional de Obras Contra as Secas – DNOCS e constaram de estudos de Viabilidade Técnica, do Projeto da Barragem, elaborados pela extinta consultora SEEBLA Engenharia de Projetos, no âmbito do contrato PGE 11/77.

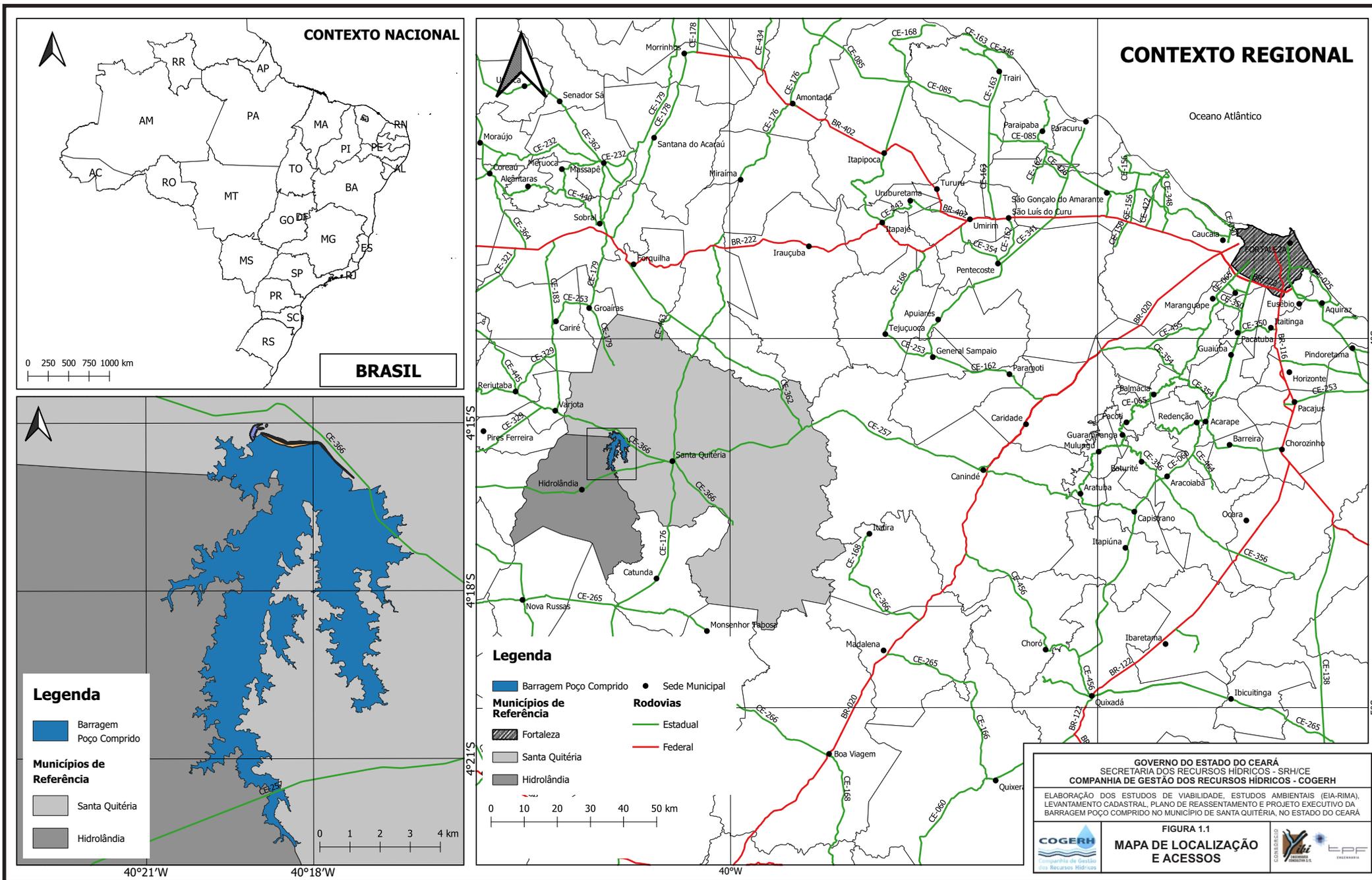
Um segundo estudo relevante sobre o projeto, trata do Plano de Gerenciamento das águas da bacia do Acaraú de Novembro de 2010. Este estudo foi atualizado segundo informações disponibilizadas pela Companhia de Gestão dos Recursos Hídricos - COGERH e pela Secretaria dos Recursos Hídricos - SRH, em que a infraestrutura hídrica atual dos açudes (construídos ou em construção) foi atualizada. Como parte integrante do Plano Estadual dos Recursos Hídricos – PLANERH, nos estudos realizados para o horizonte de 2020, o açude Poço Comprido tem como objetivo contribuir para a diminuição das regiões com “vazios hídricos” no vale do Acaraú.

## 1.2 - LOCALIZAÇÃO E ACESSOS

O município de Santa Quitéria localiza-se na porção Noroeste do Estado do Ceará, a aproximadamente 221 km da capital Fortaleza, situando-se na Macrorregião do Sertão Central, Mesorregião Noroeste Cearense e Microrregião de Santa Quitéria. Possui área de 4.260,68 Km<sup>2</sup> e está a 197,7 m de altitude. Suas coordenadas geográficas são 4° 19' 55" de latitude Sul e, 40° 09' 24" de longitude Oeste. Santa Quitéria faz limite com os seguintes municípios: Sobral, Forquilha, Groaíras e Cariré ao Norte; Catunda, Monsenhor Tabosa, Boa Viagem e Madalena ao Sul; Itatira, Canindé e Sobral ao Leste; Cariré, Varjota, Pires Ferreira e Hidrolândia ao Oeste. O acesso ao Município pode ser feito pelas rodovias BR-020 e CE-257.

O acesso rodoviário ao local do empreendimento, a partir da cidade de Fortaleza, se dá pela BR-020, por um percurso de 118 km, até a interseção com a CE-257 na cidade de Canindé. A partir daí, percorre-se 103 km até a cidade de Santa Quitéria, depois pela CE-366 mais 17,00 km até uma estrada de terra à esquerda, logo após a interseção com a ponte sobre o riacho dos Macacos, percorrendo-se mais 1 km, até o local do eixo da barragem identificada neste Projeto.

O mapa da **Figura 1.1** mostra a localização da barragem e seu acesso a Fortaleza.

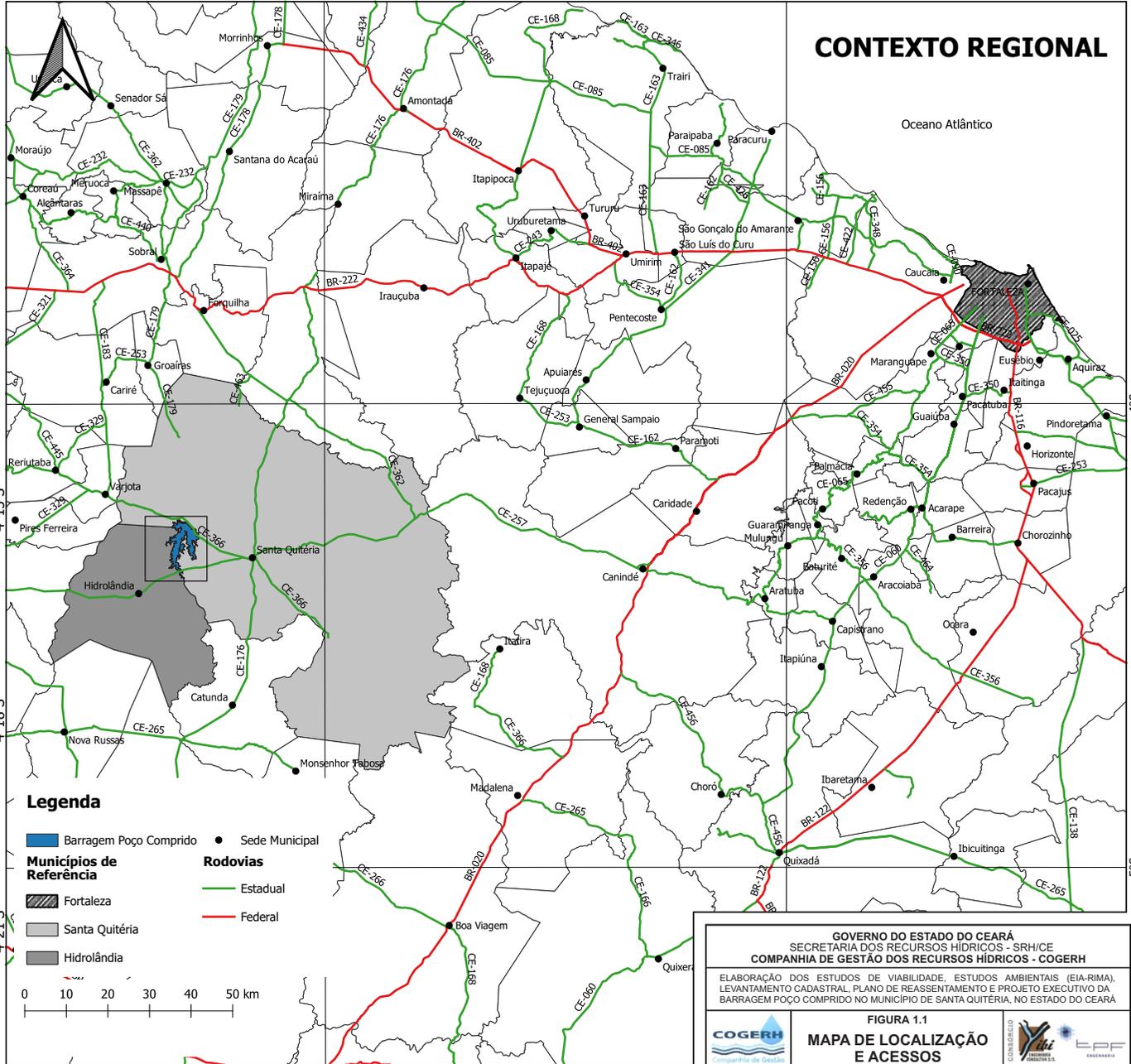


**CONTEXTO NACIONAL**



**BRASIL**

**CONTEXTO REGIONAL**



**Legenda**

- Barragem Poço Comprido
- Santa Quitéria
- Hidrolândia
- Fortaleza
- Sede Municipal
- Rodovias
- Estadual
- Federal

**Legenda**

- Barragem Poço Comprido
- Santa Quitéria
- Hidrolândia

**GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ**  
**SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICOS - SRH/CE**  
**COMPANHIA DE GESTÃO DOS RECURSOS HÍDRICOS - COGERH**

ELABORAÇÃO DOS ESTUDOS DE VIABILIDADE, ESTUDOS AMBIENTAIS (EIA-RIMA), LEVANTAMENTO CADASTRAL, PLANO DE REASSENTAMENTO E PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM POÇO COMPRIDO NO MUNICÍPIO DE SANTA QUITÉRIA, NO ESTADO DO CEARÁ

**FIGURA 1.1**  
**MAPA DE LOCALIZAÇÃO E ACESSOS**

40°21'W                      40°18'W                      40°W

0 1 2 3 4 km

0 10 20 30 40 50 km

### 1.3 - CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E TÉCNICAS DA BARRAGEM POÇO COMPRIDO

#### Identificação

- Denominação ..... Barragem Poço Comprido
- Município ..... Santa Quitéria
- Estado ..... Ceará
- Localização ..... 9.529.849,109; 354.003,243
- Localidade ..... Poço Comprido
- Curso d'água barrado ..... Riacho dos Macacos
- Bacia ..... Acaraú
- Proprietário ..... Governo do Estado do Ceará/COGERH
- Autor do Projeto ..... Consórcio IBI-TPF

#### Bacia Hidrográfica

- Área ..... 1.469,27 km<sup>2</sup>
- Perímetro ..... 283,95 km
- Comprimento do rio ..... 91,88 km
- Cota do talvegue à montante ..... 690,00 m
- Cota do talvegue à jusante ..... 160,00 m
- Declividade média do rio ..... 5,77 m/km

#### Características do Reservatório

- Área da Bacia Hidráulica ..... 3.677,83 ha.
- Área a ser desapropriada ..... 5.999,62 ha.
- Área de Preservação Permanente ..... 1.439,19 ha.
- Volume de Acumulação (soleira 182,00m) ..... 329,59 hm<sup>3</sup>
- Volume Morto ( cota 160,0m) ..... 2,00 hm<sup>3</sup>
- Volume Útil ..... 327,59 hm<sup>3</sup>
- Volume médio afluente anual ..... 139,93 hm<sup>3</sup>/ano
- Vazão afluente máx. de projeto (TR=1.000 anos) ..... 2.475,00 m<sup>3</sup>/s
- Vazão máxima de projeto amortecida (TR=1.000 anos) ..... 1.273,00 m<sup>3</sup>/s
- Vazão afluente máx. de projeto de verificação (TR=10.000 anos) ..... 3.284,00 m<sup>3</sup>/s
- Vazão máxima de verificação amortecida (TR=10.000 anos) ..... 1.765,00 m<sup>3</sup>/s
- Vazão regularizada com 90% de garantia ..... 2,675 m<sup>3</sup>/S
- Nível d'água máximo maximorum (TR=1.000 anos) ..... 184,500 m
- Nível d'água máximo maximorum (TR=10.000 anos) ..... 185,200 m

## Barragem

- Tipo ..... mista terra-enrocamento
- Localização ..... estaca E4+5,00m à E187+5,00m
- Altura máxima acima das fundações(est.130)..... 37,70 m
- Altura máxima a partir da cota do fundo do CUT-OFF(est.127) ..... 41,06 m
- Largura do coroamento..... 8,00 m
- Extensão pelo coroamento ..... 3.660,00 m
- Cota do coroamento ..... 187,00 m
- Folga ..... 1,40m
- Revanche ..... 3,90 m
- Talude de montante ..... 2,5 H:1,0 V
- Talude de jusante (com bermas de equilíbrio)..... 2,0 H: 1,0 V
- Volume total do maciço..... 3.851.602,18 m<sup>3</sup>

## Vertedouro

- Tipo ..... soleira espessa escavado em rocha
- Localização (eixo da barragem)..... Ombreira esquerda
- Comprimento total do canal aproximação..... 210,00 m
- Comprimento total do canal restituição..... 590,00 m
- Cota da soleira ..... 182,00 m
- Cota do final do canal de restituição..... 168,80 m
- Cordão de fixação ..... concreto simples fck=15MPa
- Largura do Cordão de fixação ..... 200,00 m
- Lâmina máxima vertente (TR = 1.000 anos)..... 2,50 m
- Descarga de projeto (TR = 1.000 anos)..... 1.273,00 m<sup>3</sup>/s
- Lâmina máxima vertente (TR = 10.000 anos)..... 3,20m
- Descarga de projeto (TR = 10.000 anos)..... 1.765,00 m<sup>3</sup>/s

## Tomada D'água

- Tipo ..... Galeria
- Localização (eixo da barragem)..... perpendicular a ombreira esquerda na estaca 136+00m da barragem
- Número de condutos..... 2 unidades
- Diâmetro da tubulação..... 1500,00m
- Comprimento ..... 173,00 m
- Cota do eixo à montante..... 158,50 m

- Cota do eixo à jusante ..... 158,50 m
- Cota do eixo assentamento ..... 158,50 m
- Equipamento de controle ..... Válvula dispersora DN700 mm
- Vazão média de regularização..... 2,675 m³/s
- Esvaziamento do reservatório (Cota 160,00m)..... 126,90 dias

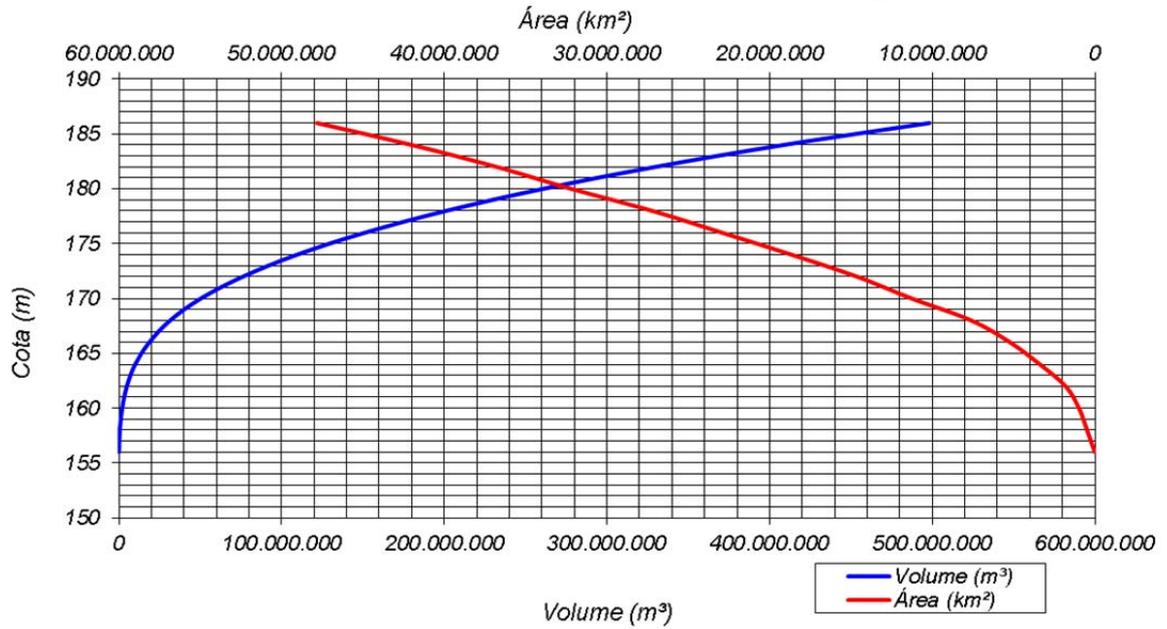
### 1.3.1 - Curva Cota x Área x Volume

Os dados da Curva Cota x Área x Volume são mostrados no **Quadro 1.1** e as curvas são mostradas na **Figura 1.2**.

**Quadro 1.1 - Cota x Área x Volume**

Cota (m)	Área (km²)	Volume acumulado (hm³)
156	0.01	0.01
157	0.25	0.14
158	0.49	0.52
159	0.74	1.13
160	0.99	2.00
161	1.40	3.19
162	1.81	4.79
163	2.60	7.00
164	3.40	10.00
165	4.30	13.85
166	5.21	18.61
167	6.41	24.42
168	7.60	31.42
169	9.43	39.94
170	11.26	50.28
171	12.95	62.39
172	14.64	76.18
173	16.65	91.82
174	18.66	109.48
175	20.79	129.20
176	22.92	151.05
177	25.07	175.04
178	27.23	201.19
179	29.71	229.66
180	32.20	260.61
181	34.49	293.95
182	36.78	329.59
183	39.39	367.67
184	42.00	408.36
185	44.91	451.81
186	47.82	498.18

**CURVA COTA x ÁREA x VOLUME - BARRAGEM POÇO COMPRIDO**



**Figura 1.2 - Curva Cota x Área x Volume - Barragem Poço Comprido**

## 2 - DIMENSIONAMENTO DAS OBRAS

## 2 - DIMENSIONAMENTO DAS OBRAS

### 2.1 - GENERALIDADES

De forma a organizar a apresentação deste documento, os cálculos serão expostos abordando os seguintes tópicos:

- Definição da geometria da barragem;
- Drenagem interna da barragem;
- Definição da curva-chave do rio e fixação da cota do rock fill;
- Análise da estabilidade dos taludes;
- Tratamento das fundações;
- Dimensionamento do vertedouro;
- Dimensionamento da tomada d'água e descarga de fundo;
- Instrumentação da barragem;
- Projeto elétrico;
- Projeto estrutural.

Os dados que forneceram subsídios para os dimensionamentos são aqueles apresentados nos volumes de Estudos Básicos a saber:

#### ETAPA A2 – ESTUDOS BÁSICOS E ANTEPROJETO DA BARRAGEM

- Volume 1 – Estudos Básicos
  - Tomo 1 – Topografia – Textos
  - Tomo 1A – Topografia – Desenhos
  - Tomo 2 – Cartografia – Textos
  - Tomo 3 – Hidrologia – Textos
  - Tomo 4 – Geologia e Geotecnia – Textos
  - Tomo 4.1 – Estudo dos Materiais Construtivos - Texto
  - Tomo 4A – Geologia e Geotecnia; Sondagens e Ensaios; Barragem e Vertedouro – Anexos I
  - Tomo 4A – Geologia e Geotecnia – Ensaios das Jazidas – Anexos II.

### 2.2 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

O fechamento do vale do riacho dos Macacos será feito por meio de uma estrutura mista em solo compactado em montante e enrocamento no espaldar de jusante, com vertedouro lateral escavado em rocha configurando uma estrutura de soleira tipo espessa.

A barragem projetada é composta por um maciço misto em terra homogênea em montante, constituído de material predominantemente classificado como tipo SM/SC - areia siltosa/areia argilosa (segundo a classificação unificada USC, apresentada nos resultados dos ensaios de laboratório efetuados nas amostras de solo coletadas) e enrocamento em jusante com material proveniente das escavações obrigatórias do sangradouro com berma de equilíbrio de 4,00 m de largura na cota 172,00 m.

Na compactação do maciço em montante, serão usados os solos provenientes das jazidas J01/J02/J03/J06/J08 delimitadas. É importante salientar que as jazidas J04, J05, J07, J14 a J19 foram denominadas como reserva técnica, por estarem localizadas ou fora da área da bacia ou por terem distâncias maiores ao eixo da barragem em comparação as demais.

A cota da crista da barragem foi fixada com base na definição de soleira determinada nos Estudos Hidrológicos, apresentados nos volumes dos estudos básicos já citados e nas estimativas de folga ou revanche efetuadas. A folga (freeboard) necessária foi obtida utilizando-se um fetch estimado, empregando a metodologia abordada no livro “100 Barragens Brasileiras” de autoria do prof. Paulo Teixeira da Cruz.

O assentamento da fundação foi baseado nas sondagens executadas na fase dos estudos básicos, realizadas ao longo do eixo barrável.

O maciço da barragem será assentado diretamente sobre o solo residual, após limpeza promovida para retirada das primeiras camadas através da escavação em uma profundidade média de 1,00 a 5,00 metros.

Na região da calha do riacho dos Macacos e seu afluente haverá a necessidade de execução de uma trincheira tipo *cut-off*, complementada por um sistema de tratamento profundo através de injeção de cimento, uma vez que, nesta região, a camada de solo se apresenta mais espessa, menos consolidada e com maior permeabilidade.

A definição da geometria da barragem proposta será ratificada por meio das hipóteses de carregamento adotadas no cálculo da estabilidade do maciço a ser apresentado mais a frente neste documento. A seção escolhida para as análises e cálculos foi aquela situada na estaca E130+0,00m por ser a mais alta e denotando 37,70 m de altura, medida aferida acima das fundações do maciço da barragem.

Uma tomada d'água está prevista, situada na ombreira esquerda, posicionada na estaca E136+0,00m, composta por duas tubulações em aço com diâmetro de 1500,00 mm, envelopadas em concreto armado. Esta se posiciona formando um ângulo de 90° com o eixo

da barragem, tendo o eixo da boca de montante na cota 158,50 m e o eixo da boca de jusante na mesma de montante.

O vertedouro tipo soleira espessa foi projetado com canais de aproximação e restituição escavados em rocha e em cujo eixo será construído um cordão de fixação na cota de sangria, posicionado na ombreira esquerda.

## 2.3 - DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS

São apresentados a seguir os memoriais de cálculo detalhados, inerentes a cada elemento constituinte da Barragem.

### 2.3.1 - Definição da Geometria da Barragem Poço Comprido

#### 2.3.1.1 - Cálculo da Folga da Barragem

A folga ou borda livre normal em barragem é definida como a diferença entre a cota da crista e o nível máximo normal do reservatório (ICOLD, 1978). O valor da borda livre deve ser essencialmente determinado pelos seguintes fatores: regime de ventos, *fetch*, tipo de barragem, sismicidade da região (pouco condicionante no caso do Brasil) e incertezas em relação aos parâmetros hidrológicos.

Na prática corrente, são considerados como fatores quantificáveis aqueles associados às ações do vento (ondulação e maré de vento) e dos sismos.

O vento sobre o reservatório provoca sobrelevações temporárias do nível de água e ondulações. O vento excepcional é definido como aquele com características ciclônicas, com um tempo de recorrência da ordem de milhares de anos, enquanto o vento habitual é forte, mas com um tempo de recorrência da ordem de duas dezenas de anos.

A probabilidade de ocorrência simultânea de vento excepcional e da cheia máxima de projeto é muito baixa. Assim, a hipótese de vento excepcional deve ser conjugada com as situações de operação normal do reservatório, enquanto a situação de cheia máxima de projeto deve ser conjugada com a ocorrência de vento habitual.

A velocidade do vento e a altura das ondas geradas são condicionadas pela topografia da área do reservatório (desenvolvimento e forma), fatores representados pelo *fetch máximo* (maior comprimento possível de traçar sobre o espelho d'água do reservatório) e pelo *fetch efetivo* (que considera a forma do reservatório).

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

- 1 - Determinação do nível de água do reservatório que servirá de referência para o cálculo da borda livre;
- 2 - Análises dos registros de ventos;
- 3 - Como a linha do reservatório pode ser muito irregular, deve-se calcular o “fetch” efetivo,  $f$ , através da fórmula de Saville Modificado:

$$f = \frac{\sum_i x_i \times \cos^2(\alpha)_i}{\sum_i \cos(\alpha)_i} \quad (1.1)$$

onde

$\alpha_i$  = ângulo entre a direção considerada e a direção principal do vento, e

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

- 4 - Cálculo das características das ondas;
- 5 - Seleção final da borda livre em função dos resultados obtidos, da declividade do talude da barragem e do tipo de paramento.

A capacidade da Barragem Poço Comprido foi definida nos estudos hidrológicos em 329,59 hm<sup>3</sup>. Sendo assim, de acordo com os estudos hidrológicos e topográficos, a soleira do sangradouro foi fixada na cota 182,00m e confirmada quando do dimensionamento do sangradouro (vide item de cálculo do sangradouro no capítulo 2.7 do presente volume, bem como no volume referente aos estudos hidrológicos constantes dos estudos básicos deste projeto na Etapa A2 – Estudos Básicos e Anteprojeto da Barragem – Volume 1 – Estudos Básicos – Tomo 3 – Hidrologia – Textos).

A folga da barragem (F) é dimensionada em função da ação dos ventos sobre a superfície da água, com dados de incidência de ventos extraídos dos estudos da CPRM–CE (para a cidade de Santa Quitéria), influenciando na velocidade e altura das ondas que se formam no lago e é determinada pelas seguintes equações empíricas:

$$F = h_o + h_w + h_e \quad \text{ou} \quad F = 0,75 \times h_o + \frac{v_o^2}{2g} \quad (1.2)$$

onde:

$h_w$  = altura de segurança – determinada pelo desenvolvimento da onda sobre o talude de montante, denominado “wave run up”;

$h_e$  = altura necessária para compensar deformações residuais de fundação e do maciço – (10% da altura total da barragem segundo Cruz – 100 Barragens Brasileiras);

$h_o$  = altura das ondas (m);

$v_o$  = velocidade da onda (m/s);

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

Para o dimensionamento em questão, será utilizada a segunda equação anteriormente apresentada, ou seja:

$$F = 0,75 \times h_o + \frac{v_o^2}{2g} \quad (1.3)$$

Sendo que  $h_o$  (altura das ondas) é determinada através das equações:

$$h_o = 0,75 + 0,34\sqrt{f} - 0,26^4\sqrt{f} \quad \text{para } f < 18 \text{ km} \quad (1.4)$$

ou

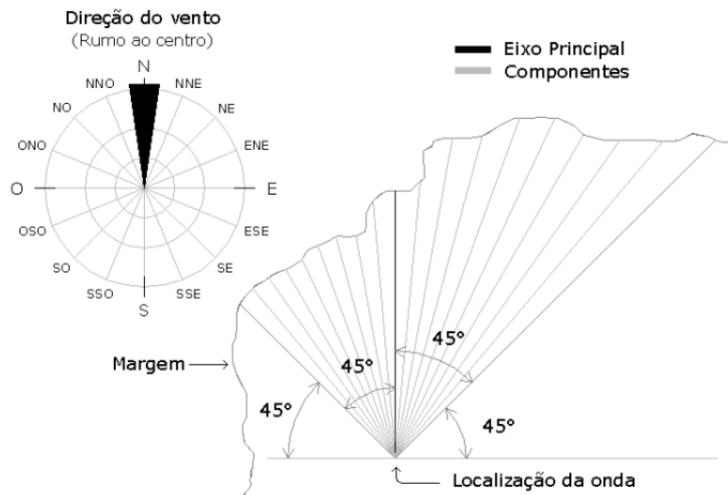
$$h_o = 0,34\sqrt{f} \quad \text{para } f > 18 \text{ km} \quad (1.5)$$

onde:

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

Conhecida como *fetch*, a pista sobre a qual o vento sopra transferindo energia para corpos d'água, é um fator fundamental para o estudo da geração de ondas. O conceito de *fetch* foi desenvolvido inicialmente em ambientes marítimos, sendo o procedimento de determinação deste chamado de "método oceânico". Todavia, este método não obteve resultados satisfatórios quando aplicado às águas interiores como lagos e reservatórios, sendo necessário o desenvolvimento de métodos específicos para estes ambientes, tendo como destaque, o *Método de Saville*.

Na **Figura 2.1** a seguir está apresentado o desenho esquemático para determinação do *fetch efetivo* pelo *Método de Saville*.



**Figura 2.1 - Determinação do Fetch**

A partir do método concebido por Saville, outras formas de cálculo do fetch efetivo foram elaboradas e Marques (2013), lança o conceito de *Método de Saville modificado*, onde o fetch efetivo é obtido pela seguinte relação:

$$f = \frac{\sum_i x_i \times \cos^2(\alpha)_i}{\sum_i \cos(\alpha)_i} \quad (1.6)$$

Onde:

$\alpha_i$ : ângulo entre a direção principal e a direção secundária;

$x_i$ : comprimento na direção secundária.

Para o caso da barragem Poço Comprido há duas direções predominantes de ventos a saber, cujos dados foram extraídos da base de dados da CPRM para a região de Santa Quitéria:

- Direção NE: com máximas de velocidade  $v = 3,30$  m/s e
- Direção E: com máximas de  $v = 2,20$  m/s.

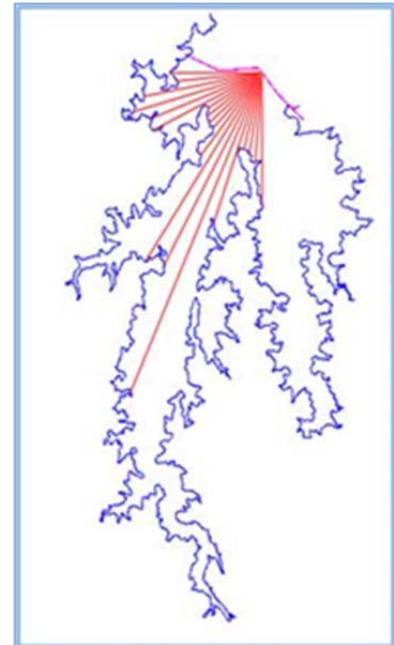
É importante salientar que ambas incidem na direção do talude de montante do maciço.

Para o presente dimensionamento, a direção NE (nordeste) foi admitida como a preponderante e fixada a seção mais crítica para análise como sendo aquela na Estaca 112 + 7,50 m. O valor de *fetch efetivo* pode então ser determinado conforme **Quadro 2.1** e **Figura 2.2** a seguir:

**Direção NE:**

**Quadro 2.1 - Determinação do Fetch (f)**

A	Cos(α)	X	x*cos <sup>2</sup> (α)
45°	0,707	2,51 km	1,257
40°	0,766	2,32 km	1,361
35°	0,819	3,27 km	2,193
30°	0,866	3,61 km	2,711
25°	0,906	3,15 km	2,584
20°	0,940	3,28 km	2,893
15°	0,966	1,69 km	1,581
10°	0,985	1,84 km	1,781
5°	0,996	1,88 km	1,864
0°	1,000	1,84 km	1,840
5°	0,996	2,60 km	2,576
10°	0,985	5,55 km	5,382
15°	0,966	5,34 km	4,979
20°	0,940	8,48 km	7,491
25°	0,906	3,84 km	3,155
30°	0,866	1,91 km	1,431
35°	0,819	1,98 km	1,331
40°	0,766	2,16 km	1,269
45°	0,707	3,17 km	1,586
<b>f efetivo</b>		<b>2,91 km</b>	



**Figura 2.2 - Ponto de avaliação do Fetch conforme direção do vento no barramento em questão**

Portanto, para o lago da barragem Poço Comprido, considera-se fetch ( $f$ ) = 2,91 km, logo:

$v_o$  = Velocidade da onda em m/s é determinada pela equação a seguir:

$$V_o = 1,5 + 2h_o \quad (1.7)$$

$$h_o = 0,75 + 0,34 \times 2,91^{1/2} - 0,26 \times 2,91^{1/4}$$

$$h_o = 0,991 \text{ m}$$

$$V_o = 1,5 + 2 \times 0,991 = 3,481 \text{ m/s}$$

Então,

$$F = 0,75 \times h_o + V_o^2 / 2g \rightarrow F = 0,75 \times 0,991 + (3,481)^2 / 2 \times 9,81 = 1,361 \text{ m}$$

**Adotada F = 1,40 m //**

### 2.3.1.2 - Cálculo da Cota do Coroamento

O sangradouro, sendo operado hidráulicamente, apresentou uma lâmina máxima de 2,50 m, para o vertedouro em soleira espessa com 200,00m de largura e cheia de projeto com tempo de recorrência de 1.000 anos apresentada nos estudos hidrológicos e adotada.  $Q_{1000}=1.273,00 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Sendo a cota do coroamento (CC) definida por:

$$CC= C_s + R \quad (1.8)$$

Onde:

$C_s$  = cota da soleira do sangradouro

R = Revanche

A dimensão do Revanche da barragem, a partir da lâmina máxima de sangria e da folga, é a que se segue:

$$R = H_s + F \quad (1.9)$$

Onde:

R = Revanche (m)

$H_s$  = Lâmina máxima de sangria (TR = 1.000 anos) = 2,50 m

F = folga da barragem = 1,40 m

Neste caso,  $R = 2,50 + 1,40 = 3,90 \text{ m}$ //

Assim:

$C_s$  = cota da soleira do sangradouro ..... 182,00m

R = Revanche ..... 3,90 m

$CC = 182,00 + 3,90 = 185,90\text{m}$ //

✓ Verificação para TR=10.000 anos –  $H_s = 3,20\text{m}$

Considerando altura de segurança adicional de 0,991m (referente à onda formada), acrescida de folga de segurança de 0,50 m, conforme Cruz (1996):

Então,  $CC= 182,00 + 3,20 + 0,991 + 0,50= 186,691\text{m} > 185,90\text{m}$ .

**No projeto, portanto, foi adotada a cota 187,00 m para o coroamento da barragem.**

### 2.3.1.3 - Altura Máxima da Barragem de Terra

A altura máxima da barragem é dada pela seguinte expressão:

$$H_B = C_c - C_t \quad (1.10)$$

Onde:

$C_c$  = Cota do coroamento: 187,00 m

$C_t$  = Cota do terreno acima das fundações na seção máxima considerada, conforme levantamento topográfico, contemplando a escavação obrigatória necessária à implantação do maciço da barragem: 149,30 m

$$H_B = 187,00 - 149,30 \rightarrow H_B = 37,70 \text{ m//}$$

### 2.3.2 - Cálculo da Largura do Coroamento da Barragem

Para o cálculo da largura da barragem, foi utilizada a fórmula de Preece.

$$L_C = 1,10\sqrt{H_B} + 0,90 \text{ (m)} \quad (1.11)$$

Onde:

$L_C$  = Largura do coroamento da barragem (m);

$H_B$  = Altura da barragem (m);

$$H_B = 37,70 \text{ m}$$

Portanto:

$$L_C = 1,10\sqrt{37,7} + 0,90 = 7,65 \text{ m//}$$

**Foi adotado para facilidade executiva  $L_c = 8,00 \text{ m}$ .**

### 2.3.3 - Proteção do Coroamento

O coroamento deverá ser revestido por uma camada de 0,30 m de espessura de material tipo cascalho natural ou produto de britagem, apresentando declividade de 2% para montante, com a finalidade de facilitar o escoamento das águas pluviais para dentro do lago.

O **Quadro 2.1** a seguir indica a distribuição granulométrica para este material.

**Quadro 2.1 - Cascalho**

Peneira	Faixa Granulométrica (mm)
>38,1mm	100
25,4	88
19,1	79
2,0	33
n.o 40	29
n.o200	22

Ao longo da extensão do coroamento, haverá meio fio de concreto simples com  $f_{ck}=15$  MPa.

#### 2.3.4 - Taludes da Barragem

Os taludes da barragem foram inicialmente fixados através de tabelas que correlacionam tipo de material com a inclinação sugerida tanto em montante quanto em jusante. A confirmação desta fixação dos taludes será resultado da análise da estabilidade. Esta verificação será efetuada a partir de uma seção pré-dimensionada com base em referências bibliográficas pertinentes, como apresentadas na sequência.

Partindo de valores dispostos nas tabelas a seguir, para as características dos solos disponíveis (tipo SM/SC) das jazidas para a referida obra, bem como para o enrocamento em jusante, são apresentadas as sugestões iniciais para a fixação dos taludes.

Em jusante, como haverá o aproveitamento do material proveniente das escavações em rocha da área para implantação do sangradouro, este talude será em enrocamento.

O Bureau of Reclamation sugere as inclinações de taludes, reproduzidas no **Quadro 2.2**.

**Quadro 2.2 - Inclinação dos Taludes – U.S. Bureau of Reclamation**

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

Terzaghi apresenta, para efeito de Projeto, as inclinações aconselháveis de acordo com o **Quadro 2.3**.

### Quadro 2.3 - Inclinação dos Taludes - Terzaghi

Tipo de Material	Taludes	
	Montante	Jusante
Seção Homogênea – Solo bem graduado	1:2,5	1:2
Seção Homogênea – Silte grosso	1:3	1:2,5
Seção Homogênea – Argila ou argila siltosa, altura menor que 15m	1:2,5	1:2
Seção Homogênea – Argila ou argila siltosa, altura maior que 15m	1:3	1:2,5
Areia ou Pedregulho e Areia com núcleo de argila	1:3	1:2,5
Areia ou Pedregulho com cortina de concreto armado	1:2,5	1:2

O engenheiro Paulo Teixeira da Cruz, em sua obra 100 Barragens Brasileiras, sugere os seguintes taludes preliminares, mostrados no **Quadro 2.4** a seguir.

### Quadro 2.4 - Inclinação dos Taludes – Paulo 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)

Portanto, para o material disponível na maioria das jazidas locais J-01, J-02, J-03, J-06 e J-08 com classificação geotécnica tipo SM/SC (areia siltosa/areia argilosa), a seção tipo foi fixada preliminarmente com inclinação do talude de montante como 2,5:1,0 (H:V) até a linha de escavação em solo compactado. Para o talude de jusante, em enrocamento, foi fixada a inclinação de 2,0:1,0 (H:V) com berma de equilíbrio de 4,00 m de largura na cota 172,00 m.

Importante salientar que apesar das tabelas indicativas para inclinação de talude em enrocamento apresentarem um valor menor, foi definido juntamente com a fiscalização, a inclinação de 2:1 de forma a promover o aproveitamento total do material da escavação do sangradouro.

O próximo passo após essa determinação preliminar é proceder aos cálculos de estabilidade dos taludes de forma a validar a escolha inicial.

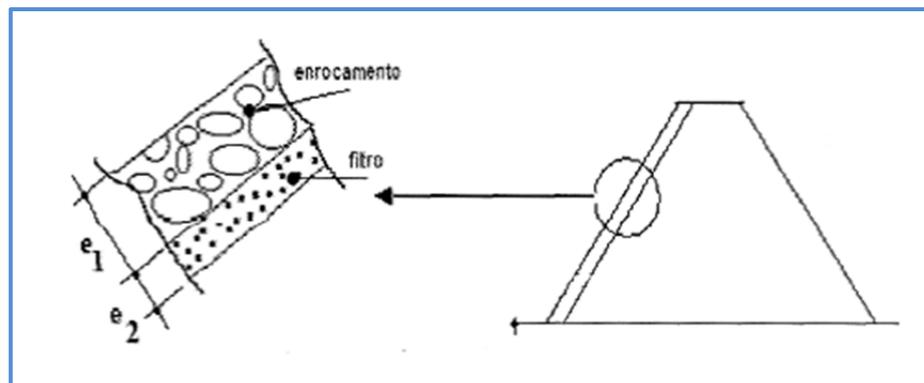
Os cálculos referentes à análise de estabilidade são apresentados em item específico mais à frente e as listagens do programa de estabilidade utilizado estão apresentadas no anexo deste volume.

### 2.3.5 - Proteção dos Taludes da Barragem

Sendo a barragem mista, o talude de montante deverá receber proteção contra erosão causada pela ação das ondas que se formarão no lago (montante).

#### Talude de Montante

No talude de montante, será adotada a solução em *rip-rap* lançado. A **Figura 2.3** a seguir esquematiza as espessuras para esta camada:



**Figura 2.3 - Detalhe das transições**

Para a determinação da espessura  $e_1$  do “*rip-rap*”, usou-se a indicação recomendada pelo *Tennessee Valley Authority*, dada pela seguinte equação:

$$e_1 = C \times v_o^2 \quad (1.12)$$

onde

$e_1$  = espessura do *rip-rap*;

$C$  = constante dependente do tipo de rocha e inclinação do talude;

$v_o$  = velocidade da onda (já calculada anteriormente quando da determinação da folga da barragem).

O **Quadro 2.5** a seguir, transcrito do Curso de Barragens de Terra do Eng. Luiz Hernani de Carvalho, apresenta os valores para “ $C$ ”:

**Quadro 2.5 - Valores de C, em Função do Talude**

Talude	C		
	$\delta=2,50T/M^3$	$\delta=2,65T/M^3$	$\delta=2,80T/M^3$
12:1	0,024	0,022	0,020
4:1	0,027	0,024	0,022
3:1	0,028	0,025	0,023
2:1	0,031	0,028	0,026
1,5:1	0,036	0,032	0,030
1:1	0,047	0,041	0,038

Então para o projeto em questão,  $v_o = 3,481$  m/s.

Para determinação de C, tem-se que:

Inclinação do talude de montante – 2,5:1 → para a rocha disponível na região, considera-se  $\delta = 2,75$  t/m<sup>3</sup> → com isso, do **Quadro 2.5**, foi adotado o valor intermediário entre os valores constantes na tabela para talude 3:1 e talude 2:1 e entre  $\delta = 2,65$  t/m<sup>3</sup> e  $\delta = 2,80$  t/m<sup>3</sup> → obtendo por interpolação dupla o valor de C = 0,0255.

Conseqüentemente  $e_1 = 0,0255 \cdot (3,481)^2 = 0,31$  m//

$e_1 = 0,31$  m → espessura por ora adotada será de 0,40 m como dimensão mínima por imposições construtivas, de modo a evitar contaminação do material bem como segregação do material. Esse valor passará por verificação mais adiante.

O enrocamento amortece o choque das ondas e o filtro (transição - areia grossa ou pedregulho) impede o carreamento de material fino do maciço.

Os blocos empregados na construção do *rip-rap* devem ser tais que no mínimo 50% do enrocamento seja constituído por rochas com peso igual ou superior a:

$$P_{50} \geq 0,52\delta \times e_1^3 \quad (I.13)$$

onde:

$P_{50}$ : peso do bloco em toneladas;

$\delta$ : densidade da rocha (t/m<sup>3</sup>);

$e_1$ : espessura do *rip-rap* (m)

Assim:

$$P_{50} \geq 0,52 \times 2,75 \times (0,40)^3 \geq 0,0915 \text{ ton ou } 91,5 \text{ kg}$$

Os blocos de enrocamento do *rip-rap* devem ter no mínimo 50% de rochas com o diâmetro igual a:

$$D_{50} = \left( \frac{P_{50\%}}{0,75\delta} \right)^{1/3} \quad (1.14)$$

Em que:  $D_{50}$  = diâmetro do bloco de rocha que compõem 50% do *rip-rap* (m)

Logo:

$$D_{50} = \left( \frac{0,0915}{0,75 \times 2,75} \right)^{1/3} \therefore D_{50} = 0,35m$$

Diâmetro e peso do bloco mínimo:

$$P_{\min} = 0,25P_{50\%} = 0,25 \times 0,09 \therefore P_{\min} = 0,0225tf$$

$$D_{\min} = \left( \frac{P_{\min}}{0,75\gamma} \right)^{1/3} = \left( \frac{0,0225}{0,75 \times 2,75} \right)^{1/3} \therefore D_{\min} = 0,22m$$

Diâmetro e o peso máximo do bloco.

$$P_{\max} = 4P_{50\%} = 4 \times 0,0915 \therefore P_{\max} = 0,366tf$$

$$D_{\max} = \left( \frac{P_{\max}}{0,75\gamma} \right)^{1/3}$$

$$D_{\max} = \left( \left( \frac{0,366}{0,75 \times 2,75} \right)^{1/3} \right) = D_{\max} = 0,56 \text{ m} \rightarrow \text{adotado como } D_{\max} = 60,00 \text{ cm} //$$

Mas como o  $D_{\max}$  calculado é maior do que a espessura pré-determinada para  $e_1$  que foi de 0,40m, então será corrigida a espessura do *rip-rap* para se adequar aos cálculos e, portanto, passará a ser adotado como  $e_1 = D_{\max} = 60,00 \text{ cm} //$

Portanto, as características do *rip-rap* ( $e_1$ ) devem estar dentro da seguinte faixa:

$P_{\min}$ (tf)	$D_{\min}$ (m)	$P_{\max}$ (tf)	$D_{\max}$ (m)	$P_{50\%}$ (tf)	$D_{50\%}$ (m)
0,025	0,25	0,40	0,60	0,095	0,35

O material do *rip-rap* deve ser produzido com a seguinte granulometria (**Quadro 2.6**):

**Quadro 2.6 – Resumo das Faixas Granulométricas – Material de RIP-RAP**

MATERIAL RIP-RAP	
Diâmetros (mm)	Faixa Granulométrica (% passa)
800	100
600	70 – 100
350	20 – 50
300	10 – 20
250	-

O rip-rap será assentado sobre uma camada de transição em brita produzida em obra, de espessura fixada como:

$$e_2 = \frac{e_1}{2} \quad (1.15)$$

onde:

$e_2$  = espessura da transição em brita

$e_1$  = espessura do *rip-rap* = 0,60 m'

então:  $e_2 = 0,60/2 = 0,30$  cm.

Assim, para proteção do talude de montante, haverá uma camada de enrocamento (*rip-rap*)  $e_1$  de 0,60 m e outra camada de transição  $e_2$ , produzida em obra, de 0,30 m, cumprindo, como proteção, uma espessura total de 0,90 m. A configuração segue o esquema:

$e_1 = 60,00$  cm

$e_2 = 30,00$  cm

O riprap será assente sobre uma camada de transição com 0,30m de espessura obtida de produto de britagem, atendendo aos seguintes requisitos:

- Material transição x Solo Compactado

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

$$(D_{15})_{transição} > 5 \times (D_{15})_{solo}$$

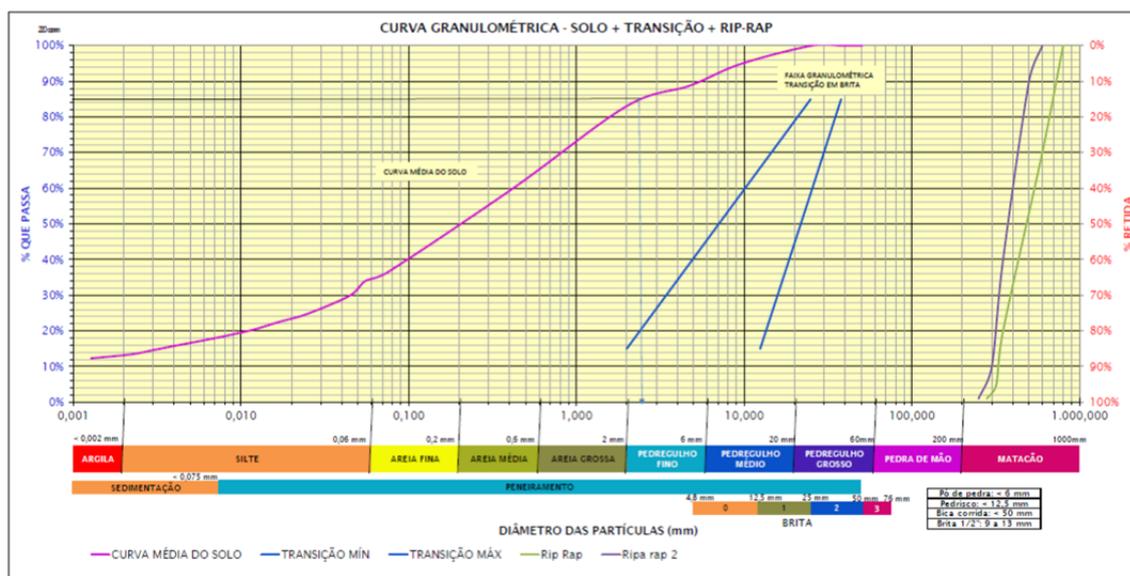
Com isso, pode ser definida a faixa granulométrica para produção do material:

$$D_{15t} \leq 5 \times 1,477 \rightarrow D_{15t} \leq 7,40mm \quad e$$

$(D_{15})_{transição} > 5 \times (D_{15})_{solo} \rightarrow D_{15t} > 5 \times 0,0022 \rightarrow D_{15t} > 0,01mm$ . Mas como o material a ser utilizado será brita, este limite inferior será fixado em 2,00mm.

Portanto:  $2,00\text{mm} < D_{15t} \leq 7,40\text{mm}$  e para garantir a proporcionalidade da curva granulométrica,  $33\text{mm} < D_{85t} < 122\text{mm}$

O gráfico a seguir apresenta as curvas granulométricas dos materiais de montante (**Figura 2.4**).



**Figura 2.4 - Curvas Granulométricas dos Materiais de Montante**

Recorrendo ao traçado das curvas granulométricas, poderá ser obtida a granulometria do material de transição que deverá ser produzido pela britagem de rochas da pedreira. O **Quadro 2.7** resume as faixas granulométricas deste material.

**Quadro 2.7 – Resumo das Faixas Granulométricas – Material de Transição**

MATERIAL DE TRANSIÇÃO	
PENEIRAS (mm)	FAIXA GRANULOMETRICA (%)
50	100
25,40	60 – 85
12,50	30 - 70
9,52	10 – 58
(Nº 4) 4,80	0 – 34
(Nº 10) 2,00	–

### 2.3.6 - Fundações da Barragem

Para as fundações da barragem, em toda área de implantação haverá limpeza através de escavação de material não consolidado, classificado pela geologia bem como detectado nas

sondagens como: *sedimentos de aluvião arenoso e solos inconsolidados, limitados por camada de solo residual, consistindo na remoção deste solo de recobrimento com espessuras médias variando de 1,00 a 5,00 metros.*

Abaixo desta linha de escavação, na região situada entre as estacas E108+00 m a E173+00 m, há alternância no perfil geotécnico entre solo residual mais permeável e fragmentos de rocha muito fraturada com baixa recuperação, principalmente na região entre o rio principal e o rio secundário. Nesta região delimitada, está previsto um *cut-off* com taludes de 1,5 (H):1,0 (V) localizado no eixo da barragem.

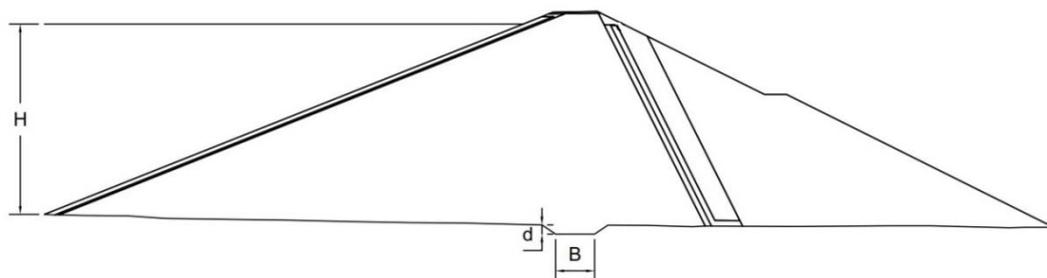
É importante salientar que tais regiões delimitadas pelas estacas acima citadas poderão ser visualizadas nos desenhos de projeto constantes no **Volume I – Tomo 2 – Desenhos**.

Para a região das ombreiras, esse *cut-off* não está previsto, uma vez que o solo residual é encontrado de modo mais aflorante.

Complementando a função do *cut-off*, está previsto um tratamento mais intenso em profundidade, através de injeção de calda de cimento, iniciando abaixo da escavação da base do *cut-off* e limitado a esta região com locação dos furos ao longo do seu eixo. Em dois trechos específicos, onde os ensaios de perda d'água específica apresentaram valores de perda total, haverá uma campanha de consolidação.

Com o preenchimento de material impermeável na trincheira vedante, comparado com o material da fundação, é esperado que se obtenha uma redução da percolação sob o maciço e das pressões no pé de jusante, que são diretamente proporcionais à profundidade da trincheira.

A determinação da largura da base (B) do *cut-off*, conforme descrito em Cruz (100 Barragens Brasileiras), é definida pela equação I.16. A **Figura 2.5** ilustra de forma genérica os dados necessários para o cálculo.



**Figura 2.5 - Detalhe genérico do dimensionamento do cut-off**

$$4,00 \text{ m} \leq B \leq 0,25 \times (H - d) < 20,0 \text{ m} \quad (1.16)$$

Onde:

B = largura da base do *cut-off* (m);

H = altura d'água na seção considerada, adotando a lâmina máxima;

d = profundidade da escavação da base na seção considerada, a partir do terreno com escavação ou, caso *cut-off* parcial, a profundidade do mesmo.

Para a determinação da seção representativa para o cálculo das dimensões da trincheira vedante, foram avaliadas aquelas que apresentam maiores profundidades de escavação de *cut-off*. Dentre as seções analisadas, foi escolhida aquela localizada na estaca 128+00m, uma vez que a mesma combina duas variáveis importantes para o cálculo acima apresentado: escavação de *cut-off* com maior dimensão “d” (acima de 4,00 metros) aliada a um valor da maior altura hidráulica “H” conforme ilustra o croquis da figura 2.5. Neste caso, as cotas a serem consideradas para o dimensionamento são as seguintes:

H = cota máxima de sangria - cota do terreno no pé do talude

- cota máxima de sangria considerando TR 1000 = 182,00 + 2,50 = 184,50 m
- cota do terreno no pé do talude levando em conta a escavação e limpeza superficial: 153,557 m

d = cota média do terreno no eixo do *cut-off* - cota de parada do *cut-off*

- cota média do terreno no eixo do *cut-off* :  $(154,714 + 152,40) / 2 = 153,557 \text{ m}$
- cota de parada do *cut-off*: 146,487 m

Substituindo os valores tem-se:

$$B = 0,25 * ((184,50 - 153,357) - (153,357 - 146,487)) \rightarrow B = 6,773 \text{ m}$$

Adotado o valor de **B = 7,00 m**//

### 2.3.6.1 - Tratamento das fundações

Com relação ao tratamento em profundidade, embora os valores determinados nos ensaios de perda d'água específica sejam indicativos de uma campanha de injeção moderada, está previsto tratamento das fundações através de injeções de impermeabilização, com linhas de furos primários, secundários e se for necessário, terciários localizados ao longo da base do *cut-off* pelo eixo.

Quando da execução da obra, o número de linhas de injeção deverá ser aferido e validado em campo, uma vez que o comportamento do maciço, frente ao avanço das injeções de impermeabilização, é que determinará a necessidade de continuidade executiva de linhas secundárias e terciárias, avaliada através dos boletins de execução de campo.

#### *2.3.6.1.1 - Análise da estanqueidade das fundações*

Em função dos resultados das investigações geológico geotécnicas, em especial dos ensaios de perda d'água sob pressão executados nas sondagens, verifica-se que ao longo das fundações da barragem ocorre substrato rochoso com variações da condutividade hidráulica com valores correspondentes à fundação semipermeável de  $k = 10^{-4}$  a  $10^{-5}$  cm/s. Contudo, os trechos mais permeáveis deverão ser removidos quando das escavações conforme já explanado anteriormente e materializados no desenho de projeto apresentado no Volume I – Tomo 2 – Desenhos.

Esse cenário confirma a necessidade de vedação complementar das fundações da barragem através da execução de uma cortina de injeções de impermeabilização posicionada ao longo do cut off.

O tratamento das fundações do substrato rochoso a ser executado visa interceptar e minimizar eventuais caminhos preferenciais de percolação d'água subterrânea reduzindo as ações de fluxos d'água pela fundação.

Também na região da ombreira direita, mais especificamente nas estacas E142 e E122 os resultados dos ensaios de perda d'água (SM-07 e SM-11 respectivamente) apresentaram resultados de perda total. No ensaio da sondagem SM-12 (E117) o ensaio apresentou abertura de fissuras. Então, está prevista uma campanha de injeções de consolidação da região de forma a melhorar as condições do subsolo traduzindo em um incremento na resistência mecânica, módulo de elasticidade e conseqüentemente aumento na estanqueidade. De modo a abranger regiões entre sondagens, foi delimitada uma área de consolidação mais ampla, entre as estacas E148 a E154, 139 a 145 e E125 a E114 completando o tratamento pela cortina de injeções.

#### *2.3.6.1.2 - Injeções de consolidação e impermeabilização na fundação*

O tratamento das fundações do substrato rochoso com injeções de calda de cimento reduz o fluxo de água nas fundações. A literatura técnica de barragens recomenda a execução de tratamentos de fundação tais como injeção de calda de cimento, no caso em que a perda d'água determinada nos ensaios seja superior a  $10^{-3}$  cm /s. Cruz (100 barragens Brasileiras -1998 – pg 521) indica que, para maciços rochosos com valores inferiores a  $5 \times 10^{-4}$  cm/s

não haveria necessidade de tratamento para redução de permeabilidade. Portanto, no projeto está delimitado o horizonte possível de injeção conforme os valores de perda d'água encontrados nos ensaios in situ.

Os furos de injeção localizados no eixo do cut-off da barragem terão uma profundidade média de 5,00 a 8,00m.

A sequência executiva para os trechos de injeção de impermeabilização está prevista para se dar conforme a seguir descrito:

- Serão executados inicialmente os furos primários (FP), denominados de exploratórios, espaçados a cada 4,00 m.
- Em seguida serão executados os furos secundários (FS), espaçados a cada 2,00 m dos furos primários.

As injeções de consolidação estão previstas para serem executadas a baixa pressão, com profundidades de 8,00 metros em áreas específicas da superfície de fundação entre as estacas E148 a E154, 139 a 145 e E125 a E114, com espaçamento entre furos de 1,00 metro e estão identificados com a nomenclatura FC. Neste caso de consolidação, a execução de todos os furos é obrigatória.

#### 2.4 - DRENAGEM INTERNA DA BARRAGEM

Novamente, é importante lembrar que os dados constantes sobre os solos deste memorial de cálculo foram extraídos do **Volume 1 – Estudos Básicos - Tomo 4 – Geologia e Geotecnia – Textos - Tomo 4.1 – Estudo dos Materiais Construtivos – Texto, Tomo 4A – Geologia e Geotecnia – Sondagens e Ensaio; Barragem e Vertedouro – Anexos I e Tomo 4A – Geologia e Geotecnia – Ensaio das Jazidas – Anexos II.**

O sistema de drenagem interna da barragem será constituído por um filtro inclinado para montante face a altura da barragem, reduzindo assim as tensões nesta área. Na sequência do filtro, para jusante, está prevista uma camada de transição em brita seguida por outra camada de material random proveniente das escavações obrigatórias do sangradouro.

Para o dimensionamento dos filtros, este deverá seguir os critérios para projetos de filtro preconizados por Terzaghi, descritos a seguir:

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

Para a areia utilizada deverão ser obedecidos os critérios de Terzaghi e Berthram, ou seja, critérios de proteção contra o carreamento das partículas mais finas e de garantia de permeabilidade, mostrados no **Quadro 2.8** a seguir.

**Quadro 2.8 - Critérios para o Filtro de Areia**

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

Para a mudança de um material mais fino para um material de granulometria maior, é necessário que seja feita uma transição com materiais de granulometria intermediária. Como o nome indica, as transições têm por finalidade impedir a passagem dos materiais mais finos através dos de maior diâmetro, seja pela ação do carreamento dentro do maciço, ou por carreamento externo, como ondas de reservatório, rebaixamento do nível d'água e chuva.

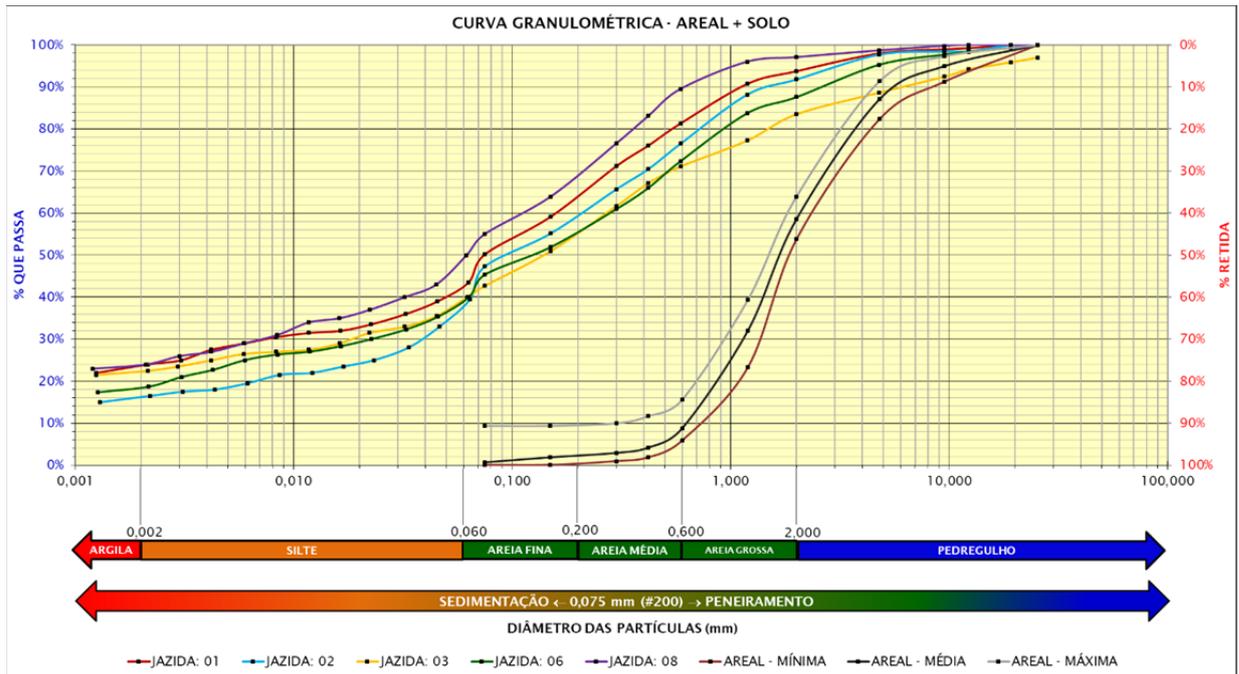
Sempre que haja previsão de transição de um material para outro de granulometria diferente, há necessidade de verificar se o material a jusante da direção do fluxo é filtro daquele a montante.

Portanto, as verificações foram feitas de acordo com o perfil da barragem Poço Comprido nos seguintes casos:

- Interface material coesivo-material granular (maciço x filtro);
- Interface material granular fino-material granular (filtro x transição);
- Interface material granular-material granular (transição x *random*).

Conforme constante no volume de estudos básicos sobre os materiais de construção, ilustradas na **Figura 2.6**, são apresentadas as curvas granulométricas dos solos a serem compactados no maciço da barragem e bem como os materiais para filtro.

Para as transições, serão delimitadas faixas granulométricas direcionando assim a escolha dos materiais a serem produzidos em obra.



**Figura 2.6 – Curva Granulométrica dos materiais de construção disponíveis nas jazidas estudadas**

Então:

**Interface material coesivo-material granular (maciço x filtro) - Solo SM/SC maciço:**

$$D_{15}(\text{filtro}) \leq 5 \times D_{85}(\text{solo}) = 0,60/1,477 = 0,40 \leq 5 \quad \therefore \text{ok!}$$

$$D_{15}(\text{filtro}) \geq 5 \times D_{15}(\text{solo}) = 0,60 \geq 5 \times 0,0022 \rightarrow 0,60 > 0,011 \quad \therefore \text{ok!}$$

**Interface material granular fino (filtro de areia – transição em brita):**

$$D_{15}(\text{transição})/d_{85}(\text{filtro}) \leq 9 \text{ (critério de contenção)}$$

$$D_{15}(\text{transição})/d_{15}(\text{filtro}) \geq 5 \text{ e } D_5 > 0,074 \text{ mm (critério de permeabilidade)}$$

Então:

$$D_{15}(t)/d_{85}(f) \leq 9$$

$$D_{15}(t) \leq 5 d_{85}(f) \Rightarrow D_{15}(t) \leq 9 \times 5 \Rightarrow D_{15}(t) \leq 45,00 \text{ mm}$$

$$D_{15}(t)/d_{15}(f) \geq 5 \Rightarrow D_{15}(t) \geq 5 \times 0,70 \Rightarrow D_{15}(t) \geq 3,50 \text{ mm}$$

$$\text{Portanto: } 3,50 \text{ mm} \leq D_{15}(t) \leq 45,00 \text{ mm //}$$

**Interface material granular (transição) - material granular (random enrocamento):**

$$D_{15}(\text{random})/d_{85}(\text{trans}) \leq 9 \text{ (critério de contenção)}$$

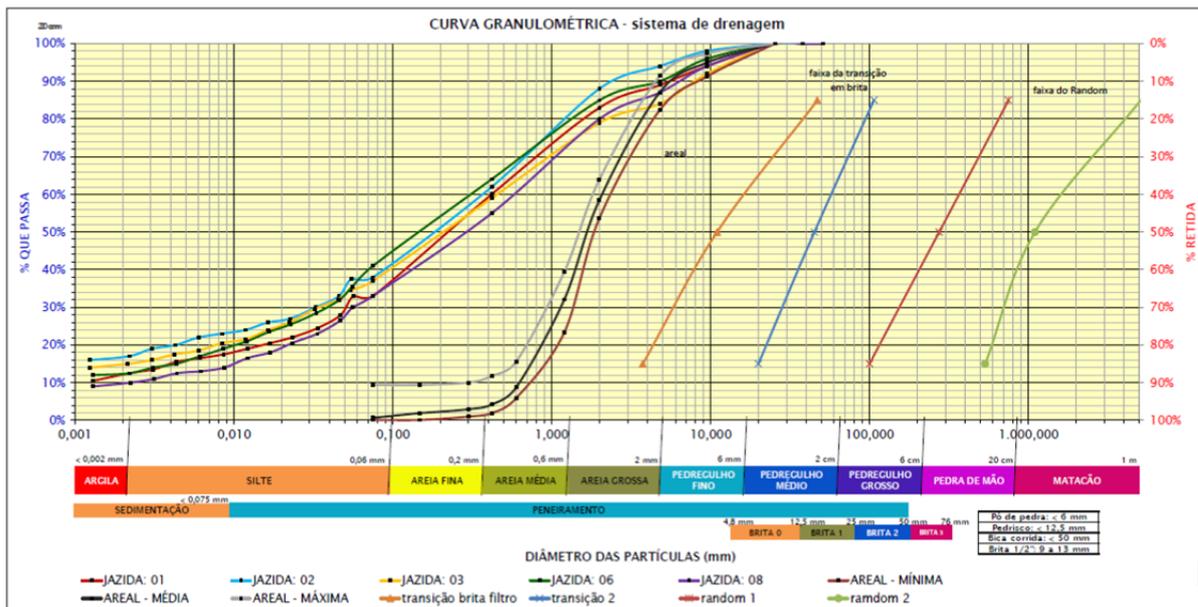
$D_{15}(\text{random})/d_{15}(\text{trans}) \geq 5$  (critério de permeabilidade)

$D_{15}(\text{random})/d_{15}(\text{trans}) \geq 5 \Rightarrow 5 \times 3,5 = 17,5 \text{ mm}$  e  $D_{15}(\text{random})/d_{15}(\text{trans}) \geq 5 \Rightarrow 5 \times 45 = 225 \text{ mm}$

Então, temos:  $17,5 \text{ mm} \leq D_{15r} \leq 225 \text{ mm}$

**Observação geral:** As curvas granulométricas dos materiais de filtro deverão ser aproximadamente paralelas à curva do material do maciço e obedecer aos critérios de filtro anteriormente especificados.

O gráfico a seguir apresenta as curvas granulométricas de cada material do sistema de drenagem da barragem.



**Figura 2.7 - Curvas Granulométricas de Cada Material do Sistema de Drenagem**

Para os materiais a serem produzidos em obra, as curvas granulométricas fornecem os dados do **Quadro 2.9**.

**Quadro 2.9 – Resumo das Faixas Granulométricas – Material de Transição Brita**

MATERIAL DE TRANSIÇÃO ( Brita)	
PENEIRA (mm)	FAIXA GRANULOMETRICA (%)
150	100
100	100 – 86
50,80	84 – 54
25,40	68 – 24
19,00	60 – 15
12,70	48 – 0
(Nº 4) 4,80	14 – 0
(Nº 10) 2,00	–

Para o random, material a ser reutilizado das escavações do sangradouro, a faixa granulométrica aplicável será a do **Quadro 2.10**.

**Quadro 2.10 – Resumo das Faixas Granulométricas – Material de Transição Brita**

MATERIAL RANDOM	
PENEIRA (mm)	FAIXA GRANULOMETRICA (%)
3000	100
2500	100 – 86
750,00	95 – 50
535,00	85 – 58
275,00	70 – 15
100,00	50 – 0
80,00	15 – 0

#### 2.4.1 - Análise de Fluxo e Dimensionamento do Sistema de Drenagem Interna

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

Para obtenção destes valores foi adotado o processo gráfico do traçado da rede de fluxo admitindo a dissipação da carga total entre a entrada e a saída, através do programa SEEP/W. Este é um programa desenvolvido pela empresa *Geoslope International*® e utiliza elementos finitos que analisam problemas de percolação em solos e dissipação de pressões neutras. O programa permite vários tipos de análises, tais como simples problemas em meios saturados e regime estacionário a situações mais complexas envolvendo materiais não saturados em regime transitório. Adequa-se a projetos de engenharia geotécnica,

hidrogeológica e de minas. Permite criar a geometria, gerar a malha de elementos finitos, impor as condições de contorno, resolver numericamente o problema e tratar graficamente os resultados obtidos.

Através do programa SEEP/W são determinadas as condições de fluxo pelo maciço e fundações da barragem através de elementos finitos, com entrada de dados referentes às permeabilidades de cada camada e geometria do maciço permitindo assim que o software trace redes de fluxo que se desenvolvem pelo maciço quanto pelas fundações da barragem, a partir das condições de contorno especificadas na entrada de dados.

Os cálculos efetuados são apresentados no item específico no Tomo 3A-Anexos, através das listagens geradas pelo software, incluindo figuras com as superfícies críticas e malhas de procura para cada caso analisado.

O valor do coeficiente de permeabilidade (k) do solo do talude de montante da barragem foi obtido a partir dos ensaios de permeabilidade realizados nas amostras de materiais coletados e conforme já citado, apresentados nos volumes de estudos básicos.

Para traçado da rede de fluxo, foi considerada a anisotropia inerente à compactação do solo do espaldar de montante da barragem. Com isso, a relação entre as permeabilidades horizontal e vertical foi adotada como sendo igual a 9.

Foram adotados valores dos coeficientes de permeabilidade (k) representativos dos ensaios, conforme a seguir:

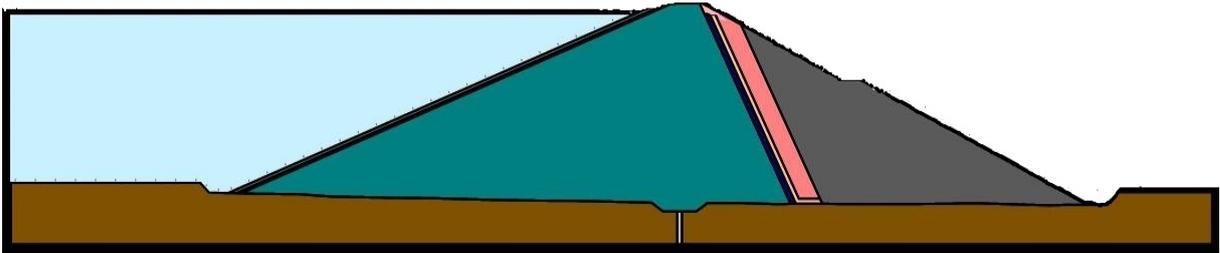
- Solo compactado para o espaldar de montante:  $k = 3,48 \times 10^{-6}$  cm/s;
- Material da fundação: nos resultados dos ensaios de perda d'água realizados nas sondagens SM-09, 10, 11 e 12 executadas na região da seção em análise de fluxo, é observada variação dos valores referentes à permeabilidade no subsolo ( os ensaios de permeabilidade executados in situ traduziram valores que variaram entre  $k = 10^{-4}$  cm/s a  $10^{-5}$  cm/s). Então, a seção elaborada para análise da rede de fluxo contemplou um subsolo com estratificação denotando valores diferentes de permeabilidade conjugados com a seção mais alta da barragem. Portanto, os valores acima mencionados foram ambos usados para compor o perfil de subsolo na mesma seção;
- Areia para filtro de drenagem interna (areia média de rio):  $k = 1,3 \times 10^{-3}$  cm/s;

Para os materiais como transição e enrocamento, os valores de permeabilidade adotados são:

- Enrocamento do espaldar de jusante:  $k = 10^0$  cm/s
- Random:  $k = 10^{-1}$  cm/s

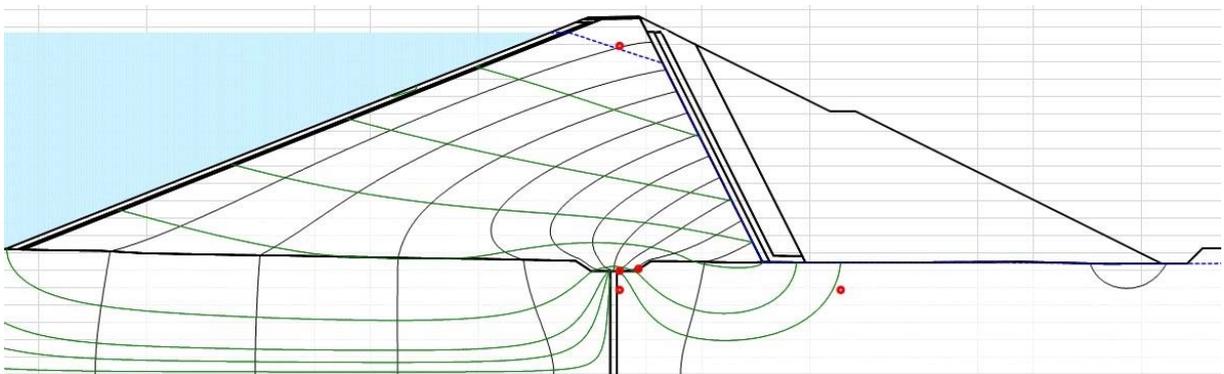
- Brita transição:  $k = 10^{-2}$  cm/s

Portanto, as análises do fluxo pelo maciço e fundações foram elaboradas combinando a seção condicionante (cuja escolha foi explanada anteriormente) com os valores de permeabilidade para os materiais apresentados, tendo como resultado a seguinte seção de estudos esquematizada na **Figura 2.8**.



**Figura 2.8 – Seção de estudo**

A rede de fluxo gerada pelo software está representada na **Figura 2.9** a seguir.



**Figura 2.9 – Rede de fluxo**

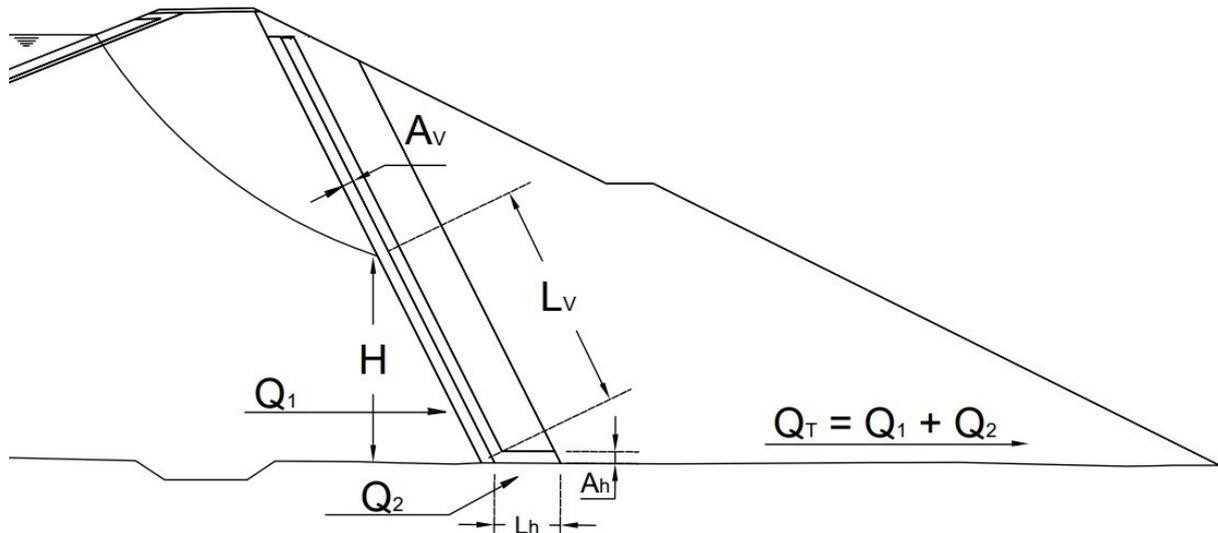
Com isso, os resultados gerados pelo programa SEEP/W, em termos de vazões foram os seguintes:

- $Q_{\text{maciço}} = 8,05 * 10^{-7}$  m<sup>3</sup>/s/m
- $Q_{\text{fundações}} = 7,93 * 10^{-7}$  m<sup>3</sup>/s/m

As listagens referentes aos cálculos via software SEEP estão no Tomo 3A – Anexos.

## 2.4.2 - Cálculo da Espessura do Filtro Vertical Inclinado

A espessura do filtro vertical inclinado capaz de dar vazão à descarga de projeto será calculada através da equação de Darcy, aplicada à seção genérica apresentada na **Figura 2.10** a seguir.



**Figura 2.10 – Esquema para Cálculo do Filtro Inclinado e Tapete Horizontal**

$$A_v = \frac{Q_1 L_v}{kH} \quad (1.17)$$

Onde:

$k$  = permeabilidade do material do filtro inclinado =  $1,3 \times 10^{-3}$  cm/s =  $1,3 \times 10^{-5}$  m/s;

$L_v$  = comprimento de percolação no filtro inclinado;

$Q_1$  = vazão pelo maciço;

$H$  = altura de entrada da freática em relação ao tapete drenante.

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

Com a vazão percolando pelo maciço da barragem quantificada em  $Q_b = 8,05 \times 10^{-7}$  m<sup>3</sup>/s/m,  $L_v = 30,003$  m (medido na seção em análise vinda do SEEP) e  $H = 26,73$  m (medidos na seção tipo), a seção do filtro pode ser determinada.

Então:

$$Av = 8,05 * 10^{-7} \times 30,003 / 1,3 \times 10^{-5} \times 26,73 = 0,0695 \text{ m/m//}$$

Tendo em vista aspectos construtivos e no intuito de evitar risco de colmatação foi adotada, no projeto, uma espessura igual a **B=1,00 m//**

### 2.4.3 - Dimensionamento da Espessura do Tapete Horizontal

A espessura do tapete horizontal será dimensionada de modo a dar vazão à descarga freática através do maciço ( $Q_1$ ) e das fundações ( $Q_2$ ), conforme mostrada anteriormente no esquema da **Figura 2.10**, através da equação:

$$A_h = \sqrt{\frac{(Q_1 + Q_2)L_h}{k}} \quad (1.18)$$

Onde:

$k$  = permeabilidade do material do tapete horizontal =  $10^{-2} \text{ cm/s} = 10^{-4} \text{ m/s}$ ;

$L_h$  = comprimento de percolação no tapete horizontal, medido na seção tipo;

$Q_1$  = vazão pelo maciço;

$Q_2$  = vazão pelas fundações.

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

No caso em questão, esse tapete é de comprimento pequeno, uma vez que ele somente estará disposto após o filtro de areia e sob a transição em brita, pois o espaldar de jusante é formado por enrocamento. O comprimento do tapete é obtido através da medição direta do valor na seção tipo da barragem e apresentou portanto, dimensão de  $l_h = 5,65\text{m}$ .

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

$$Q_1 = Q_b = 8,05 * 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \text{ e } Q_2 = Q_f = 7,93 * 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Segundo sugere Massad (2010), deve ser considerado um fator de segurança nas vazões, majorando  $Q_1$  e  $Q_2$  em 10 vezes para garantir que o tapete horizontal trabalhe com gradientes hidráulicos muito baixos e Gaioto (2003) complementa que, para evitar subpressões elevadas na barragem e manter não saturada a zona de jusante, os tapetes

drenantes devem trabalhar com a menor carga hidráulica possível, ou seja, com gradiente hidráulico muito baixo. Então:

$$B2 = \sqrt{\frac{(8,05 \times 10^{-7} + 7,93 \times 10^{-7}) \times 10 \times 5,65}{10^{-4}}} \rightarrow B2 = 0,94 \text{ m//} \text{ portanto, foi adotada a espessura de}$$

1,00 metro para evitar colmatação do sistema drenante.

## 2.5 - CURVA CHAVE DO RIACHO DOS MACACOS A JUSANTE DO EIXO DA BARRAGEM

O presente estudo foi elaborado para obtenção da curva chave do riacho dos Macacos, a jusante do eixo da barragem Poço Comprido, de forma simplificada.

O estudo tem como objetivo definir a cota máxima de inundação e a área inundada a jusante da barragem e, com base nesta informação, permitir a definição da fixação da cota mínima da casa de comando da tomada d'água, assim como verificar se a vazão máxima do vertedouro não provocará danos na ponte existente na CE 266, localizada a jusante da barragem. O estudo será realizado a partir da vazão efluente milenar que passa pelo vertedouro da barragem e verificada para vazão decamilenar.

### 2.5.1 - Condições e Critérios Utilizados para o Desenvolvimento do Cálculo Hidráulico

A metodologia utilizada está baseada em algumas hipóteses simplificadoras a seguir:

- Escoamento gradualmente variado;
- O trecho escolhido foi restrito a partir do eixo da barragem até a jusante da ponte existente no cruzamento do riacho com a CE-366;
- Canais com pequena declividade (menores que 1:10).

Para definição do cálculo foi empregada a fórmula de Manning, considerando o riacho como um canal de escoamento livre com seções irregulares.

$$Q = \frac{1}{\eta} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \times A \quad (I.19)$$

onde:

$Q$  = vazão no canal ( $\text{m}^3/\text{s}$ );

$\eta$  = coeficiente de Manning;

$R$  = raio hidráulico ( $\text{m}^2/\text{m}$ );

$I$  = declividade do fundo canal ( $\text{m}/\text{m}$ );

$A$  = área molhada ( $\text{m}^2$ ).

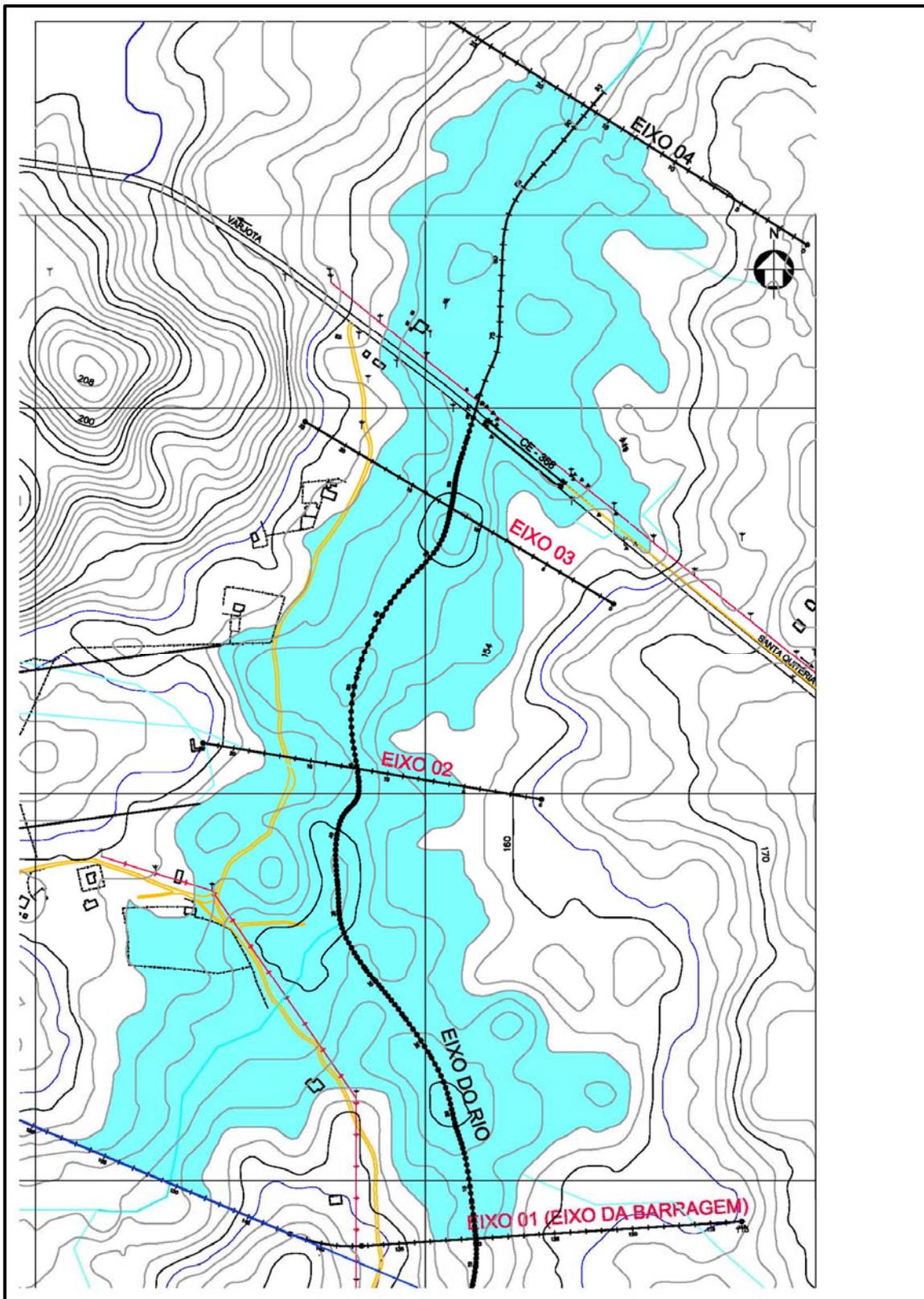
Para definição das seções transversais a serem estudadas, foram definidos quatro eixos transversais ao escoamento fluvial do riacho dos Macacos, a partir do eixo da barragem Poço Comprido, sendo este o primeiro ponto e, tendo como base a topografia local definida no estudo básico, foram identificados possíveis estrangulamentos ou mudanças de seções extremas a jusante da barragem as quais poderiam provocar maiores inundações e remansos.

O estudo ficou limitado ao trecho entre o eixo da barragem e a jusante da estrada CE-366, com uma extensão total de 1.680,00 m.

Para o trecho foram definidas quatro seções:

- Eixo 1: no local do eixo do projeto da barragem;
- Eixo 2: a 600,00 m à jusante da barragem, logo após a entrada do canal de restituição do vertedouro e em um ponto de estrangulamento topográfico;
- Eixo 3: a 1.000,00 m do eixo da barragem e imediatamente anterior à estrada CE-366;
- Eixo 4: a 1.560,00 m do eixo da barragem e posterior a ponte da estrada CE-366.

A **Figura 2.11** apresenta a planta baixa de localização das seções elencadas.



**Figura 2.11 - Planta baixa com localização das seções**

### **2.5.2 - Vazões da Curva Chave**

Para o dimensionamento foi utilizada a vazão de referência definida nos estudos hidrológicos, como a vazão efluente vertente pela laminação no reservatório, sendo adotada a cheia efluente milenar ( $Q = 1.273,00 \text{ m}^3/\text{s}$ ) e verificado para decamilenar ( $Q = 1.765,00 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

### **2.5.3 - Coeficiente de Manning**

Para definição do coeficiente de rugosidade de Manning, foi utilizado o manual de drenagem do DNIT, onde são definidas diversas situações de aplicação e tipo de revestimento associado ao seu coeficiente de rugosidade respectivo. Com base nesta tabela, no item de cursos de água natural com área de inundação, possuindo largura do riacho maior do que 30,00m e seção regular, a tabela indica uma faixa de coeficiente entre 0,025 a 0,06, sendo adotado pelo projetista 0,025.

Para o caso específico da ponte existente, ao consultar o manual do DNIT, este trecho foi classificado como canal aberto revestido nas paredes em concreto e no fundo cascalho. O coeficiente de Manning utilizado foi de 0,015.

### **2.5.4 - Declividade do Trecho a Simular.**

Foi adotada a declividade média para esse trabalho, com base em informação dos levantamentos topográficos realizados durante o estudo básico do referido projeto.

Para o trecho em estudo, ao longo do leito natural do riacho, foi adotada uma declividade  $S_0 = 0,002 \text{ m/m}$  para o riacho dos Macacos. Para o trecho específico da ponte, a declividade do fundo da ponte medida é  $S_p = 0,001 \text{ m/m}$ .

### **2.5.5 - Dimensionamento do Fluxo sob a Ponte e Sobre o Riacho dos Macacos na CE-366**

Foi verificada a cota do nível de água que passará pelo riacho dos Macacos, na altura da CE-366, com o objetivo de identificar uma possível interferência da ponte sobre o referido riacho, na barragem Poço Comprido. Para isto foi dimensionada a capacidade máxima de fluxo de água pela ponte, para vazão milenar de descarga do vertedouro da barragem ( $Q = 1.273,00 \text{ m}^3/\text{s}$ ), onde foi obtida a cota da água (152,89 m).

Para definição do cálculo foi empregada a fórmula de Manning, considerando o rio como um canal de escoamento livre e regime de escoamento como subcrítico.

O **Quadro 2.11** apresenta os dados de entrada e os resultados obtidos

**Quadro 2.11 - Resumo do cálculo de verificação da ponte sobre o riacho dos Macacos**

Dados de Entrada	
Vazão afluyente (m <sup>3</sup> /s)	1273,00
Coeficiente de Manning	0,015
Declividade (m/m)	0,001
Comprimento do bueiro (m)	20,00
Largura Da ponte (m)	110,00
Altura da ponte (m)	5,00
Altura do aterro em Relação ao emboque (m)	2,00
Resultados	
Ponte	110 x 5(m)
Condição de funcionamento hidráulico do bueiro	Canal Subcrítico
Regime de escoamento do bueiro	Subcrítico
Declividade crítica (m/m)	0,0016
Profundidade crítica (m)	2,44
Vazão admissível (m <sup>3</sup> /s)	2.231
Profundidade Operacional em Escoamento Uniforme (m)	2,89
Velocidade Associada à Prof. Operacional em Esc. Uniforme (m/s)	4,13
Cota do nível de água máximo	152,89

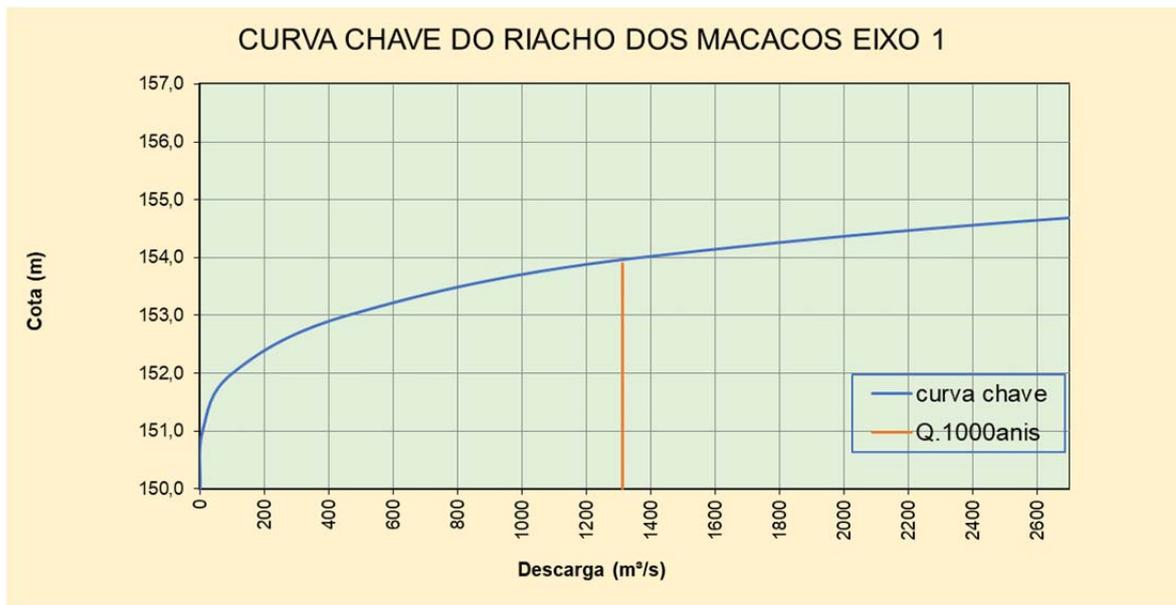
### 2.5.6 - Resultados

São apresentados a seguir, os resultados da simulação das vazões que permitiram avaliar o *tail water (TW)* à jusante da Barragem Poço Comprido, tendo sido empregados desde vazões de baixa recorrência até a descarga milenar, o que permitiu uma definição mais precisa da curva-chave do rio.

Os **Quadros 2.12 a 2.15** e **Figuras 2.11 a 2.14** a seguir, apresentam os resultados obtidos para cada caso elencado.

**Quadro 2.12 - Resultado numérico do eixo 1**

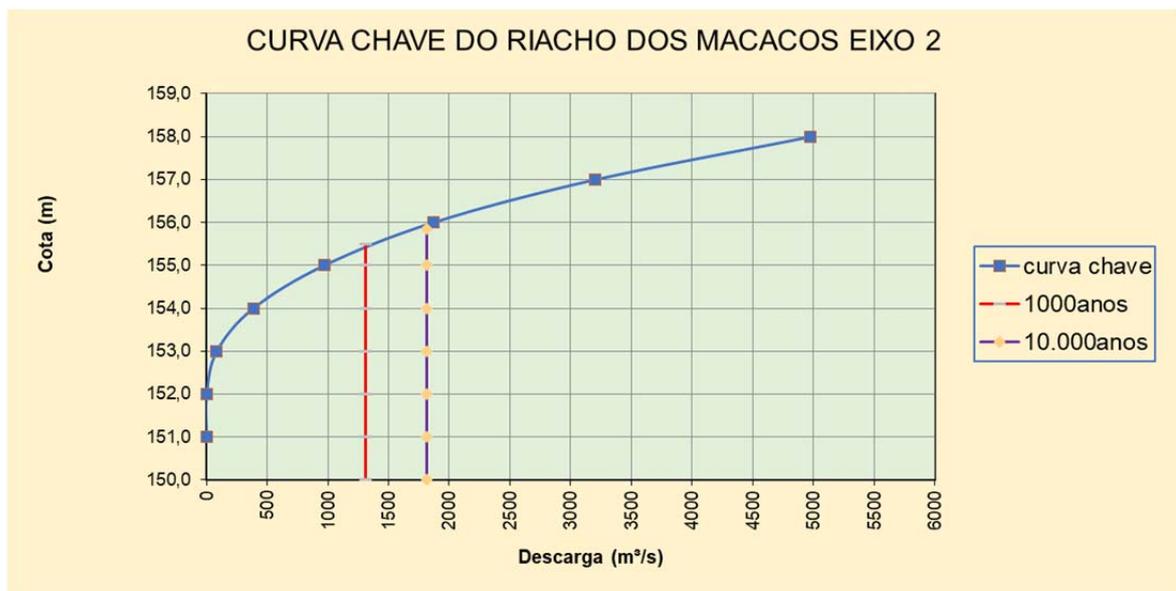
COTA (m)	Area (m <sup>2</sup> )	PERÍMETRO (m)	COEF. MANNING	DECLIVIDADE I(m/m)	R <sup>2/3</sup>	VAZÃO Q(m <sup>3</sup> /s)
150	0	0	0,025	0,002	0	0,000000
151	11,48075	48,43	0,025	0,002	0,383034	7,866516
152	77,4174	125	0,025	0,002	0,726584	100,623469
153	253,4372	250	0,025	0,002	1,009145	457,508239
154	621,0264	458	0,025	0,002	1,225076	1360,968608
155	1229,082	589	0,025	0,002	1,632965	3590,315348
156	2141,804	711,95	0,025	0,002	2,083948	7984,388991



**Figura 2.11 - Curva chave do eixo 1**

**Quadro 2.13 - Resultado numérico do eixo 2**

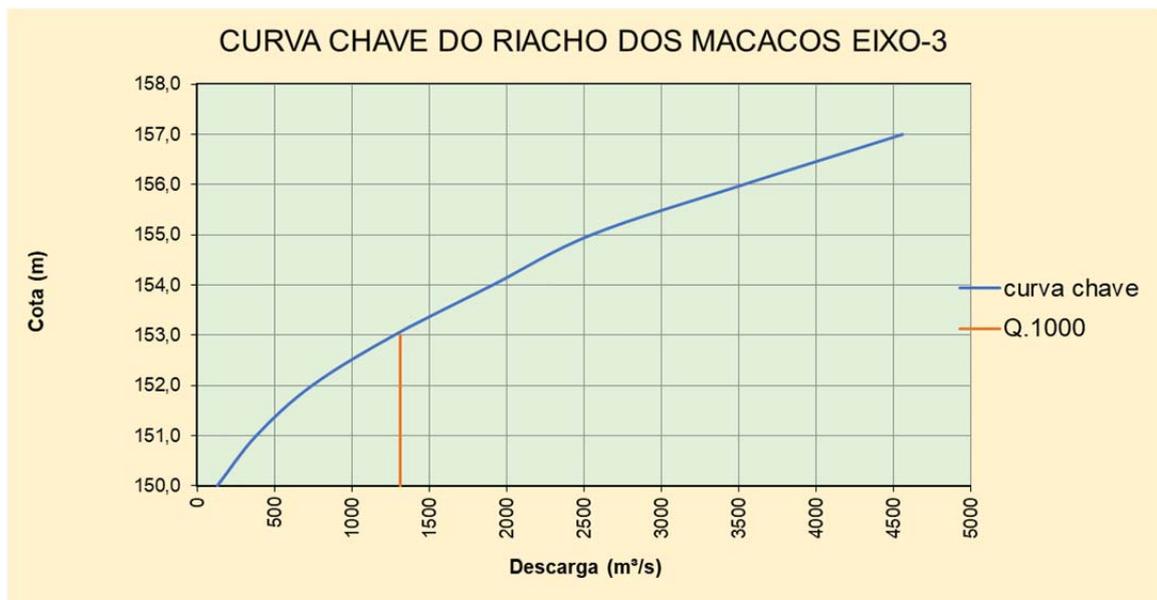
COTA (m)	Area (m <sup>2</sup> )	PERÍMETRO (m)	COEF. MANNING	DECLIVIDADE I(m/m)	R <sup>2/3</sup>	VAZÃO Q(m <sup>3</sup> /s)
150	0	0	0,025	0,002	0,000	0,000
151	0	0	0,025	0,002	0,000	0,000
152	9,35	80	0,025	0,002	0,057	0,956
153	66,59	110	0,025	0,002	0,716	85,244
154	178,43	134	0,025	0,002	1,210	386,324
155	356,43	190	0,025	0,002	1,521	969,832
156	589,27	250	0,025	0,002	1,771	1866,977
157	863,98	290	0,025	0,002	2,070	3199,994
158	1171,02	320	0,025	0,002	2,375	4974,493



**Figura 2.12 - Curva chave do eixo 2**

**Quadro 2.14 - Resultado numérico do eixo 3**

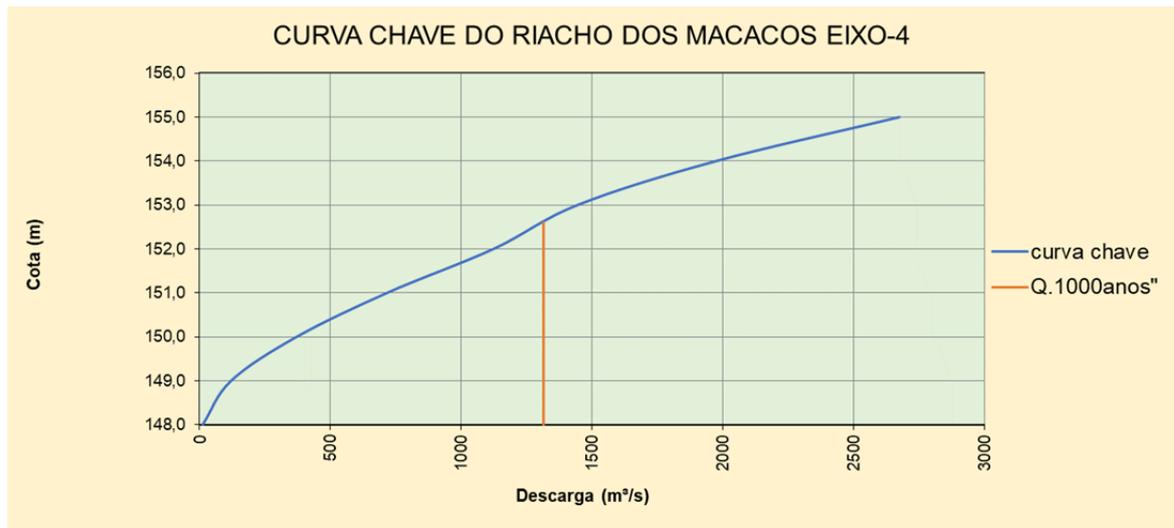
COTA (m)	Area (m <sup>2</sup> )	PERÍMETRO (m)	COEF. MANNING	DECLIVIDADE I(m/m)	R <sup>2/3</sup>	VAZÃO Q(m <sup>3</sup> /s)
150	70	68	0,025	0,002	1,019513	127,663216
151	145,81	83	0,025	0,002	1,455927	379,753493
152	237,64	103	0,025	0,002	1,746043	742,248643
153	345,63	117	0,025	0,002	2,058814	1272,926908
154	469,69	137	0,025	0,002	2,273669	1910,352308
155	622,9	180	0,025	0,002	2,287866	2549,317167
156	810,45	213	0,025	0,002	2,437237	3533,450116
157	1058,52	283	0,025	0,002	2,409582	4562,635890



**Figura 2.13 - Curva chave do eixo 3**

**Quadro 2.15 - Resultado numérico do eixo 4**

COTA (m)	Area (m <sup>2</sup> )	PERÍMETRO (m)	COEF. MANNING	DECLIVIDADE I(m/m)	R <sup>2/3</sup>	VAZÃO Q(m <sup>3</sup> /s)
148	10	20	0,025	0,002	0,629961	11,269076
149	69,04	72	0,025	0,002	0,972401	120,093996
150	143,79	83	0,025	0,002	1,442449	371,025763
151	234,56	105	0,025	0,002	1,708873	717,032286
152	341,6	137	0,025	0,002	1,838787	1123,632730
153	464,94	203	0,025	0,002	1,737536	1445,126337
154	609,47	250	0,025	0,002	1,811374	1974,856477
155	781,35	295	0,025	0,002	1,914325	2675,693350



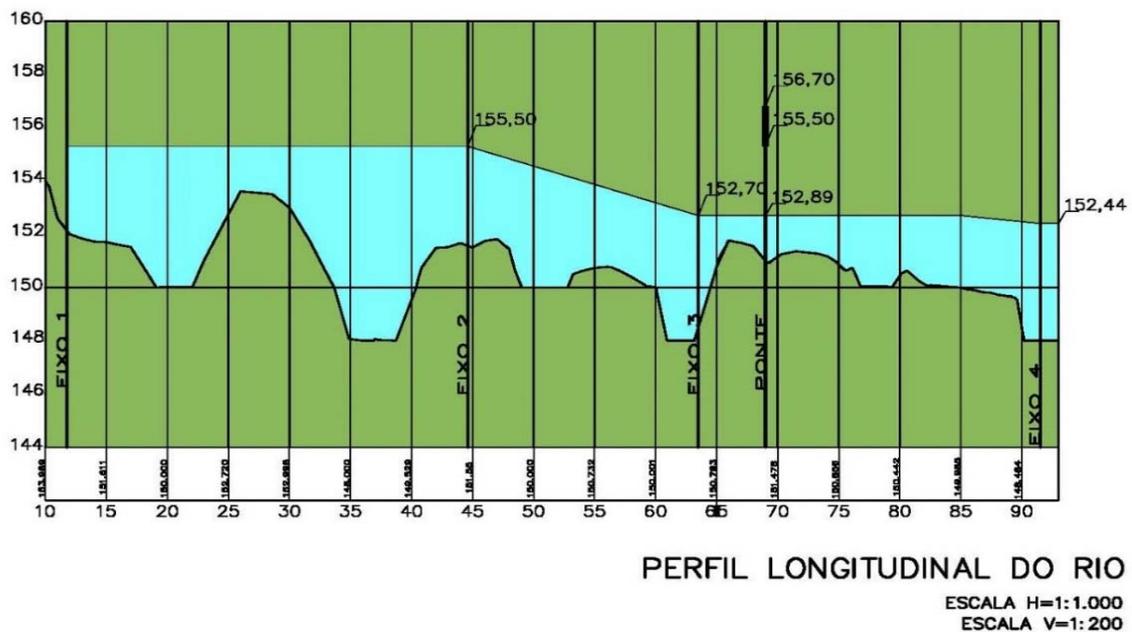
## 2.5.7 - Conclusões

Este estudo foi desenvolvido com base nas informações dos estudos básicos da Barragem Poço Comprido e das curvas topográficas apresentadas pelo projeto.

Como conclusões, a partir dos resultados das simulações são obtidas:

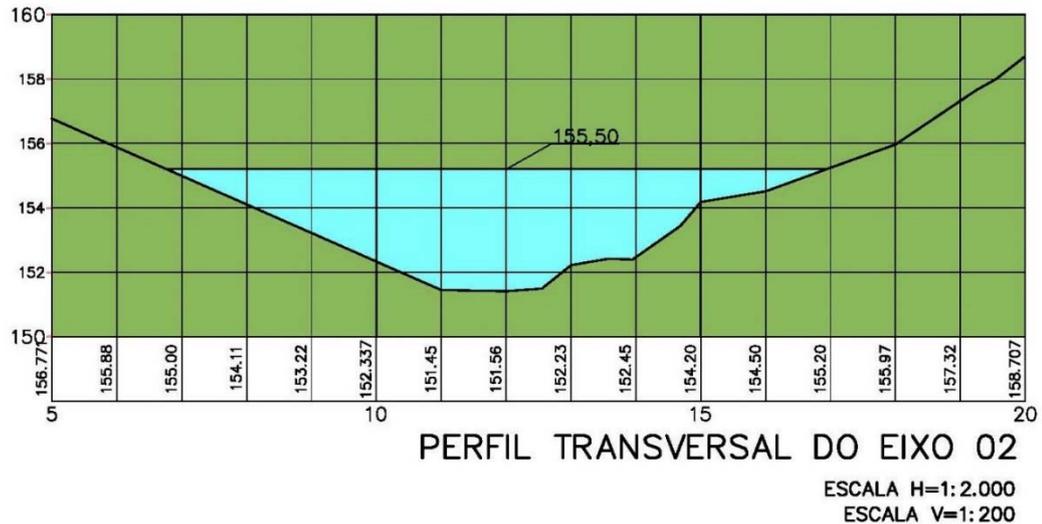
- A seção do eixo 2, será o ponto de maior estrangulamento do riacho o que provocará um remanso à montante de sua seção, definindo a cota de inundação de toda a área no pé da barragem;
- O nível d'água para o riacho dos Macacos no eixo 1, localizado no eixo da barragem, será a cota **155,50 m**, para a condição de cheia milenar, a qual foi estabelecida a partir das condições naturais da calha do Rio, e do refluxo da água a partir do eixo 2;
- Foi verificada a cota do remanso no pé da barragem para a vazão decamilenar da cota **155,85 m**;
- A cota da ponte existente a jusante da barragem não provocará condições de inundação acima da cota 155,50 m, para as vazões de maiores frequências e com períodos de retorno abaixo de 1000 anos;
- Será adotada a cota 161,00 m como a mínima da construção da casa de comando da tomada d'água da barragem.

A **Figura 2.15** apresenta o perfil longitudinal do riacho dos Macacos.



**Figura 2.15 - Perfil Longitudinal do Riacho dos Macacos**

A **Figura 2.16** apresenta a seção transversal do eixo 2.



**Figura 2.16 - Seção Transversal Eixo 2**

## 2.6 - ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA ESTRUTURA DO MACIÇO DA BARRAGEM

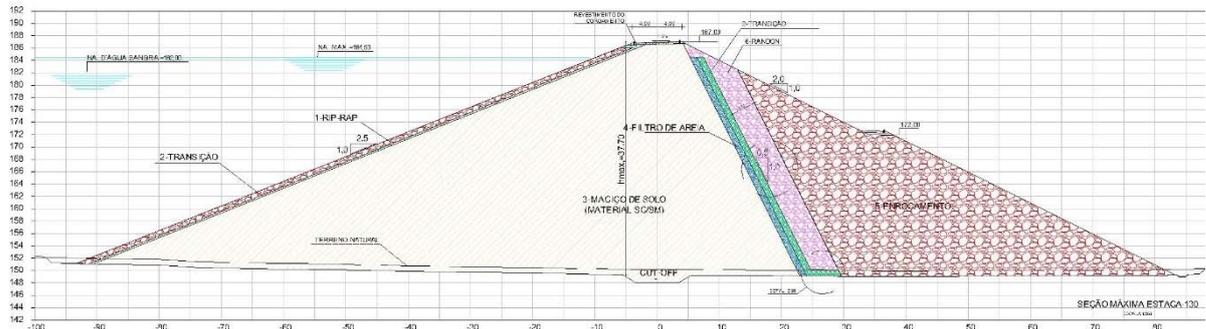
### 2.6.1 - Generalidades

Os cálculos da estabilidade dos taludes do maciço foram efetuados utilizando-se a análise estática. Esta foi executada com base no método de equilíbrio limite, proposto por Bishop, e também, conforme solicitação da fiscalização, foi utilizada a metodologia segundo Morgenstern-Price, implementados automaticamente através do programa de cálculos SLOPE/W.

A seção escolhida para os cálculos foi aquela situada na estaca E130+0,00 m, uma vez que apresenta 37,70 m de altura acima das fundações. No entorno desta estaca, as sondagens detectaram subsolo com maior espessura de camada de solo. Então, a simulação de uma seção crítica se deu através da mescla de condições de subsolo mais desfavoráveis com maior altura de barragem acima das fundações. Essa composição detém as condições mais críticas para análise.

Os estudos se desenvolveram através da comparação entre os fatores de segurança (FS) calculados com os admissíveis segundo normas da Eletrobrás (2003) para o projeto.

A **Figura 2.17** ilustra a seção tipo adotada:



**Figura 2.17 - Seção Crítica para Análise Estaca 130+0,0 m**

Para a seção da barragem, como hipótese simplificadora, não foram consideradas as camadas no coroamento e *rip-rap*. Essas simplificações influem pouco nas análises e ainda assim são a favor da segurança, já que os materiais destas camadas foram substituídos por outros com parâmetros de resistências inferiores.

Portanto, nesta fase de projeto executivo foram avaliadas as seguintes situações:

- Final de Construção – análise feita para os taludes de montante e jusante;
- Regime Permanente (Operação) - análise feita no talude de jusante;
- Regime Permanente com sismo - análise feita no talude de jusante;
- Rebaixamento Rápido – análise feita no talude de montante mesmo a barragem não estando propensa a este movimento.

A análise sísmica foi elaborada pelo processo pseudo-estático introduzindo um fator de aceleração da gravidade.

Conforme descrito no **Volume 4 - Etapa A2 - Estudos Básicos e Anteprojeto da Barragem - Tomo 4.1 – Geologia e Geotecnia - Textos**, a região de Santa Quitéria, e mais especificamente da Barragem Poço Comprido, encontra-se localmente em região classificada de baixa sismicidade.

Isso posto, os valores deveriam ser adotados conforme consta na norma da Eletrobrás, transcrita a seguir:

*“Recomenda-se, portanto, através da análise pseudo-estática a avaliação das condições da barragem face a sismos naturais ou induzidos adotando-se cargas sísmicas correspondentes a acelerações de 0,05 g na direção horizontal e 0,03 g na direção vertical.”*

No entanto será analisado o talude de jusante em condição de operação sob influência das cargas sísmicas correspondentes a acelerações de 0,10g na direção horizontal e 0,05g da direção vertical bem como será considerado o fator de segurança mínimo igual a 1,20.

No caso de solo compactado tecnologicamente para o talude de montante, o critério de ruptura utilizado na formulação original de Bishop bem como Morgenstern Price é o de Mohr-Coulomb.

Importante salientar que, para a análise do talude de jusante composto por enrocamento, foi utilizado o critério de ruptura proposto por Hoek-Brown (1980). O critério de ruptura de Hoek-Brown descreve a ruptura de um maciço rochoso (com base em centenas de análises realizadas em estruturas subterrâneas e taludes rochosos), sendo este critério já inserido nas rotinas de cálculo do software anteriormente citado.

Portanto, para a análise de taludes em rocha se faz necessário um critério que seja capaz de representar a resistência do maciço rochoso de forma apropriada.

Foram analisadas 3 (três) superfícies potenciais de ruptura através da determinação de círculos rasos, intermediários e profundos para cada caso de carregamento.

Os resultados dos cálculos efetuados são apresentados no Tomo 3A - Anexos através de listagens geradas pelo software, incluindo figuras com as superfícies críticas e malhas de procura para cada caso analisado.

## **2.6.2 - Parâmetros Utilizados no Cálculo da Estabilidade dos Taludes**

Os estudos dos materiais de jazidas que fornecem os parâmetros geotécnicos específicos para as análises são apresentados na íntegra no **Volume 1 – Estudos Básicos - Tomo 4.1 – Estudo dos Materiais Construtivos – Texto, Tomo 4A – Geologia e Geotecnia – Sondagens e Ensaios Barragem e Vertedouro – Anexos I e Tomo 4A – Geologia e Geotecnia – Ensaios das Jazidas – Anexos II.**

Os dados resultantes dos ensaios de laboratório executados nas amostras de solo das jazidas exploráveis ( J-01, J02, J03, J06 e J08) foram compilados em planilhas no volume de estudos básicos e os valores foram avaliados. Para o presente estudo, as jazidas e furos que apresentaram valores mais desfavoráveis aos cálculos no tocante ao ângulo de atrito e coesão foram selecionados para representar cada material a ser usado na geometria analisada.

Embora seja prática usual das análises para definição dos parâmetros geotécnicos representativos dos solos a utilização dos menores valores obtidos nos ensaios de

laboratório, para os valores de *peso específico* dos solos utilizados no presente estudo, foram seguidas as orientações elaboradas pela fiscalização no sentido de adotar a média dos resultados dos ensaios de laboratório.

Uma vez que o solo do maciço foi caracterizado predominantemente como SM/SC (areia siltosa/areia argilosa), portanto de matriz arenosa, os valores referentes a análise de estabilidade para a condição de regime permanente (operação) foram aqueles obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, que traduzem melhor o comportamento do solo em matriz arenosa e cuja amostra apresentou menor ângulo de atrito.

Os tipos de análise de estabilidade executadas bem como os parâmetros adotados como representativos das jazidas e, portanto, utilizados nos cálculos, estão resumidos nos **Quadros 2.16 a 2.21**.

**Quadro 2.16 - Amostra Representativa Solo Tipo SM/SC (talude de montante)**

Análise	Amostra representativa ( jazida/furo)	Ensaio	Total		Efetivo	
			Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)
Final de construção	J06-F09	CU	22,00	17,20	18,00	26,70
Rebaixamento rápido	J06-F09	CU	22,00	17,20	18,00	26,70

**Quadro 2.17 - Amostra Representativa Solo Tipo SM/SC (talude de jusante)**

Análise	Amostra representativa ( jazida/furo)	Ensaio	Total		Efetivo	
			Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)
Final de construção	J06-F09	CU	22,00	17,20	18,00	26,70
Operação	J06-F21	Cisalhamento Direto			23,00	23,90

**Quadro 2.18 - Areia para filtro**

Peso específico ( kN/m <sup>3</sup> )	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (°)
17,0	0	28

**Quadro 2.19 - Transição em Brita**

Peso específico ( kN/m <sup>3</sup> )	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (°)
18,0	0	28

**Quadro 2.20 - Random**

Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (°)
20,0	1	30

**Quadro 2.21 - Enrocamento**

Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito (°)
26,0	0	33,00

Para os materiais encontrados nas fundações, os parâmetros geotécnicos foram obtidos através de correlações com o NSPT obtido nas sondagens a percussão executadas ao longo do eixo da barragem, valor este tido como a média obtida e extrapolado para a condição de material medianamente compactado conforme a seguir.

Estudos publicados por Godoy (1983) e Teixeira (1983) correlacionam o ângulo de atrito com a compacidade do material das fundações (solo residual). A NBR 7250 indica a correlação entre compacidade do material e NSPT:

NSPT	Compacidade
0 a 4	muito fofa
5 a 8	Fofa
9 a 18	medianamente compacta
18 a 40	compacta
>40	muito compacta

Foi considerado, de forma mais conservativa, que o material do subsolo definido nas sondagens como solo residual estaria em estado de compacidade relativa como medianamente compacto (as sondagens tipo SPT foram encerradas por ter sido o material considerado impenetrável a ferramenta de percussão), levando em consideração uma relaxação do material que poderia ocorrer após as escavações. Então, na região da seção máxima, o valor de SPT para condição de material medianamente compacto estaria em torno de 13 golpes em média. Então:

Godoy indica:

$$\emptyset = 28 + 0,4 \times \text{NSPT} \rightarrow \emptyset = 28 + 0,4 \times 13 \rightarrow \emptyset = 33,2^\circ$$

Teixeira preconiza que:

$$\emptyset = 15 + \sqrt{20} \cdot \text{NSPT} \rightarrow \emptyset = 15 + \sqrt{20} \times 13 \rightarrow \emptyset = 15 + 16,1 = 31,1^\circ$$

Foi adotado o valor mais conservador entre as duas metodologias. Portanto, o ângulo de atrito representativo nas fundações será considerado  $\emptyset = 31^\circ$  e considerado material pouco coesivo com valor  $c = 7 \text{ kPa}$  e  $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ .

Com relação à areia do filtro, esta será considerada medianamente compacta, cujo material se assemelharia a um  $\text{NSPT} = 9$ . Portanto, pelas correlações:

Godoy:

$$\emptyset = 28 + 0,4 \times \text{NSPT} \rightarrow \emptyset = 28 + 0,4 \times 9 \rightarrow \emptyset = 31,6^\circ.$$

Teixeira:

$$\emptyset = 15 + \sqrt{20} \cdot \text{NSPT} \rightarrow \emptyset = 15 + \sqrt{20} \cdot 9 \rightarrow \emptyset = 15 + 16,1 = 28,4^\circ.$$

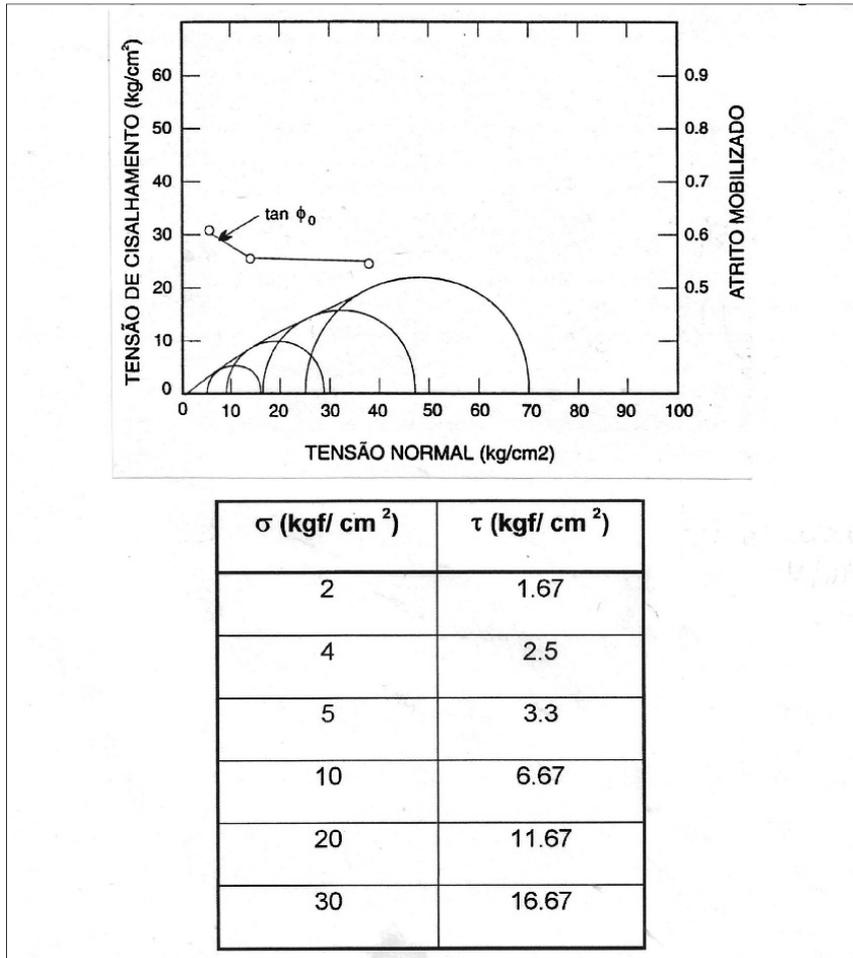
Foi adotado o valor mais conservador de  $\emptyset = 28^\circ$ .

Para a determinação do valor do ângulo de atrito do enrocamento compactado em jusante, MARSAL (1973) propôs uma equação representativa da envoltória não-linear que caracteriza a resistência dos enrocamentos, equação esta corroborada por MELLO (1977) e Cruz (1998) como sendo:

$$\tau_r = a \cdot \sigma'^b \quad (1.20)$$

onde  $a$  e  $b$  = são considerados parâmetros característicos obtidos por ajuste de curva de Mohr.

De acordo com envoltórias de Mohr para ensaios de compressão triaxial extraídos de Cruz (1998) para o caso da rocha em questão, descrito como material tipo “d” – gnaisse-granítico, a **Figura 2.18** a seguir mostra os valores para a obtenção de  $a$  e  $b$  por regressão.



**Figura 2.18 - Valores para a obtenção de a e b por regressão**

Utilizando os valores da tabela, são determinados os parâmetros da equação de resistência da linha de tendência como sendo  $a = 0,83$  e  $b = 0,88$ .

Com isso:  $\tau r = a \cdot \sigma' b \rightarrow \tau r = 0,83 \cdot \sigma'^{0,88}$

A determinação de  $\sigma_{m\acute{a}xima}$  será considerada a altura de enrocamento em jusante e então  $\sigma_{m\acute{a}xima} = 32 \times 2,6 \rightarrow \sigma_{m\acute{a}xima} = 88,4 \text{ tf/m}^2 \rightarrow \sigma_{m\acute{a}xima} = 8,32 \text{ kg/cm}^2 //$

Então:  $\tau r = 0,83 \times 8,32^{0,88} \rightarrow \tau r = 5,36 \text{ kg/cm}^2$

Portanto  $\phi_{enroc} = \arctg \tau r / \sigma = \arctg 5,36 / 8,32 = 32,58^\circ \rightarrow \text{adotado } \phi_{enroc} = 33^\circ //$

Para a análise do talude de jusante composto por enrocamento, como já citado anteriormente, foi utilizado o critério de ruptura proposto por Hoek-Brown (1980). A adoção da resistência à compressão uniaxial ( $\sigma_c$ ) como um parâmetro normalizador foi reconhecido por HOEK & BROWN (1980) para amostras de rocha ensaiadas sob compressão triaxial, o

que permitia avaliar e comparar os parâmetros apropriados para os materiais intactos e fraturados.

Este critério de ruptura descreve a ruptura de um maciço rochoso (com base em centenas de análises realizadas em estruturas subterrâneas e taludes rochosos). O critério de Hoek-Brown permite representar a resistência do maciço rochoso adequadamente sendo aplicável em taludes executados em enrocamento. A determinação dos parâmetros de resistência pode ser realizada com o conhecimento da resistência a compressão simples da rocha, da litologia e da condição do maciço rochoso, representada pelo fraturamento e condição das descontinuidades.

A envoltória de ruptura do material também é influenciada pelo índice de vazios inicial das amostras. Para materiais granulares inicialmente densos, a envoltória apresenta uma curvatura pronunciada, indicando uma queda no valor do ângulo de atrito com o aumento das tensões.

Dessa forma, a utilização do critério de Hoek-Brown para a estimativa da resistência e deformação de rochas requer que três propriedades sejam estimadas (HOEK E KARZULOVIC, 2000 e HOEK, 2007):

- A resistência à compressão uniaxial  $\sigma_{ci}$  da rocha intacta;
- O valor da constante  $m_i$  para a rocha intacta;
- O valor do  $GSI$  ( índice de resistência geológica) para o maciço rochoso.

As hipóteses adotadas com respeito a geometria do maciço e parâmetros geotécnicos dos materiais constituintes são apresentadas mais adiante.

Os valores dos parâmetros citados são determinados a partir das tabelas de correlação a seguir.

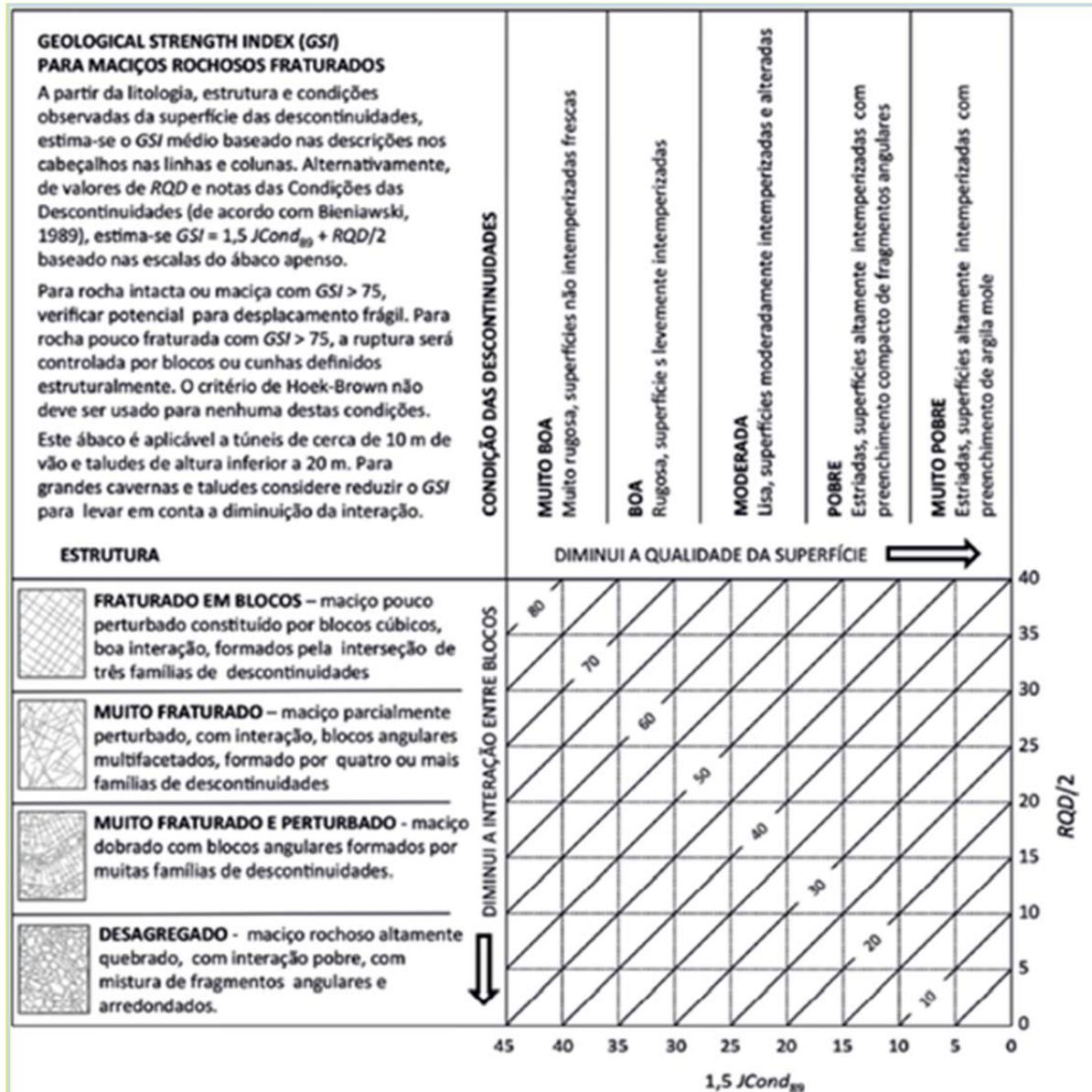


Figura 2.19 – Valor de GSI para o Maciço Rochoso

**Quadro 2.22 – Constante mi por Tipo de Rocha**

Tipo de Rocha	Classe	Grupo	Textura			
			Grossa	Média	Fina	Muito Fina
METAMÓRFICA	Não-foliada		Mármore / 9±3	Hornfels / (19±4) Metarenito / (19±3)	Quartzito / 20±3	
	Levemente foliada		Migmatito / (29±3)	Anfibolito / 26±6		
	Foliada **		Gnaise / 28±5	Xisto / 12±3	Filito / 7±3	Ardósia / 7±4
ÍGNEA	Plutônica	Ácida	Granito / 32±3	Diorito / 25±5		
			Granodiorito / (29±3)			
		Básica	Gabro / 27±3 Norito / (20±5)	Dolerito / (16±5)		
	Hipabissal	Porfírito / (20±5)		Diabásio / (15±5)	Peridotito / (25±5)	
	Vulcânica	Lava		Riolito / (25±5) Andesito / 25±5	Dacito / (25±3) Basalto / (25±5)	Obsidiana / (19±3)
		Piroclásticas	Aglomerado / (19±3)	Brecha / (19±5)	Turfa / (13±5)	

Fonte: adaptado de HOEK E KARZULOVIC, 2000.

Portanto, para o enrocamento em questão, os parâmetros do enrocamento em jusante para utilização do critério de Hoek-Brown são apresentados a seguir:

- Peso Específico: 26 kN/m<sup>3</sup>
- UCS Intact: 50.000 kPa
- Parâmetro mb: 0,11785891
- Parâmetro s: 3,7266532e-06
- Parâmetro a: 0,53126716
- Parâmetro de integridade de rocha mi: 25
- Índice geológico de resistência GSI: 25
- Fator de perturbação D: 1
- Máxima tensão confinante Sigma 3: 20.000 kPa

É recomendada a execução de aterro experimental para aferir as densidades mínimas e máximas alcançadas para o enrocamento adotado em função do método construtivo a ser definido quando da execução da obra. Por meio dos ensaios no aterro experimental, devem ser avaliados e registrados aspectos como peso do cilindro vibratório, frequência, amplitude da vibração, velocidade operacional, número de passadas, espessura da camada compactada, necessidade de molhagem com água e volume ótimo.

### 2.6.3 - Resultados Obtidos

Importante salientar que as listagens referentes aos cálculos elaborados em computador são apresentadas no Tomo 3A - Anexos para facilitar o manuseio.

As normas da Eletrobrás preconizam como fator de segurança mínimo para cada caso, os valores constantes do quadro a seguir:

**Quadro 2.23 – Valores de FS mínimos segundo Critérios Eletrobrás**

CASO	COEFICIENTE DE SEGURANÇA	RESISTÊNCIA AO CISLHAMENTO	OBSERVAÇÕES
Final de Construção	1,3 (a)	Q ou S (b)	Taludes Montante e Jusante
Rebaixamento Rápido	1,1 a 1,3 (c)	R ou S	Valor mínimo para solos dilatantes Valor máximo para solos que contraem no cisalhamento
Percolação Estável	1,5	R ou S	Talude Jusante
Análise Sísmica	1,0	R ou S	Taludes Montante e Jusante

As análises de estabilidade iniciaram com a determinação de definição de círculos críticos em 3 (três) profundidades diferentes no maciço a saber: rasa, intermediária e profunda. Esta determinação torna-se interessante uma vez que a análise pode ser mais pontual e a pesquisa de superfícies críticas pode ser ampliada. Com os resultados, os menores fatores de segurança puderam ser então avaliados.

O **Quadro 2.24**, a seguir, apresenta um resumo com todos os fatores de segurança determinados nas análises, conforme profundidade dos círculos críticos de ruptura:

**Quadro 2.24 – Resumo das Análises de Estabilidades**

Caso	Talude Analisado	FS mín obtido Bishop modificado/ superfície			FS mín obtido Morgenstern-Price/ superfície		
		rasa	intermediária	profunda	rasa	intermediária	profunda
Reservatório Cheio – Operação	Jusante	2,65	2,12	1,77	2,75	2,2	1,79
Reservatório Cheio – Operação e sismo	Jusante	1,21	1,28	1,33	1,21	1,28	1,34
Rebaixamento Rápido parcial (até cota 160)	Montante	1,67	1,45	1,51	1,79	1,46	1,58
Final de Construção	Montante	1,74	1,41	1,96	1,74	1,41	2,07
Final de Construção	Jusante	2,58	2,22	1,87	2,65	2,17	1,88

O **Quadro 2.25** a seguir apresenta os menores fatores de segurança extraídos da avaliação de todas as análises.

**Quadro 2.25 - Resumo das Análises de Estabilidades com os menores FS**

Caso	Talude Analisado	FS mín obtido Bishop modificado	FS mín obtido Morgenstern-Price	FS mín admissível	Avaliação
Reservatório Cheio – Operação	Jusante	1,77	1,79	1,50	Ok
Reservatório Cheio – Operação e sismo	Jusante	1,21	1,211	1,00 / 1,20	Ok
Rebaixamento Rápido parcial (até cota 160)	Montante	1,45	1,46	1,10	Ok
Final de Construção	Montante	1,41	1,41	1,30	Ok
Final de Construção	Jusante	1,87	1,88	1,30	Ok

## 2.7 - DIMENSIONAMENTO DO VERTEDOURO

### 2.7.1 - Introdução

No estudo hidrológico entregue na fase de estudos básicos (**ETAPA A2 – ESTUDOS BÁSICOS E ANTEPROJETO DA BARRAGEM - Volume 1 – Estudos Básicos - Tomo 3 – Hidrologia – Textos**) foram apresentadas simulações de três alternativas de volume do reservatório e mais três alternativas de largura do vertedouro.

Conforme definição da fiscalização, acolhida pela avaliação da projetista sobre as alternativas de volumes da barragem, foi definida a cota 182,00m como a de vertimento da soleira do vertedouro, o que definiu o volume máximo de acumulação de 329,59 hm<sup>3</sup>.

No estudo hidrológico, para a simulação do dimensionamento do vertedouro, foi utilizado vertedouro de soleira do tipo Creager com o objetivo da simulação do reservatório e das lâminas de inundação preliminares para servir de guia para a definição do local em que deverá ser escavado o vertedouro. Para isto, no cálculo hidrológico foi adotado um coeficiente de descarga ( $C_o = 2,20$  m), o que resultou nas lâminas apresentadas nos quadros a seguir.

O estudo hidrológico apresentou os seguintes dados para o dimensionamento do vertedouro, conforme os **Quadros 2.26 e 2.27**.

**Quadro 2.26 - Resultados dos estudos de cheia TR = 1.000 anos**

Tr = 1.000 anos	V = 329,59 hm <sup>3</sup> H = 182,00m		
	L=150m	L=200m	L=250m
Cheia Afluente	2475 m <sup>3</sup> /s		
Cheia Efluente	1314 m <sup>3</sup> /s	1504 m <sup>3</sup> /s	1640 m <sup>3</sup> /s
Cota Operacional	184.5 m	184.2 m	184.1 m
Lâmina	2.5 m	2.2 m	2.1 m
Amortecimento	46.91%	39.23%	33.74%

**Quadro 2.27 - Resultados dos estudos de cheia TR = 10.000 anos**

Tr = 10.000 anos	V = 329,59 hm <sup>3</sup> H = 182,00m		
	L=150m	L=200m	L=250m
Cheia Afluente	3284 m <sup>3</sup> /s		
Cheia Efluente	1819 m <sup>3</sup> /s	2077 m <sup>3</sup> /s	2277 m <sup>3</sup> /s
Cota Operacional	185.1 m	184.8 m	184.5 m
Lâmina	3.1 m	2.8 m	2.5 m
Amortecimento	44.61%	36.75%	30.66%

Na fase do anteprojeto foi realizado estudo de avaliação das alternativas de vertedouro sendo simuladas e avaliadas as alternativas de largura do vertedouro e do tipo de soleira a ser adotada, sendo apresentada uma verificação hidráulica e de custo.

Para definição do tipo de soleira a ser utilizada, foram verificadas duas alternativas, sendo elas:

- Soleira tipo espessa com canais de aproximação e restituição escavados em rocha, e em cujo eixo seria construído um cordão de fixação da cota de sangria;
- Construção de canais de aproximação e restituição escavados em rocha com soleira delgada do tipo perfil “Creager” em concreto.

Em conclusão na fase de anteprojeto foi escolhida a utilização de soleira tipo espessa com canais de aproximação e restituição escavados em rocha, e em cujo eixo seria construído um cordão de fixação da cota de sangria conforme descrito abaixo;

Nesta fase do projeto executivo, foi realizada uma nova simulação de enchimento do reservatório, com base na configuração do vertedouro definida na fase de anteprojeto. Para esta nova simulação utilizamos vertedouro do tipo soleira espessa escavado em rocha. Para isto, no cálculo hidrológico foi adotado um coeficiente de descarga ( $C_o = 1,55$  m) adequado ao modelo, o que resultou em novos valores de lâminas conforme descrito abaixo:

- $Q_{1000} = 1.273,00$  m<sup>3</sup>/s; tem-se uma lâmina de  $H_o = 2,50$  m
- $Q_{10000} = 1.765,00$  m<sup>3</sup>/s; tem-se uma lâmina de  $H_o = 3,20$  m

Em suma, a solução adotada para o desenvolvimento do projeto executivo será vertedouro do tipo soleira espessa escavada em rocha, tendo como soleira apenas um cordão de fixação na altura da estaca -M1, sendo construído em concreto na cota 182,00 m.

A montante do cordão de fixação foi projetado um canal de aproximação escavado em rocha na cota 182,00 m, com uma largura de 200,00 m. A escavação iniciará na estaca -M10,0 a montante e terminará na estaca -J0+10,0m do seu eixo, o que perfaz um total de 210,00 m de comprimento.

Para a restituição da água vertente ao leito do riacho dos Macacos, será escavado um canal em rocha a partir da estaca -J0+10,0 m até a estaca J30+00 m, com um total de 590,0m de comprimento e largura de 200,00 m. O canal terá várias quedas sucessivas escavadas em rocha, iniciando na cota 182,00 m até a cota 168,80 m.

### 2.7.2 - Nova Simulação de Enchimento do Reservatório

Nesta fase do projeto executivo, foi realizada uma nova simulação da onda de enchente no reservatório para a configuração de vertedouro definida no anteprojeto, por iterações sucessivas da equação de balanço de massa por meio do Método de Puls. Foi considerado que o reservatório estava cheio (armazenamento igual ao do nível da soleira do vertedouro-182,00 m).

O Método de Puls consiste na resolução por interações da seguinte equação:

$$VR(t+\Delta t) + QE(t+\Delta t) \cdot \Delta t / 2 = [QA(t) + QA(t+\Delta t)] \cdot \Delta t / 2 + [VR(t) - [QE(t) \cdot \Delta t / 2] \quad (I.21)$$

Onde, VR é o volume retido no reservatório; QE é a vazão efluente ao reservatório e QA é a vazão afluente.

A cota da soleira foi definida como sendo 182,00 m. Nesta fase do estudo as vazões e lâminas definidas tiveram como base um vertedouro do tipo soleira espessa, mais conhecido como vertedouro “Belanger”, através da equação:

$$Q = C_0 \times L \times H^{3/2} \quad (I.22)$$

Onde:

Q= descarga através do sangradouro

$C_0$  = coeficiente de descarga (1,55 m<sup>1/2</sup>/s)

L= largura do sangradouro (200,00 m)

$H_0$  = lâmina máxima de sangria

Para definição do coeficiente de descarga, foi determinado o uso do coeficiente definido por Lesbros e recomendado pelo DAEE (Departamento de Água e Energia Elétrica do Estado de São Paulo).

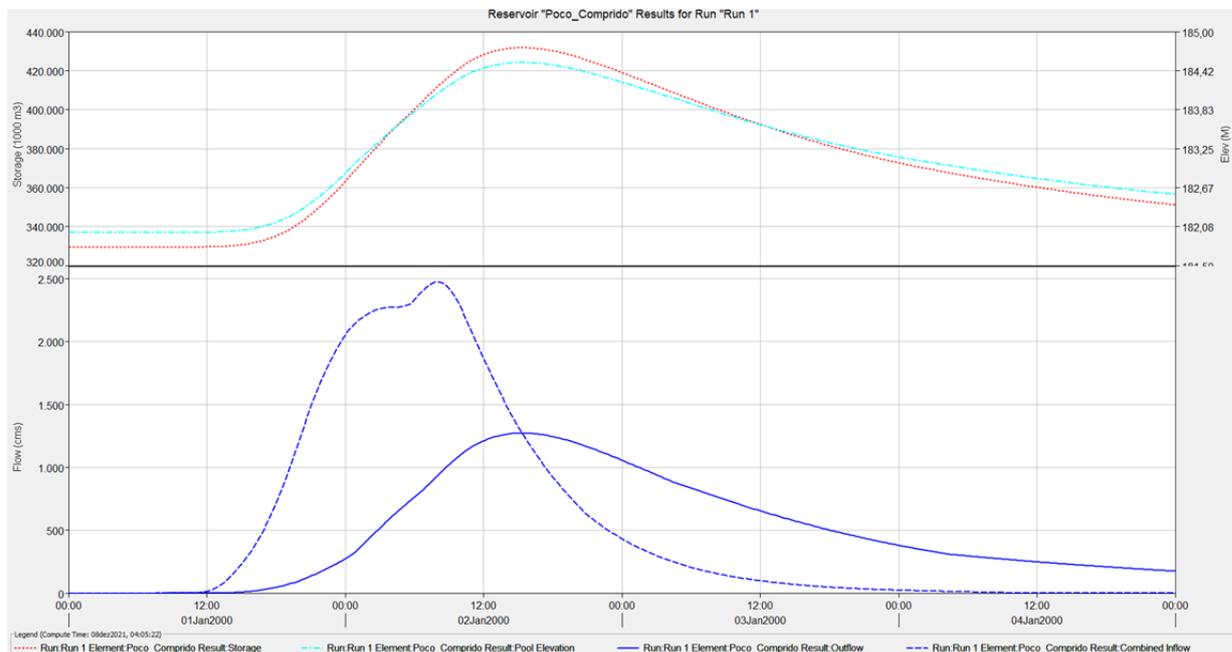
Com a definição do coeficiente de descarga do vertedouro são obtidas as lâminas de água ajustadas ao projeto do vertedouro por meio de simulação no HEC-HMS (método de Puls).

O **Quadro 2.28**, resume os resultados da nova simulação, para o vertedouro tipo soleira espessa, com largura de 200,0 m e escavado em rocha.

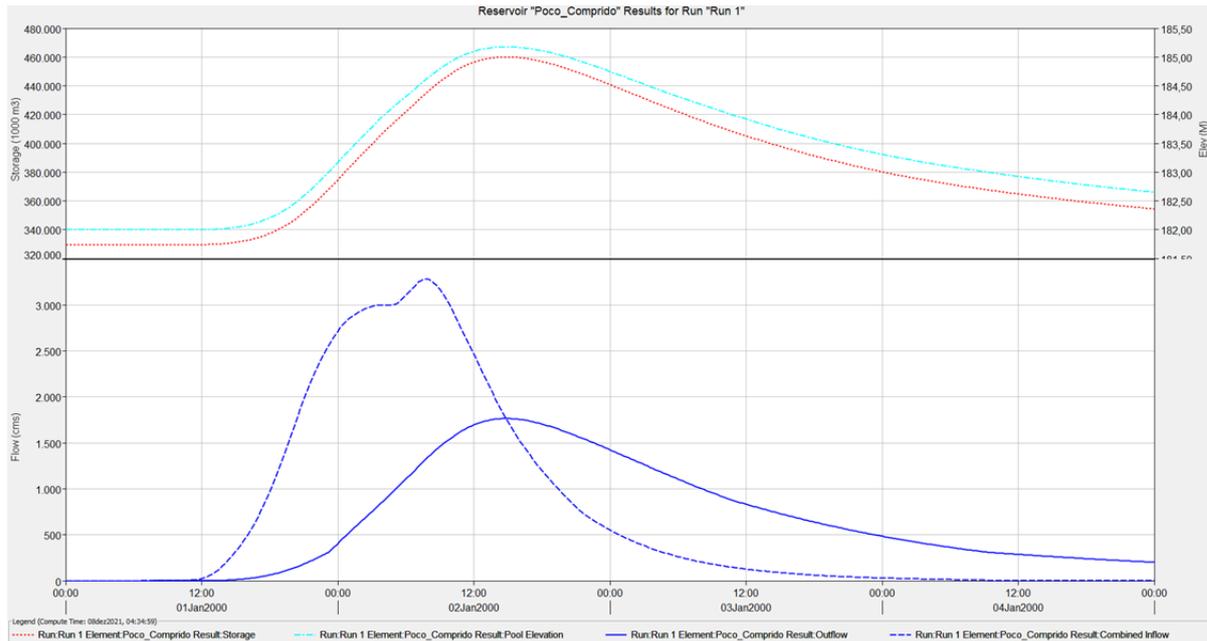
**Quadro 2.28 - Resultados dos estudos de cheia atualizados  
 p/ TR = 1.000 anos e TR = 10.000 anos**

Tr = 1.000 anos	Soleira espessa		Tr = 10.000 anos	Soleira espessa	
	Largura			Largura	
	L=200m			L=200m	
Cheia Afluente (m³/s)	2475		Cheia Afluente (m³/s)	3284	
Cheia Efluente (m³/s)	1273		Cheia Efluente (m³/s)	1765	
Cota operacional (m)	185		Cota operacional (m)	185,2	
Lâmina (m)	2,5		Lâmina (m)	3,2	
Amortecimento (%)	48,58%		Amortecimento (%)	46,24%	

Nas **Figuras 2.20 e 2.21** seguintes, estão representados de forma gráfica todos os dados da simulação para os períodos de retorno 1.000 e 10.000 anos respectivamente. Os dados da simulação são apresentados Tomo 3A - Anexo - item 4:



**Figura 2.20 - Vertedouro de soleira espessa para período de retorno 1000 anos**



**Figura 2.21 - Vertedouro de soleira espessa para período de retorno 10000 anos**

### 2.7.3 - Dados de Projeto

No cálculo do projeto executivo serão considerados os seguintes dados:

- Descarga Total de Projeto (Milenar)..... Q = 1.273,00 m³/s
- Descarga Total de Projeto (Decamilenar) ..... Q = 1.765,00 m³/s
- Lâmina Máxima Adotada (milenar).....  $H_0=2,50$  m
- Lâmina Máxima maximorum adotada (decamilenar).....  $H_0=3,20$  m
- Largura ..... L=200,00 m
- Coeficiente de descarga para sangradouro (parede espessa):.....  $C_0 = 1,550 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$
- Cota da soleira do vertedouro: .....  $C_s = 182,00$  m
- Cota do coroamento da barragem:.....  $C_c = 187,00$  m

### 2.7.4 - Cálculo do Remanso do Canal de Aproximação

O canal de aproximação é responsável pela ligação do lago do reservatório com a soleira do vertedouro (cordão de fixação). O canal tem seu início no lago da barragem (estaca - M10+0,00 m), e terminando na primeira queda (estaca-J0+10,00 m), onde tem início o canal de restituição responsável pela condução da água até o leito do riacho dos Macacos.

Para o cálculo do canal de aproximação, primeiramente é determinado o regime normal do escoamento do canal. No caso do canal ter o regime subcrítico, a classe de curva de remanso é "M", considerando que próximo à queda, após o cordão de fixação, ocorre o

regime crítico ( $y_c$ ), tem-se, então, a curva de remanso “M2”. Os cálculos que definem essas características estão apresentados a seguir.

Inicialmente será determinado o tirante d’água para o regime normal de escoamento. Para as determinações dos parâmetros hidráulicos do vertedouro, foi adotada como base a vazão efluente da cheia com tempo de retorno de 1000 anos.

Para a determinação do tirante será aplicado a equação de Manning, com utilização dos seguintes parâmetros:

$$Q = \frac{1}{\eta} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \times A \quad (1.23)$$

Onde:

$Q$  = vazão no canal (1.273,00 m<sup>3</sup>/s);

$\eta$  = coeficiente de Manning (para definição do coeficiente de rugosidade de Manning foi utilizado o manual de drenagem do DNIT para o canal aberto escavado em rocha adotando o valor de 0,025);

$R$  = raio hidráulico – ( $R=A/P$ ;m<sup>2</sup>/m);

$y$  = lâmina de água no canal (m).

$A$  = área molhada ( $A=B*y$ ;m<sup>2</sup>).

$P$  = Perímetro molhado ( $P=B+2*y$ ;m).

$I$  = declividade do fundo canal (0,00001 m/m);

$L$  = largura do canal (200,0m).

Aplicando a equação acima, pelo método de tentativas, foi obtido o tirante d’água para o regime normal de escoamento para o canal estudado, que seria de  **$y=4,069$  m**.

Para o dimensionamento do tirante crítico do canal de aproximação utilizou-se a fórmula abaixo.

$$Y_c = \left( \frac{Q_E^2}{g} \right)^{(1/3)} \quad (1.24)$$

Onde:

$Y_c$  = altura crítica em canal de seção retangular (m);

$Q_E$  = vazão específica (m<sup>3</sup>/s/m);

$g$  = aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>).

Logo, a altura crítica do canal de aproximação para a vazão milenar será de  $Y_c = 1,6044$  m.

Para definição do tipo do regime do canal, é comparado o tirante crítico ( $Y_c = 1,6044$  m) com o tirante com regime normal ( $y = 4,069$  m). Quando o tirante crítico for menor do que o normal, o regime do canal estudado é definido como escoamento subcrítico para o canal de aproximação do vertedouro.

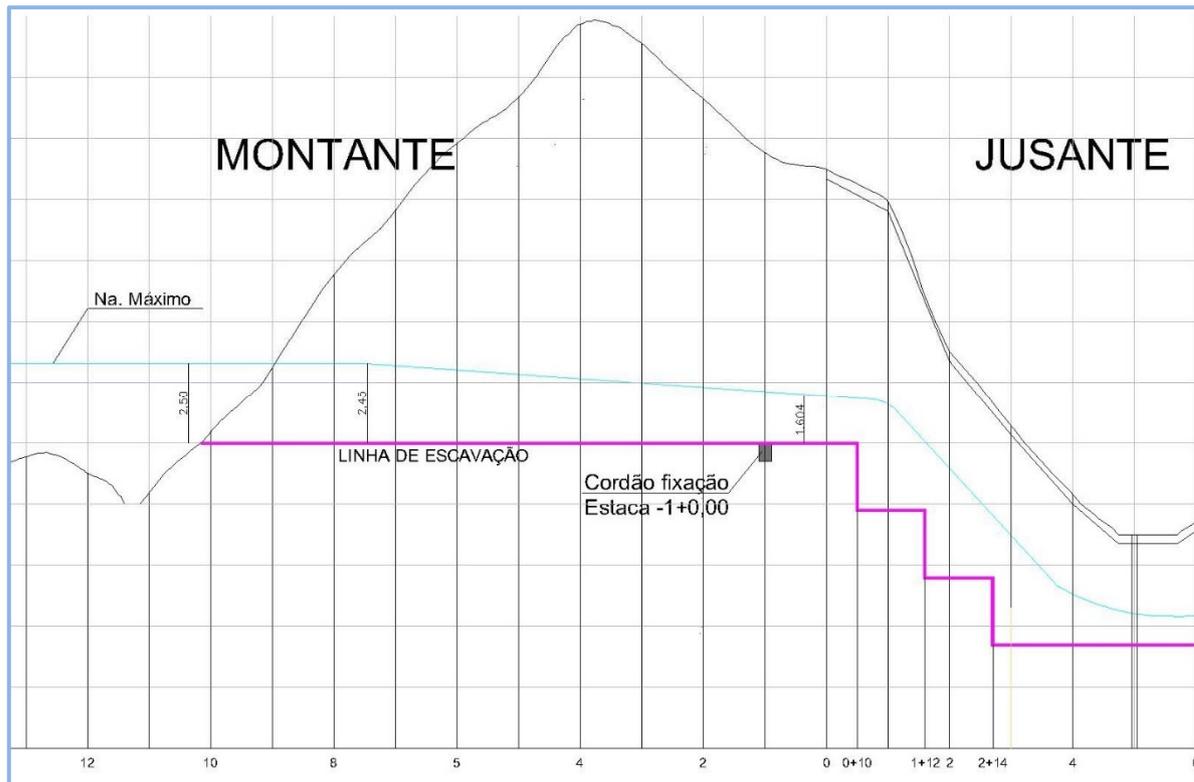
Para calcular o perfil da curva de remanso, o início se dá como ponto de partida a queda livre, fazendo, inicialmente,  $y = y_c$  e, depois, vai aumentando, gradativamente, o valor da altura do nível de água ( $y$ ) e é calculada a distância ( $L$ ). Os cálculos são efetuados até que o valor do “ $y$ ” seja igual a 90% da profundidade normal ou que chegue ao lago da barragem.

O cálculo é feito no sentido de jusante para montante, ao contrário do fluxo. No caso, o ponto 0 está na estaca J0-10,0m do canal (na primeira queda) e o final na estaca - M10+00m, com comprimento do canal de 210,00 m. Neste ponto, o  $Y$  será de 2,48m.

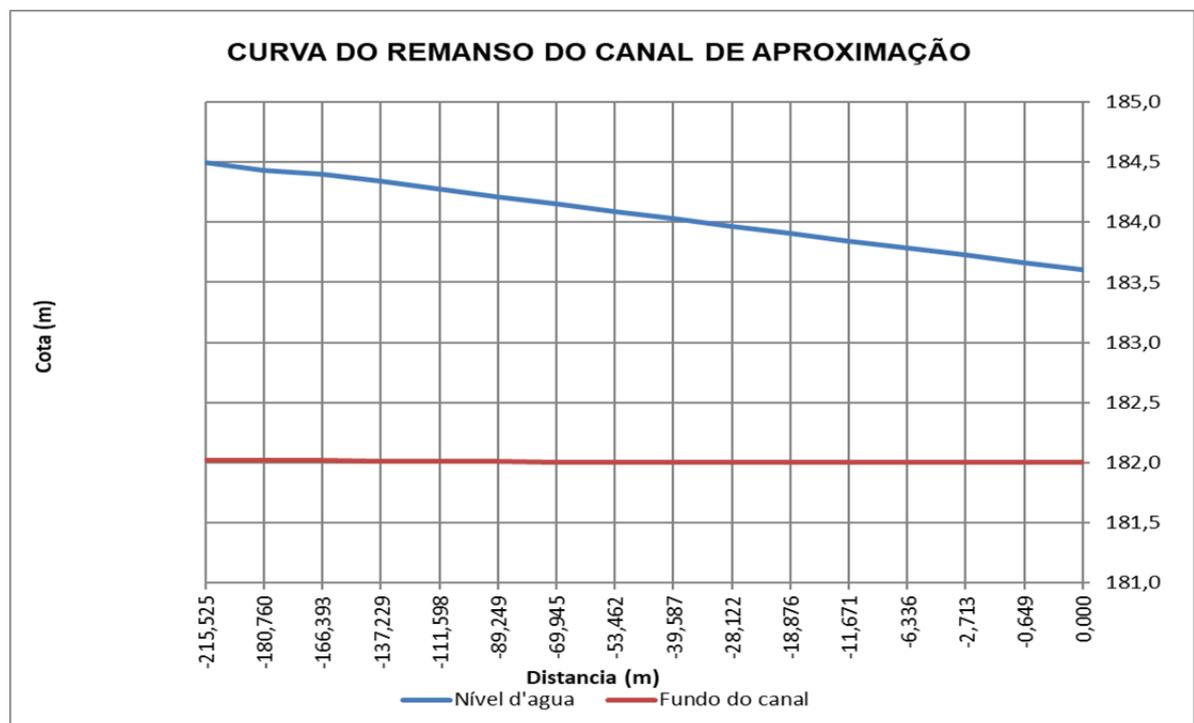
Para o desenvolvimento do cálculo, foi elaborada uma planilha de cálculo conforme mostra o **Quadro 2.29**, representando graficamente, na **Figura 2.22**, o perfil do canal e, na **Figura 2.23**, a curva de remanso do canal de aproximação.

**Quadro 2.29 - Dimensionamento do canal de aproximação**

Largura do vertedouro - B (m)	Vazão Q (m³/s)	Lâmina y (m)	Área molhada A (m²)	Perímetro molhado P-(m)	Raio hidráulico R (m²/m)	V (m/s)	$v^2/2g$ (m)	E (m)	$\Delta E$	n	i (m/m)	Sfi (m/m)	Sf (m/m)	$\Delta x$	L (m)	Cota do fundo	Cota superfície + ÁGUA
200	1273	1,6044	320,88	203,2088	1,5790655	3,96722	0,80218	2,40658		0,025	0,00001	0,00535			0	182,00	183,60
200	1273	1,6944	338,88	203,3888	1,6661684	3,75649	0,71923	2,41363	0,00705	0,025	0,00001	0,00446	0,00491	-1,439	-1,439	182,00	183,69
200	1273	1,7544	350,88	203,5088	1,7241515	3,62802	0,67087	2,42527	0,01165	0,025	0,00001	0,00398	0,00422	-2,765	-4,204	182,00	183,75
200	1273	1,8144	362,88	203,6288	1,7820662	3,50805	0,62724	2,44164	0,01636	0,025	0,00001	0,00356	0,00377	-4,353	-8,556	182,00	183,81
200	1273	1,8744	374,88	203,7488	1,8399127	3,39575	0,58772	2,46212	0,02049	0,025	0,00001	0,0032	0,00338	-6,082	-14,639	182,00	183,87
200	1273	1,9344	386,88	203,8688	1,8976911	3,29043	0,55183	2,48623	0,02411	0,025	0,00001	0,00288	0,00304	-7,960	-22,599	182,00	183,93
200	1273	1,9944	398,88	203,9888	1,9554015	3,19144	0,51913	2,51353	0,0273	0,025	0,00001	0,0026	0,00274	-9,992	-32,591	182,00	183,99
200	1273	2,0544	410,88	204,1088	2,013044	3,09823	0,48925	2,54365	0,03012	0,025	0,00001	0,00236	0,00248	-12,185	-44,776	182,00	184,05
200	1273	2,1144	422,88	204,2288	2,0706188	3,01031	0,46187	2,57627	0,03263	0,025	0,00001	0,00215	0,00225	-14,545	-59,321	182,00	184,11
200	1273	2,1744	434,88	204,3488	2,128126	2,92724	0,43674	2,61114	0,03486	0,025	0,00001	0,00196	0,00205	-17,079	-76,400	182,00	184,18
200	1273	2,2344	446,88	204,4688	2,1855657	2,84864	0,4136	2,648	0,03686	0,025	0,00001	0,00179	0,00187	-19,793	-96,193	182,00	184,24
200	1273	2,2944	458,88	204,5888	2,242938	2,77415	0,39225	2,68665	0,03865	0,025	0,00001	0,00164	0,00171	-22,693	-118,886	182,00	184,30
200	1273	2,3544	470,88	204,7088	2,3002431	2,70345	0,37251	2,72691	0,04026	0,025	0,00001	0,0015	0,00157	-25,788	-144,674	182,00	184,36
200	1273	2,4144	482,88	204,8288	2,3575582	2,63199	0,35282	2,76136	0,04204	0,025	0,00001	0,00136	0,00138	-29,079	-171,753	182,00	184,42
200	1273	2,4744	494,88	204,9488	2,4148733	2,56157	0,33317	2,79581	0,04383	0,025	0,00001	0,00116	0,00121	-32,494	-200,097	182,00	184,48
200	1273	2,5344	506,88	205,0688	2,4721884	2,50157	0,31352	2,83026	0,04562	0,025	0,00001	0,00108	0,00112	-36,042	-230,519	182,00	184,54
200	1273	2,5944	518,88	205,1888	2,5295035	2,44394	0,29387	2,86471	0,04741	0,025	0,00001	0,00101	0,00104	-40,722	-262,941	182,00	184,60
200	1273	2,6544	530,88	205,3088	2,5868186	2,38891	0,27412	2,89916	0,04920	0,025	0,00001	0,001	0,00104	-45,530	-307,363	182,00	184,66
200	1273	2,7144	542,88	205,4288	2,6441337	2,33629	0,25437	2,93361	0,05100	0,025	0,00001	0,00093	0,00096	-50,448	-363,785	182,00	184,72
200	1273	2,7744	554,88	205,5488	2,7014488	2,28595	0,23462	2,96806	0,05279	0,025	0,00001	0,00086	0,00089	-55,466	-431,207	182,00	184,78



**Figura 2.22 - Canal de aproximação**



**Figura 2.23 - Curva do remanso do canal de aproximação**

Para o desenvolvimento dos cálculos, segue a formulação utilizada e os componentes da mesma, descritos abaixo:

$B$  = largura da base do canal (200,00 m).

$Q$  = vazão no canal (1.273,00 m<sup>3</sup>/s);

$y$  = lâmina de água no canal (m);

$A$  = área molhada ( $A=B*y$ ;m<sup>2</sup>);

$P$  = Perímetro molhado ( $P=B+2*y$ ;m);

$R$  = raio hidráulico – ( $R=A/P$ ;m<sup>2</sup>/m);

$V$  = Velocidade ( $V=Q/A$ ; m/s);

$g$  = aceleração da gravidade (9,81 m/s<sup>2</sup>);

$E$  = energia específica –  $E = y + \frac{v^2}{2*g}$  (m);

$\Delta E$  = Variação de energia especifica -  $\Delta E = E_2 - E_1$  (m);

$\eta$  = Coeficiente de Manning (para definição do coeficiente de rugosidade de Manning, foi utilizado o manual de drenagem do DNIT para o canal aberto escavado em rocha adotando o valor de 0,025);

$I$  = Declividade do fundo canal (0,0001 m/m);

$S_{fi}$  = Declividade do gradiente de energia (m/m);  $s_{fi} = \left[ \frac{Q*n}{A*R^{(2/3)}} \right]^2$ ;

$S_f$  = Declividade média do gradiente de energia (m/m);  $s_f = \frac{s_{fi1} + s_{fi2}}{2}$ ;

$\Delta x$  = Comprimento entre duas seções consecutivas (m);  $\Delta x = \frac{\Delta E}{I - s_f}$ ;

$L$  = Comprimento do canal acumulada (m).

## 2.7.5 - Canal de Restituição

### 2.7.5.1 - Introdução

Para a restituição da água vertente ao leito do riacho dos Macacos, foi projetado um canal de restituição com início na estaca -J0+10,00 m, logo após o cordão de fixação e término no leito da drenagem natural existente, na estaca 30+00 m do eixo de locação do vertedouro.

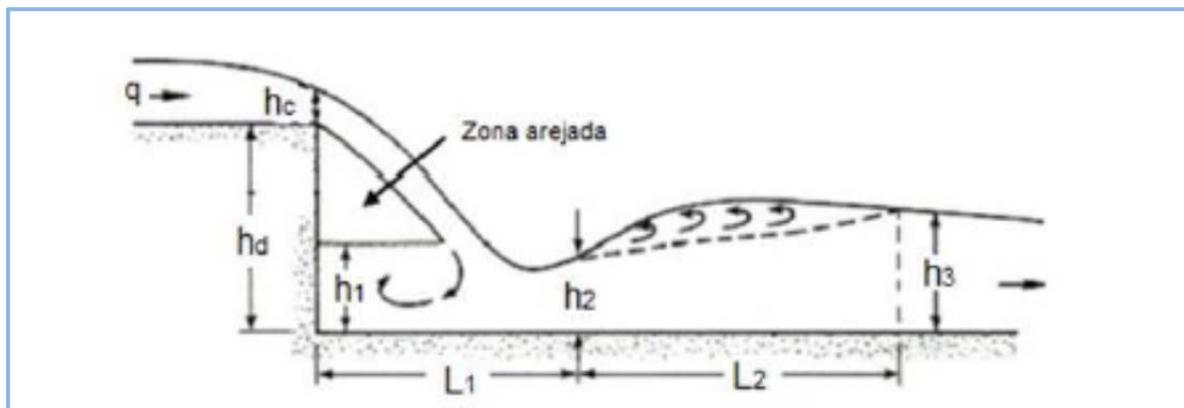
O canal de restituição foi projetado com várias quedas abruptas ao longo do canal. A estrutura de queda abrupta tem como principal função regular o declive do canal. A colocação desta estrutura, ao longo do percurso do canal de escoamento, faz com que o declive do canal deixe de ser constantemente acentuado, passando a ter trechos com quedas verticais, com declives suaves ou sem declividades.

Para o caso da barragem Poço Comprido foi previsto em seu canal de restituição uma série de pequenas estruturas de queda ao longo do mesmo, ao invés de uma de grandes dimensões, devido à turbulência que a queda induziria ao escoamento, aumentando a susceptibilidade de erosão a jusante da queda.

A dissipação da energia do escoamento deve ser promovida através da turbulência resultante do impacto da veia líquida (*nappe*) a jusante da estrutura de queda, bem como pelo ressalto hidráulico a jusante do ponto de impacto. Pode-se dizer que o escoamento, acelerado durante a queda, perde energia devido aos seguintes fenômenos: transição para o escoamento subcrítico (ressalto hidráulico), dispersão do jato no ar, escoamento rotacional na zona de recirculação e impacto com o piso do degrau. À jusante do ressalto hidráulico, o escoamento cruza novamente o nível crítico, atingindo, na beira do degrau, o mesmo nível de energia observado no degrau anterior. Graças a esta repetição, a dissipação de energia entre dois degraus corresponde à perda de energia potencial gravitacional, equivalente à altura do degrau.

#### 2.7.5.2 - Cálculo de uma queda abrupta singular.

A seguir será apresentada uma sequência, onde será inicialmente definida a forma física da queda, conforme representado na **Figura 2.24**, em seguida serão apresentados os cálculos da dissipação de energia e os esforços hidrodinâmicos sobre o degrau.



**Figura 2.24 - Estrutura de queda abrupta**

A geometria do escoamento numa estrutura de queda abrupta pode ser descrita em função do número de queda (*drop number*) (USDOT, 2006):

$$N_d = \frac{q^2}{gh_d^3} \quad (1.25)$$

Onde:

$N_d$  – número de queda [-];

$q$  – vazão unitária ou vazão por unidade de largura da crista [ $m^3/s/m$ ];

$h_d$  – altura da queda [m];

$g$  – aceleração gravítica [ $m/s^2$ ].

$L_1$  – comprimento da queda (distância entre a parede de queda e a posição de  $h_2$ ) [m];

$h_1$  – nível de água abaixo da veia líquida [m];

$h_2$  – altura do escoamento onde se inicia o ressalto hidráulico [m];

$h_3$  – nível de água no canal, a jusante do ressalto hidráulico [m].

As equações que definem as dimensões de uma estrutura de queda simples (sem blocos de leito, nem soleira de jusante) são as seguintes:

$$\begin{aligned} \frac{L_1}{h_d} &= 4.30N_d^{0.27} \\ \frac{h_1}{h_d} &= 1.00N_d^{0.22} \\ \frac{h_2}{h_d} &= 0.54N_d^{0.425} \\ \frac{h_3}{h_d} &= 1.66N_d^{0.27} \end{aligned} \quad (1.26)$$

Após a definição física do degrau deve ser verificada a dissipação de energia, conforme Kathuria, 2005, cita os estudos de Rajaratnam, 1995 que propôs a seguinte equação para dissipação de energia em degrau vertical.

$$E1/E2=0,896(Yc/hd)^{-0,766} \quad (1.27)$$

Onde:

E1 - energia à montante da queda;

E2 - energia à jusante da queda.

$Yc = hc$  = Altura crítica do canal.

O terceiro fator importante a ser verificado será o dimensionamento do impacto do jato de água na soleira, os esforços hidrodinâmicos, aos quais os degraus estão submetidos, são de grande relevância para elaboração de projetos seguros de canais em degraus. É sabido que os maiores esforços ocorrem na posição de impacto do jato com o piso.

De acordo com Chanson (2002, p. 279), em sua avaliação de dados experimentais relativos ao escoamento sobre um degrau, o mesmo sugere que a pressão média de estagnação ( $O_s$ ), na posição correspondente a  $h_2$  (posição de início do ressalto) pode ser avaliado através da seguinte equação.

$$\frac{P_s - P_{atm}}{\rho * g * hd} = 1,253 \left( \frac{y_c}{hd} \right)^{0,349} \quad (1.28)$$

O mesmo autor apresenta uma comparação entre a equação anterior e seus dados experimentais que lhe deram origem e concluem a relação dos valões máximos e mínimos em relação a pressão média de estagnação ( $O_s$ ), que podem ser estimadas de acordo com as seguintes equações. (CHANSON, 2002.P.280)

$$P_{max} = P_s + 0,9\rho \frac{v_1^2}{2} \quad (1.29)$$

$$P_{min} = O_s - 0,6\rho \frac{v_1^2}{2} \quad (1.30)$$

Onde:

$P_s$  = Pressão média de estagnação

$P_{atm}$  = Pressão atmosférica

$\rho$  = Massa específica da água

$V_1$  = é a velocidade do jato na área do impacto

$Y_c = h_c$  = Altura crítica do canal

O canal projetado tem uma largura de 200,00 m e uma vazão máxima milenar de 1.273,00 m<sup>3</sup>/s. No cálculo, foram dimensionados os degraus para vazão máxima do vertedouro; além disto, foram apresentados os resultados para vazões intermediárias o que ajudará a avaliar o comportamento hidráulico em diferentes vazões.

O cálculo foi desenvolvido com base na rotina de cálculo apresentada acima e representada no **Quadro 2.30**, onde são apresentados os resultados e os dados de entrada.

Inicialmente foram feitas algumas simulações para definir a altura da queda, altura mínima necessária para garantir que o remanso no canal da soleira subsequente não afogue a queda anterior. Como resultado foi definida uma queda mínima de 2,20 m.

**Quadro 2.30 - Memorial de cálculo das quedas singulares**

DESCRIÇÃO	20%*1000anos	50%*1000anos	80%*1000anos	1000 anos
Vazão total em (m³/s)	254,6000	636,5000	1018,4000	1273,0000
Largura do sangradouro (m)	200,0000	200,0000	200,0000	200,0000
Vazão unitária em (m³/s-m)	1,2730	3,1825	5,0920	6,3650
gm/s²	9,8067	9,8067	9,8067	9,8067
$y_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$	0,5488	1,0108	1,3828	1,6046
Hm (m)	1,0288	1,6708	2,1628	2,4114
hd (m)	2,2000	2,2000	2,2000	2,2000
ld comprimento da soleira sugerido (m)	22,0000	22,0000	22,0000	22,0000
yc/hd	0,2494	0,4595	0,6285	0,7293
$\frac{h_c}{y_d} \leq 0,0916 \left(\frac{y_d}{L_d}\right)^{-1,276}$	1,7294	1,7294	1,7294	1,7294
Numero de quedas $N_d = \frac{q^2}{gh_d^3}$	0,0155	0,0970	0,2483	0,3880
L1 (m) $\frac{L_1}{h_d} = 4,30N_d^{0,27}$	3,0720	5,0386	6,4944	7,3260
h1 (m) $\frac{h_1}{h_d} = 1,00N_d^{0,22}$	0,8799	1,3168	1,6193	1,7863
h2 (m) $\frac{h_2}{h_d} = 0,54N_d^{0,425}$	0,2023	0,4407	0,6572	0,7944
h3 (m) $\frac{h_3}{h_d} = 1,66N_d^{0,27}$	1,1859	1,9451	2,5071	2,8282
v1(m/s) - V1=Q/H2	6,2935	7,2208	7,7482	8,0120
Numero de froude $F2=V2/(g \times h2)^{0,5}$	4,4678	3,4726	3,0516	2,8699
L2= 6,9*(h3-h2)	6,7874	10,3804	12,7647	14,0329
Lmin=L1+L2	9,8594	15,4190	19,2590	21,3589
CÁLCULO DA DISSIPAÇÃO DE ENERGIA				
E1/E = 0,896 (yc/hd) -0,766	259,56%	162,56%	127,88%	114,10%
ESFORÇO HIDROMECAÂNICO				
massa esp agua kg/m3	1000,0000	1000,0000	1000,0000	1000,0000
Ps-Patm	16650,6876	20607,2223	22988,5365	24213,5815
Patm	10362,0000	10362,0000	10362,0000	10362,0000
Ps kg/m2	27012,6876	30969,2223	33350,5365	34575,5815
Ps kg/cm2	2,7013	3,0969	3,3351	3,4576
Pmax=Ps+0,9p[V1]^2/2 - kg/cm2	2,7031	3,0993	3,3378	3,4604
Pmin Os=0,6p[V1]^2/2 - kg/cm2	2,7001	3,0954	3,3333	3,4556

Para a queda de 2,20 m, foi definido o comprimento mínimo de cada soleira, utilizando a formulação de queda abrupta descrita anteriormente. Foram obtidos os resultados apresentados no **Quadro 2.30**.

Como resultado há a conclusão de que, para uma queda de 2,20 m o comprimento mínimo necessário da soleira será de 21,36 m, com base na vazão máxima estudada, o que garante a dissipação de toda energia gerada pela queda. Para efeito do projeto geométrico foram adotadas soleiras com comprimentos variando de 22,00, 40,00, 160,00 e 320,00 m, garantindo as condições de dissipação de toda energia em cada queda.

Conforme **Quadro 2.30**, os cálculos indicam, que para valores de vazão máxima, a dissipação seria de 114% da energia potencial, então fica garantido que toda energia gerada pela queda será dissipada, para os paramentos adotados.

As velocidades ao longo do canal de restituição são calculadas com base nas diversas fases de escoamento existentes ao longo do canal, considerando a altura da cota máxima calculada para cada soleira do canal de dissipação. Para efeito de determinação do número de Froude calcula-se no tirante crítico  $h_2=0,794$  m, altura da água no início do ressalto.

O cálculo das velocidades ao longo segue o roteiro:

$Q$  = vazão no canal (1.273,00 m<sup>3</sup>/s);

$$Q = V \cdot A; \text{ logo a } V = Q/A \quad (I.31)$$

$$A = B \cdot Y \quad (I.32)$$

$B$  = Largura do canal (200,00 m)

Para:

- $y_c = 1,604$  ;  $V_c = 3,96$  m/s.
- $h_2 = 0,794$  ;  $V_{\max} = 8,01$  m/s.
- $h_3 = 2,82$  ;  $V_3 = 2,25$  m/s.

As velocidades calculadas ao longo do canal de restituição variam entre o ponto da cota máxima do ressalto ( $h_3$ ) a jusante da queda, na qual se tem uma velocidade máxima de 2,23 m/s, e no ponto do início da queda ( $y_c$ ) com velocidade de 3,96 m/s.

Para o caso do tirante crítico onde a velocidade encontrada é de 8,01m/s, este número é utilizado para o cálculo do número de Froude, que define a cota do ressalto necessário para

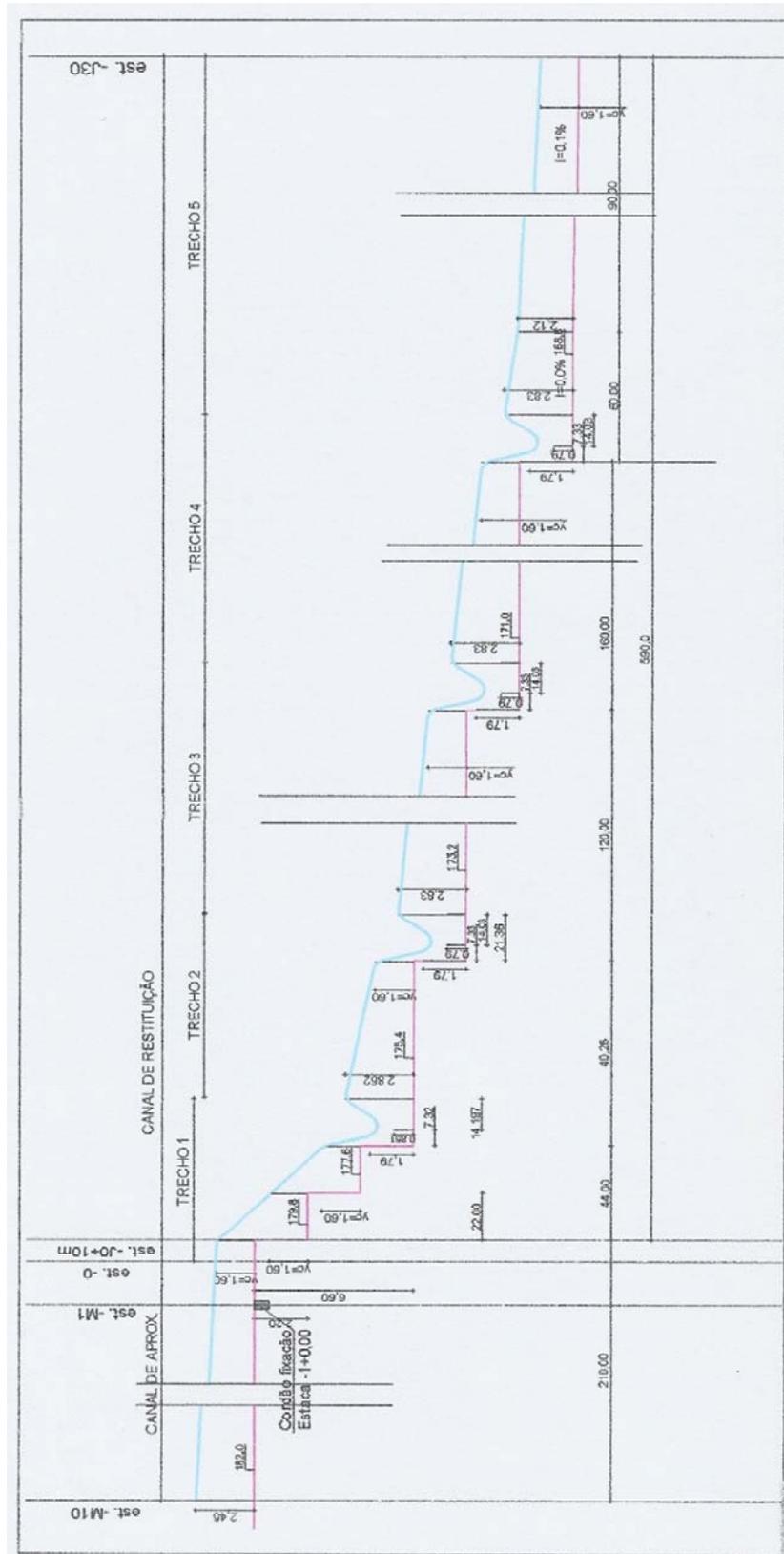
absorção e o comprimento do mesmo. A dissipação da energia neste ponto será promovida através da turbulência resultante do impacto da veia líquida a jusante da estrutura de queda e pelo ressalto hidráulico a jusante do ponto de impacto. O escoamento acelerado durante a queda perde energia devido a dispersão do jato no ar e do escoamento rotacional na zona de recirculação e impacto com o piso do de grau.

As velocidades ao longo do canal dimensionadas, variam entre 2,25 m/s a 3,96 m/s para a condição de vazão máxima milenar. O canal de restituição foi projetado com o seu fundo e seu talude lateral assentes em rocha com competência suficiente para resistir às forças de abrasão provocado por seu escoamento.

Para a queda dimensionada acima e considerando a vazão máxima, foi dimensionado o esforço hidromecânico sobre a soleira que a rocha deverá suportar, valor este que, conforme o **Quadro 2.30**, será de 3,47 km/cm<sup>2</sup>.

#### *2.7.5.3 - Cálculo da linha d'água para sequência das quedas projetadas*

Para definição da linha d'água máxima do canal de restituição e suas velocidades ao longo de seu desenvolvimento, Elaboramos o estudo hidráulico dividindo o canal de restituição em cinco trechos, o que possibilitou realizar estudo individualizado de cada trecho. Na **Figura 2.25** abaixo identificamos os trechos estudados.



**Figura 2.25 – Esquema dos trechos de queda abrupta para cálculo**

### 2.7.5.3.1 - Primeiro trecho

No Primeiro trecho do canal foi previsto três quedas abruptas em sequência, onde suas formas geométricas obedeceram aos limites mínimos da altura da queda e comprimento da soleira conforme definido no **Quadro 2.31**. sendo eles:

- Altura da queda 2,20 m;
- Soleira da queda 22,00 m;

A utilização das três quedas muito próximas dentro do limite de suas características hidráulicas, foi limitada pela característica geológica do trecho, onde é imperativo garantir que tanto a soleira como as paredes laterais fossem assentes em uma rocha competente para suportar as velocidades e impactos provocados pela energia da queda. Acrescido a isto, há uma limitação geométrica de evitar que estas quedas fossem locadas ao longo do desenvolvimento de uma curva horizontal prevista do projeto para atende a locação do canal a sua jusante.

Com o intuito de preservar a segurança da obra, foi verificado o regime do escoamento quando associado as três quedas em sequência para definir o tipo do regime a ser adotado para este trecho. Conforme verificado pelo programa - SisCCoH - Sistema para Cálculos de Componentes Hidráulicos, neste trecho o escoamento pode funcionar como regime tipo Nappe Flow, conforme demonstrado no **Quadro 2.31**.

**Quadro 2.31 - Memorial de verificação do tipo de escoamento**

SisCCoH - Sistema para Cálculos de Componentes Hidráulicos		
Escoamento em Degraus - Caracterização do Regime de Escoamento		
Dados de Entrada		
Vazão - Q (m <sup>3</sup> /s)	1273	
Largura do Canal - B (m)	200	
Altura dos Degraus - S (m)	2,2	
Comprimento dos Degraus - l (m)	22	
Resultados		
Tipo de Regime: Regime Nappe Flow		
Faixas de Vazões (m <sup>3</sup> /s)		
Regime de Escoamento	Q Mínima	Q Máxima
Nappe Flow	0	1.378.155
Transição	1.378.155	2.884.552
Skimming Flow	2.884.552	-

Para definição deste trecho houve a opção pela verificação das duas metodologias de cálculos: a primeira como quedas abruptas, conforme já dimensionado no item 2.7.5.2. e a segunda alternativa como quedas sucessivas tipo *nappe Flow*.

O escoamento em quedas sucessivas, tipo *nappe Flow*, é caracterizado pela sucessão de quedas do escoamento sobre o degrau seguinte, com a formação total ou parcial, do ressalto hidráulico. Para que tal ocorra, a estrutura deve ser construída num local relativamente plano com degraus suficientemente extensos para conterem o ressalto hidráulico (Chanson, 1993a).

Este tipo de estrutura pode ser analisada de forma análoga às estruturas de queda abrupta visto tratar-se de uma sucessão de quedas semelhantes às estruturas de queda abrupta. No dimensionamento de estruturas de queda com soleira em degraus, para que ocorra um regime de escoamento em quedas sucessivas com formação total do ressalto hidráulico, deve ser satisfeita a seguinte condição (Chanson, 1994b):

$$\frac{h_c}{y_d} \leq 0.0916 \left( \frac{y_d}{L_d} \right)^{-1.276} \quad (1.33)$$

Onde;

$h_c = Y_c$  – altura crítica do escoamento [m];

$y_d$  – altura dos degraus [m];

$L_d$  – comprimento dos degraus [m].

Para este trecho existem três quedas sucessivas com as mesmas características físicas com queda de 2,20 m e soleiras de 22,00 m

Após aplicado os valores da queda através da fórmula acima 1.33, a condição de aplicabilidade do regime de escoamento em quedas sucessivas se confirma (0,7293 < 1,6297)

Para o dimensionamento será usado o software gratuito SisCCoH1.1.

O **Quadro 2.32** apresenta memorial de cálculo do trecho 1 utilizando o método de quedas sucessivas, tipo *nappe Flow*

**Quadro 2.32 - Memorial de Cálculo Trecho 1**

Dados de Entrada	
Vazão - Q (m <sup>3</sup> /s)	1273
Largura do Canal - B (m)	200
Altura dos Degraus - S (m)	2,2
Comprimento dos Degraus - l (m)	22
Desnível do Trecho - Hd (m)	6,6
Número de Degraus	3
Resultados	
Parâmetros Hidráulicos	
Ângulo com a Horizontal (graus)	5,711
Vazão (m <sup>3</sup> /s.m)	6,365
Profundidade Crítica (m) Yc	1,604
Número de Queda Nd	0,388
Dados para Dimensionamento	
Comprimento de Queda (m) L1	7,325
Comprimento do Ressalto (m) L2	14,197
Altura da Parede (m)	3,993
Energia Residual (m) Hr	3,704
Energia Dissipada (m) Hdissip	5,302
Energia Máxima (m) Hmáx	9,007
Eficiência (%)	58,872
Profundidade Final do Escoamento (m) h2	0,851
Velocidade Final (m/s) V1	7,483
Froude Final	2,59
Profundidade h3 (m)	2,852
Velocidade V3 (m)	2,232

Ao comparar as duas alternativas, há a conclusão de que o modelo de quedas sucessivas é mais conservador, sendo a principal diferença a não absorção total da uma energia máxima, transferindo para sequência de cálculo uma energia residual, que deve ser considerada na sequência do cálculo do circuito hidráulico, entendendo que devido à segurança que a obra exige, será adotada esta alternativa para este trecho do canal de restituição, considerando o critério a favor da segurança.

#### 2.7.5.3.2 - Segundo trecho

Para o segundo trecho foi considerado para o desenvolvimento de seu cálculo a condição de queda abrupta simples, que seguirá a metodologia anteriormente citada.

O segundo trecho é iniciado no final do comprimento do ressalto L2 do trecho anterior, e após a terceira queda, neste trecho o canal a jusante da queda se desenvolve parte em uma curva. Com isto para efeito de cálculo será adotada a menor distância entre a última queda do trecho anterior e a queda atual, favorecendo assim a segurança da estrutura.

Para este trecho há apenas uma queda abrupta com altura de 2,20 m.

Para o dimensionamento será utilizado o software gratuito SisCCoH1.1.

**Quadro 2.33 - Memorial de cálculo trecho 2**

Dados de Entrada	
Vazão (m <sup>3</sup> /s)	1273,00
Largura do canal (m)	200,00
Altura do degrau (m)	2,2
Prof. a montante do degrau (m)	2,852
Resultados	
Número de Queda - Nd	0,388
Comprimento de Queda (m) L1	7,33
Prof. anterior à queda (m) - h1	1,79
Prof. posterior à queda (m) - h2	0,79
velocidade do ponto h2(m/s) - V2	5,03
Prof. a jusante do ressalto (m) - h3	2,83
velocidade do ponto h3(m/s) - V3	2,25
Prof. crítica (m) yc	1,6
Comprimento do ressalto (m) L2	14,03

#### 2.7.5.4 - Terceiro trecho

Para o terceiro trecho foi considerado para o desenvolvimento de seu cálculo a condição de queda abrupta simples, que seguirá a metodologia anteriormente citada.

O terceiro trecho é iniciado no final do comprimento do ressalto L2 do trecho anterior, e após a quarta queda, neste trecho o canal a jusante da queda se desenvolve de forma reta com uma distância total de 120,00 m entre a última queda do trecho anterior e a queda atual.

Para este trecho há as mesmas características físicas das anteriores com uma queda de 2,20 m.

Para o dimensionamento será utilizado o software gratuito SisCCoH1.1.

**Quadro 2.34 - Memorial de cálculo trecho 3**

Dados de Entrada	
Vazão (m <sup>3</sup> /s)	1273
Largura do canal (m)	200
Altura do degrau (m)	2,2
Prof. a montante do degrau (m)	2,83
Resultados	
Número de Queda -Nd	0,388
Comprimento de Queda (m) L1	7,33
Prof. anterior à queda (m) - h1	1,79
Prof. posterior à queda (m) - h2	0,79
velocidade do ponto h2(m/s) - V2	8,06
Prof. a jusante do ressalto (m) -h3	2,83
velocidade do ponto h3(m/s) - V3	2,25
Prof. crítica (m) yc	1,6
Comprimento do ressalto (m) L2	14,03

#### 2.7.5.4.1 - Quarto trecho

Para o quarto trecho foi considerado para o desenvolvimento de seu cálculo a condição de queda abrupta simples, que seguirá a metodologia anteriormente citada.

O quarto trecho é iniciado no final do comprimento do ressalto L2 do trecho anterior, e após a quinta queda, neste trecho o canal a jusante da queda se desenvolve de forma reta com uma distância total de 160,00 m entre a última queda do trecho anterior e a queda atual.

Para este trecho existem as mesmas características físicas das anteriores com uma queda de 2,20 m e soleiras de 22,00 m

Para o dimensionamento será utilizado o software gratuito SisCCoH1.1.

**Quadro 2.35 - Memorial de cálculo trecho 4**

Dados de Entrada	
Vazão (m <sup>3</sup> /s)	1273
Largura do canal (m)	200
Altura do degrau (m)	2,2
Prof. a montante do degrau (m)	2,83
Resultados	
Número de Queda -Nd	0,388
Comprimento de Queda (m) L1	7,33
Prof. anterior à queda (m) - h1	1,79
Prof. posterior à queda (m) - h2	0,79
velocidade do ponto h2(m/s) - V2	8,06
Prof. a jusante do ressalto (m) -h3	2,83
velocidade do ponto h3(m/s) - V3	2,25
Prof. crítica (m) yc	1,6
Comprimento do ressalto (m) L2	14,03

#### 2.7.5.4.2 - Quinto trecho

O quinto trecho é iniciado no final do comprimento do ressalto L2 do trecho anterior, após a sexta queda. Neste trecho o canal a jusante da queda se desenvolve de forma reta com uma distância total de 150,00 m, após a queda o canal permanece sem declividade por 60,00 m e a partir deste ponto segue com uma declividade de 0,1%, até seu desemboque no riacho dos Macacos.

Para o canal de restituição em seu trecho final será utilizada a mesma metodologia do canal de aproximação.

Inicialmente será determinado o tirante d'água para o regime normal de escoamento. Para as determinações dos parâmetros hidráulicos do vertedouro, foi adotada como base a vazão efluente da cheia com tempo de retorno de 1000 anos.

Para a determinação do tirante será aplicado a equação de Manning, com utilização dos seguintes parâmetros:

$$Q = \frac{1}{\eta} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \times A \quad (I.34)$$

Onde:

$Q$  = vazão no canal (1.273,0 m<sup>3</sup>/s);

$\eta$  = coeficiente de Manning (para definição do coeficiente de rugosidade de Manning foi utilizado o manual de drenagem do DNIT para o canal aberto escavado em rocha adotando o valor de 0,025);

$R$  = raio hidráulico – ( $R=A/P$ ;m<sup>2</sup>/m);

$y$  = lâmina de água no canal (m).

$A$  = área molhada ( $A=B*y$ ;m<sup>2</sup>).

$P$  = Perímetro molhado ( $P=B+2*y$ ; m).

$I$  = declividade do fundo canal (0,001 m/m);

$L$  = largura do canal (200,0m).

Para o dimensionamento do tirante crítico do canal de restituição foi utilizada a equação abaixo.

$$Y_c = \left( \frac{Q_E^2}{g} \right)^{(1/3)} \quad (1.35)$$

Onde:

$Y_c$  = altura crítica em canal de seção retangular (m);

$Q_E$  = vazão específica (m<sup>3</sup>/s/m);

$g$  = aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>).

Para calcular o perfil da curva de remanso, é considerado como ponto de partida a queda livre, fazendo inicialmente  $y = y_c$  e, depois, vai aumentando gradativamente o valor da altura do nível de água ( $y$ ) e é calculada a distância ( $L$ ). Procedem a estes cálculos até que o valor do “ $y$ ” seja igual a 90% da profundidade normal ou que chegue à cota de ressalto da sexta queda.

O cálculo é feito no sentido de jusante para montante, ao contrário do fluxo. No caso, o ponto 0 está na estaca 26 do canal (após sexta queda) e o final na estaca 30+0 m, com comprimento do canal de 90,00 m. Neste ponto, o  $Y$  será de 2,12 m. Para o desenvolvimento do cálculo, foi elaborada uma planilha de cálculo conforme mostra o **Quadro 2.36**.

**Quadro 2.36 - Dimensionamento do canal de restituição trecho 5**

Largura do vertedouro B (m)	Vazão Q (m³/s)	Lâmina y (m)	Área molhada A (m²)	Perímetro molhado P-(m)	Raio hidráulico R (m²/m)	V (m/s)	v²/2g (m)	E (m)	ΔE	n	i (m/m)	Sfi (m/m)	Sf (m/m)	Δx	L (m)	Cota do fundo	Cota superfície + ÁGUA
200	1273	1,6000	320	203,2	1,5748031	3,97813	0,8066	2,4066		0,025	0,001	0,0054			0	168,70	170,30
200	1273	1,6800	336	203,36	1,6522423	3,78869	0,73161	2,41161	0,00501	0,025	0,001	0,00459	0,005	-1,254	-1,254	168,70	170,38
200	1273	1,7600	352	203,52	1,7295597	3,61648	0,66661	2,42661	0,015	0,025	0,001	0,00394	0,00427	-4,594	-5,848	168,71	170,47
200	1273	1,8400	368	203,68	1,8067557	3,45924	0,6099	2,4499	0,02329	0,025	0,001	0,0034	0,00367	-8,731	-14,579	168,71	170,55
200	1273	1,9200	384	203,84	1,8838305	3,3151	0,56014	2,48014	0,03023	0,025	0,001	0,00295	0,00318	-13,898	-28,477	168,73	170,65
200	1273	2,0000	400	204	1,9607843	3,1825	0,51622	2,51622	0,03609	0,025	0,001	0,00258	0,00277	-20,436	-48,912	168,75	170,75
200	1273	2,0800	416	204,16	2,0376176	3,0601	0,47728	2,55728	0,04105	0,025	0,001	0,00227	0,00242	-28,861	-77,773	168,78	170,86
200	1273	2,1150	423	204,23	2,0711942	3,00946	0,46161	2,57661	0,01933	0,025	0,001	0,00214	0,0022	-16,047	-93,821	168,79	170,91
200	1273	2,1950	439	204,39	2,1478546	2,89977	0,42858	2,62358	0,04696	0,025	0,001	0,0019	0,00202	-46,034	-139,855	168,84	171,03
200	1273	2,2900	458	204,58	2,238733	2,77948	0,39376	2,68376	0,06018	0,025	0,001	0,00165	0,00177	-77,896	-217,751	168,92	171,21
200	1273	2,3700	474	204,74	2,3151314	2,68565	0,36762	2,73762	0,05387	0,025	0,001	0,00147	0,00156	-96,139	-313,890	169,01	171,38
200	1273	2,4500	490	204,9	2,3914104	2,59796	0,34401	2,79401	0,05638	0,025	0,001	0,00132	0,0014	-142,566	-456,457	169,16	171,61
200	1273	2,5300	506	205,06	2,4675705	2,51581	0,32259	2,85259	0,05859	0,025	0,001	0,00119	0,00125	-231,839	-688,295	169,39	171,92
200	1273	2,5700	514	205,14	2,5056059	2,47665	0,31263	2,88263	0,03004	0,025	0,001	0,00113	0,00116	-192,029	-880,325	169,58	172,15
200	1273	2,6500	530	205,3	2,5815879	2,40189	0,29404	2,94404	0,06141	0,025	0,001	0,00102	0,00107	-849,264	-1729,589	170,43	173,08

#### 2.7.5.5 - Aproveitamento do material escavado

O projeto prevê uma quantidade significativa de escavação obrigatória na fundação da barragem e no vertedouro. Para tanto em seu dimensionamento, foi levado em consideração o aproveitamento de todo o material resultante das escavações, o qual será avaliado e selecionado previamente em campo e em laboratório de forma a viabilizar a sua utilização durante a obra.

Há inicialmente a indicação de que parte da escavação obrigatória do canal de aproximação do vertedouro fará parte da jazida 8. Assim como a pedra JP-03 que possui parte de sua área dentro da escavação obrigatória do canal de restituição do vertedouro, denotando assim, um aproveitamento destes materiais nas obras.

A predominância da escavação obrigatória do vertedouro será de rocha, com volume de escavação estimado em 1.290.700,00 m³ que deverá ser aproveitada integralmente para a execução do Rip-Rap, enrocamentos de jusante da barragem, para produção de brita e do dique lateral do vertedouro.

#### 2.7.5.6 - Diques

Pelas características topográficas na região do canal de saída do sangradouro, há ocorrência de 2 (duas) celas topográficas significativas, as quais deverão ser fechadas através da execução de 2 (dois) diques:

- O primeiro dique (D1) está locado entre as estacas E19+00m e E20+00m, com cota do coroamento fixada na 177,00m e terá altura máxima de 7,00m;
- O segundo dique (D2) está locado entre as estacas E30+00m e E32+00m, com cota do coroamento fixada na 173,00m e terá altura máxima de 4,50m.

Os diques deverão ser executados com espaldares tanto de montante quanto de jusante em enrocamento (material provindo das escavações obrigatórias do sangradouro) e núcleo em solo compactado tipo SM/SC. Em ambos os casos, os taludes terão inclinações fixadas em 1(V):1,5(H).

Para o cálculo da largura do coroamento dos diques, foi utilizada a fórmula de Preece:

$$L_c = 1,10\sqrt{H_d} + 0,90 \text{ (m)} \quad (1.36)$$

onde:

$L_c$  = largura do coroamento do dique (m);

$H_d$  = altura do dique (m);

Foi considerada a maior altura de dique para o cálculo, ou seja,  $H_d = 7,00\text{m}$ .

Então:

$$L_c = 1,10\sqrt{7,00} + 0,90 = 3,87 \text{ m//}$$

**Foi adotado para coroamento  $L_c = 4,00 \text{ m}$ .**

## 2.8 - DIMENSIONAMENTO DA TOMADA D'ÁGUA E DESCARGA DE FUNDO

### 2.8.1 - Considerações Gerais

O projeto da Barragem do Poço Comprido teve, em sua concepção inicial, o objetivo de atender às demandas de abastecimento d'água das cidades de Santa Quitéria e Hidrolândia, ao atendimento das áreas à jusante da barragem através da perenização do riacho dos Macacos e, como objetivo secundário, o controle das vazões ao longo do mesmo.

A concepção hidráulica da tomada d'água aqui apresentada, deverá atender, pelo menos, 25% a mais do que a vazão média regularizada definida pelo estudo hidrológico. Além desta condicionante, a galeria deve atender as normas de segurança de barragem vigentes, PNSB Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, onde solicita que para barragens com capacidade maior do que 3,00 hm<sup>3</sup> e altura máxima acima de 15,00 deve ser fiscalizada pelo órgão fiscalizador, que no caso é a ANA (Agência Nacional de águas).

Conforme manual do Empreendedor da ANA, em seu Volume V - Guia para a elaboração de projetos de barragens (ANA), recomenda que:

*Em barragens com altura superior a 15 m (quinze metros) e capacidade total do reservatório superior a 3.000.000 m<sup>3</sup> (três milhões de metros cúbicos), em especial no caso de barragens com dano potencial alto, é recomendável a utilização de descarregadores de fundo (descargas de fundo), equipados com duas comportas ou válvulas, controladas por montante, uma funcionando como segurança e a outra destinada ao serviço normal de operação.*

## **2.8.2 - Descrição do Sistema**

Foi projetada uma tomada d'água para a Barragem Poço Comprido situada na ombreira esquerda na estaca E136+0,00 m, composta por duas tubulações em aço com diâmetro de 1.500,00 mm envelopadas em concreto armado.

A tomada d'água se posiciona formando um ângulo de 90° com o eixo da barragem, tendo o eixo da boca de montante na cota 158,50 m e o eixo da boca de jusante na mesma de montante.

A tomada d'água proposta para implantação na barragem Poço Comprido será composta por uma obra de controle de montante, uma galeria, uma caixa de jusante de controle e equipamentos.

Cada tubulação possuirá, em sua entrada, uma grade de proteção, seguida, mais para jusante, de uma comporta acionada por meio de dispositivo hidromecânico.

O controle das vazões é feito através de duas válvulas dispersoras do tipo Howell-Bunger, colocadas na extremidade jusante do circuito hidráulico, a fim de permitir uma descarga dissipada na área a jusante do maciço da barragem. Uma casa de comando abrigará o dispositivo de acionamento das válvulas.

Para o esvaziamento do reservatório está previsto, para cada tubulação de 1500,00 mm, a instalação a jusante de uma válvula borboleta para o controle da descarga de esvaziamento.

A obra de controle de montante será composta por uma caixa na entrada da tomada, assentada em rocha, e uma torre de operação dos equipamentos. Em seu topo será instalado um sistema de elevação para a comporta e a grade.

A caixa de montante será construída em concreto armado, onde será instalada uma grade de limpeza de 2,00 x 2,50 m, uma comporta tipo *vagão* com dimensão de 2,00 x 2,50 m, cuja elevação será feita por uma talha de 15 toneladas instalada na laje da torre.

Acima da caixa de montante será construída uma torre de controle de equipamentos, o que permitirá a operação desses instrumentos a serem instalados na caixa de montante,

servindo de acesso ao interior da galeria da tomada d'água e, em seu topo, será instalado um sistema de elevação para a comporta e grade.

Para o acesso a torre, será construída uma ponte de acesso interligando a torre a berma da barragem.

O corpo da tomada d'água será composto por dois tubos de aço carbono com espessura de 6,00mm e diâmetro de 1500,00 mm, sendo o mesmo envelopado em concreto armado.

A caixa de jusante será construída em concreto armado, tendo a mesma duas câmaras, sendo a primeira do tipo seca, onde serão instalados os equipamentos, e a segunda para o amortecimento da descarga.

Na caixa de jusante serão instalados os equipamentos de controle sendo estes: duas válvulas borboleta de 1.500,00 mm, duas válvulas borboleta de 700,00 mm e duas válvulas dispersora tipo HOWELL BUNGER com diâmetro de 700,00 mm.

Para operação do sistema, o mesmo será provido de energia elétrica da concessionária.

### **2.8.3 - Definição da Galeria**

#### *2.8.3.1 - Cota de Assentamento da Galeria*

A localização da Tomada d'Água foi feita em função das condições geotécnicas e topográficas apresentadas, situada na ombreira esquerda na estaca E136+0,00 m, definindo-se a cota 158,50 m para o eixo de montante e jusante da tubulação de 1.500,00 mm.

#### *2.8.3.2 - Dimensionamento do Diâmetro da Tubulação*

O cálculo do diâmetro do tubo será desenvolvido em função da vazão regularizada, utilizando para o cálculo a vazão de descarga média regularizada, definida pela hidrologia, conforme quadro abaixo. A vazão para o dimensionamento do tubo será 25% maior do que a média definida, critério este visando garantir o atendimento a vazões instantâneas maiores do que a média. O **Quadro 2.37** define a vazão regularizada do projeto definida pelo estudo de hidrologia elaborado na fase do estudo básico.

**Quadro 2.37 -Dimensionamento da vazão regularizada**

Cota (m)	Capacidade de (hm <sup>3</sup> )	Q90 (hm <sup>3</sup> /anual)	Q90 (hm <sup>3</sup> /mês)	Q90 (m <sup>3</sup> /s)
178	201.19	72,55	6,05	2,332
180	260.61	78,43	6,54	2,522
182	329.59	83,19	6,93	2,675
183	367.67	85,01	7,08	2,733
184	408.36	86,57	7,21	2,783

Para a definição do diâmetro da tubulação da galeria foi preciso definir o seu diâmetro econômico, para o qual a relação custo-benefício é máxima.

Portanto, o diâmetro econômico é o diâmetro limite, para o qual um aumento de sua dimensão significaria redução das perdas hidráulicas e, conseqüentemente, promove aumento do benefício hidráulico sem que isso compense o acréscimo de custo associado.

Dadas as dificuldades de obtenção de uma fórmula que considere exatamente os parâmetros acima mencionados, são adotadas, nestas diretrizes, o diâmetro calculado pela fórmula de Bondshu como o econômico.

$$D_e = 1277 \sqrt[3]{\frac{Q^3}{H_b}} \quad (1.37)$$

Onde:

$D_e$  = diâmetro econômico (cm);

$Q$  = descarga máxima de projeto (m<sup>3</sup>/s) = 3,343 m<sup>3</sup>/s;

$H_b$  = carga hidráulica total sobre o conduto (cota da soleira-cota do eixo da tubulação(m)) = 23,50 m;

Para o dimensionamento da tubulação foi considerada a vazão máxima de adução, visto que a vazão fornecida pela simulação trata apenas de uma média. Foi considerado um acréscimo de 25% na vazão média (2,675 m<sup>3</sup>/s) para o cálculo da vazão máxima de operação.

$D_e = 132,38$  cm

Adotado **D = 1,50 m**.

### 2.8.3.3 - Dimensionamento hidráulico do sistema de descarga de fundo e esvaziamento da barragem.

Para definição da descarga de fundo da barragem, foi previsto o aproveitamento da estrutura da tomada d'água, para funcionar como descarga livre interligando o lago da barragem a caixa de jusante de dissipação.

Para dimensionar o circuito hidráulico a ser adotado, foi realizada simulação do tempo de esvaziamento para a opção de uma tubulação de 1.500,00 mm e para dois tubos com diâmetro de 1.500,00 mm.

#### **Para a opção do esvaziamento do reservatório por um tubo de aço de 1500 mm:**

Dados:

- Diâmetro ..... 1,50 m
- Quantidade de tubo ..... 1 un
- Cd ..... 0,56
- Cota nível máximo ..... 182,00 m
- Cota eixo da tubulação ..... 158,50 m

Cálculo da vazão máxima:

$$Q = CdA \cdot \sqrt{2gh} \quad (1.38)$$

A vazão máxima de um tubo na sua cota máxima será de  $Q_{max} = 21,25 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Entretanto, a vazão máxima calculada provocaria uma velocidade interna passando pela tubulação muito acentuada, devendo esta ser controlada pela válvula borboleta colocada à jusante da tubulação, o que deverá limitar a velocidade máxima interna da tubulação até 8,00 m/s. Para esta velocidade, a vazão máxima será de 16,00 m<sup>3</sup>/s para cada tubo.

Para o dimensionamento foi feita uma simulação do esvaziamento a partir da cota de soleira da barragem (182,00 m) até a cota no nível morto (160,00 m). No início, a vazão foi limitada à vazão máxima, definida para o tubo pela válvula dispersora (16,00 m<sup>3</sup>/s). Depois o sistema passa a funcionar como descarga livre mantendo a válvula borboleta totalmente aberta.

Para o sistema com um tubo de diâmetro de 1500,00 mm, o tempo máximo de esvaziamento será de 246 dias, conforme gráfico na **Figura 2.26**.

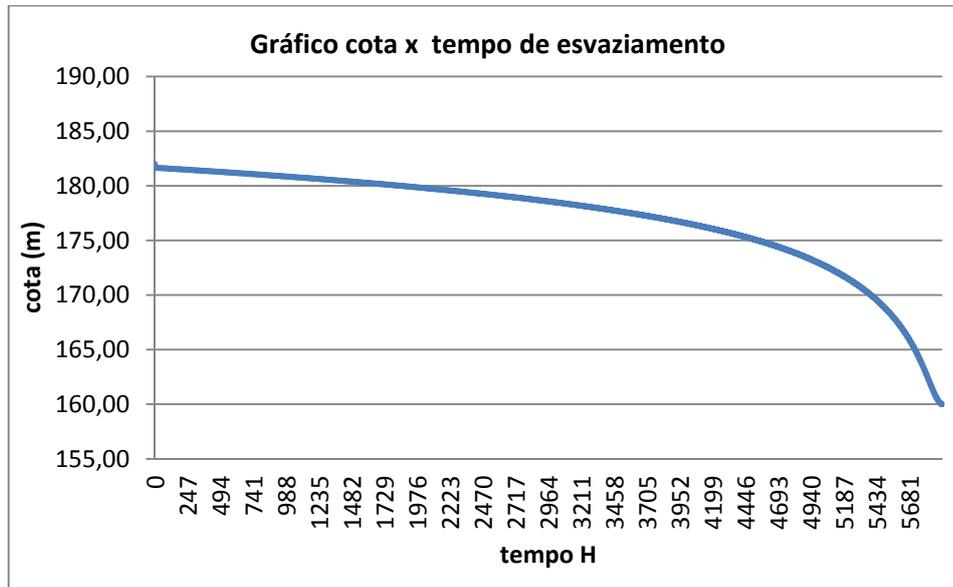


Figura 2.26 - Curva cota x tempo de esvaziamento com um tubo de diâmetro 1.500 mm

Para a opção do esvaziamento do reservatório por dois tubos de aço de 1500 mm:

Dados:

- Diâmetro ..... 1,50 m
- Quantidade de tubo ..... 2 un
- Cd ..... 0,56
- Cota nível máximo ..... 182,00 m
- Cota eixo da tubulação ..... 158,50 m

Cálculo da vazão máxima:

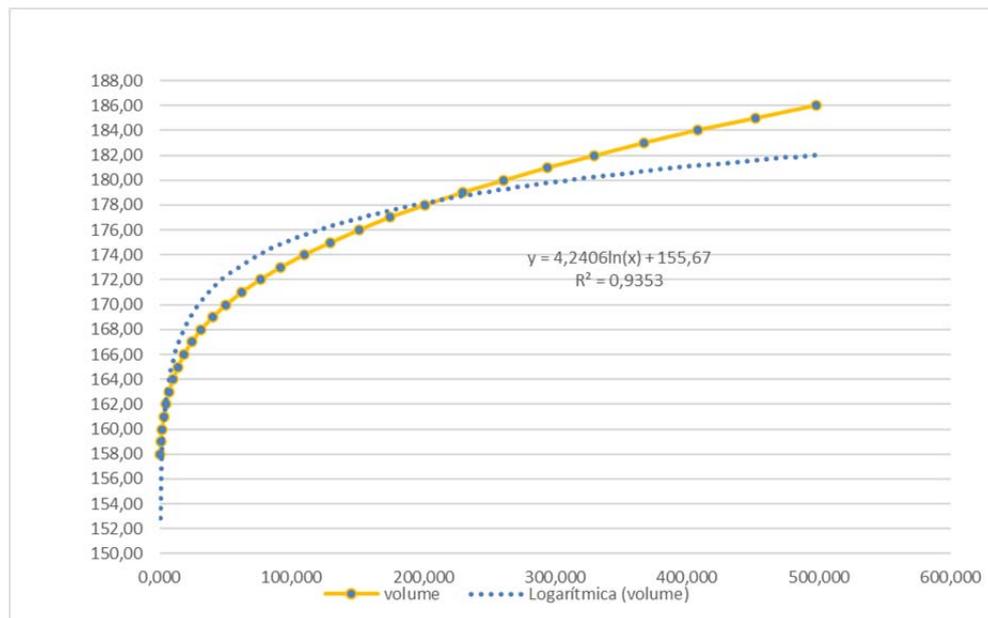
$$Q = CdA \cdot \sqrt{2gh} \quad (1.39)$$

Para o sistema com dois tubos de 1500,00 mm, a vazão máxima (42,50 m³/s), provocaria uma velocidade pela tubulação muito acentuada que deverá ser controlada pela válvula borboleta colocada a jusante da tubulação, objetivando limitar a velocidade interna de cada tubulação até 8,00 m/s. Para esta velocidade, a vazão máxima será de 32,00 m³/s com os dois tubos em operação.

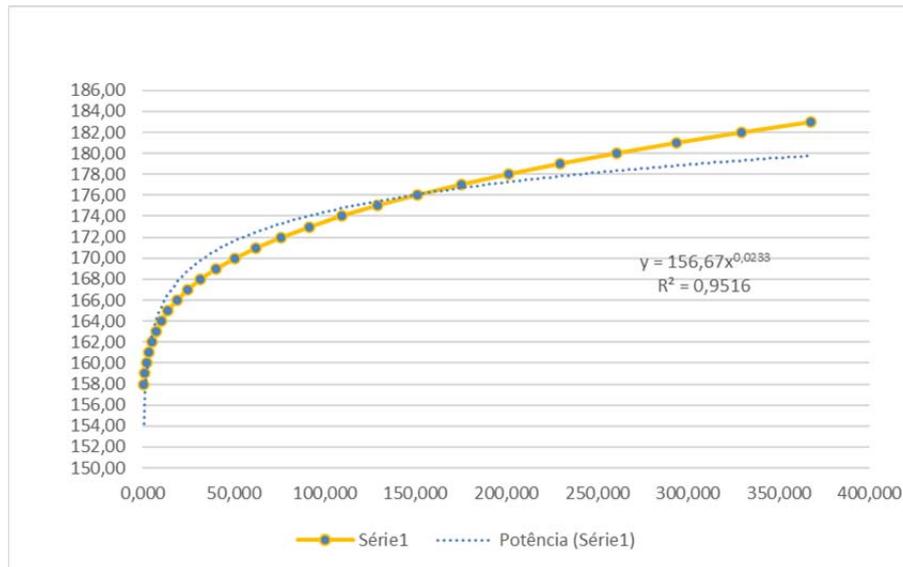
Para o dimensionamento, foi feita uma simulação do esvaziamento a partir da cota de soleira da barragem (182,00 m) até a cota no nível morto (160,00 m). No início, a vazão foi limitada à vazão máxima definida para os dois tubos pela válvula dispersora (32,00 m³/s). Depois o sistema passa a funcionar como descarga livre, mantendo a válvula borboleta totalmente aberta.

Para a simulação do esvaziamento do reservatório da Barragem Poço Comprido, foi transformada a curva cota/área/volume do projeto em uma equação matemática através do estudo tendência de curva, onde foram analisadas três alternativas de curva e escolhida a que mais se aproxima da curva de projeto.

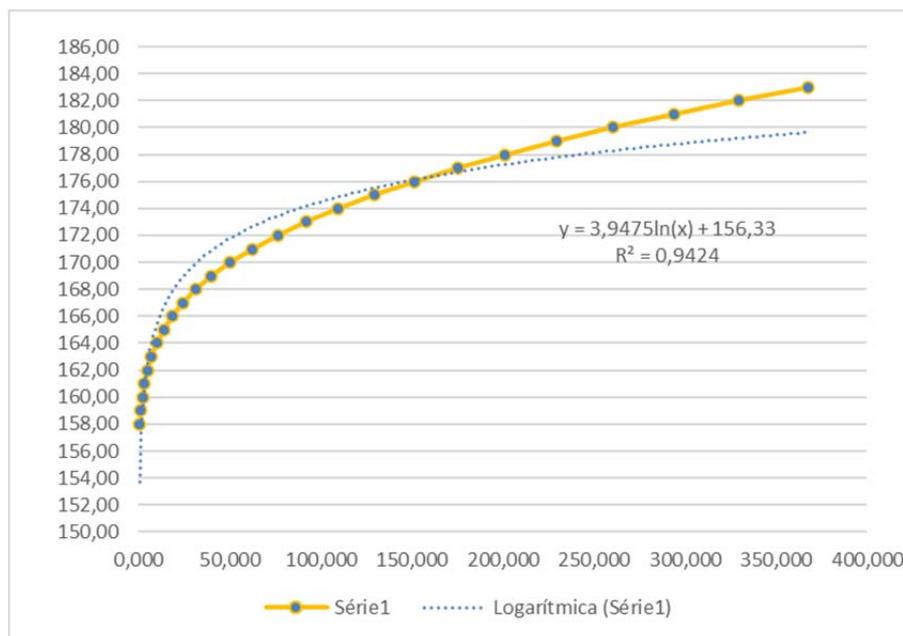
São apresentadas, a seguir, as curvas utilizadas com os fatores R<sup>2</sup> para as alternativas utilizadas.



**Figura 2.27 - Estudo da curva de tendência Alternativa 1**

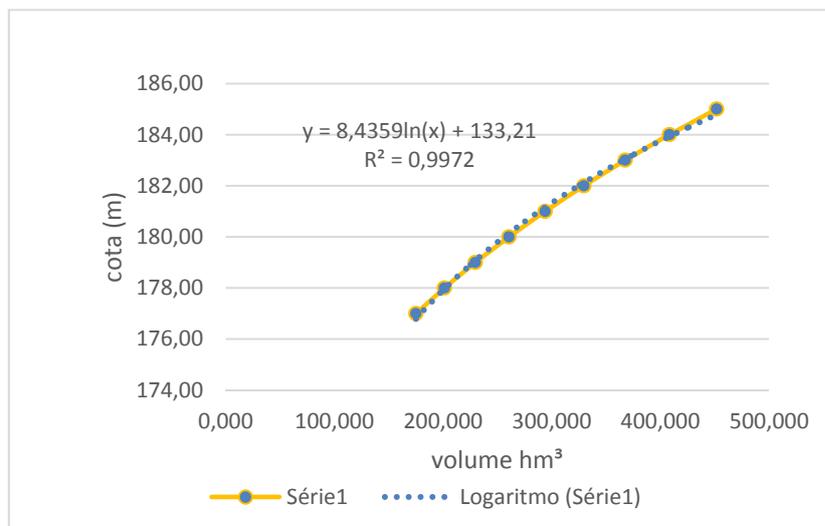
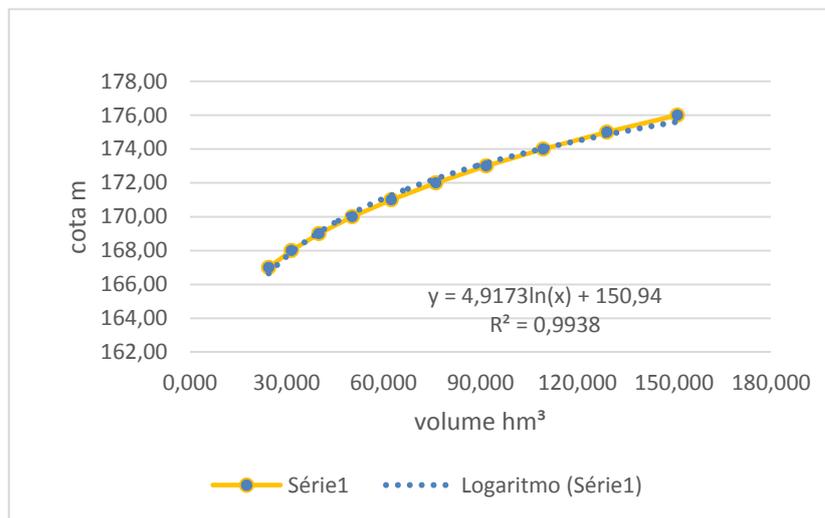
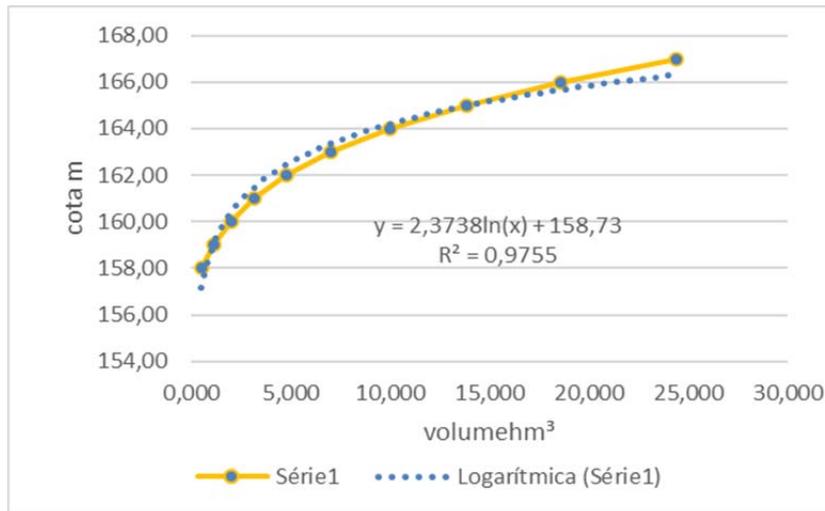


**Figura 2.28 - Estudo da curva de tendência Alternativa 2**



**Figura 2.29 - Estudo da curva de tendência Alternativa 3**

Para a alternativa 4, foi dividida a curva cota/área/volume em três segmentos e para cada trecho foi definida uma curva diferente, sendo os intervalos divididos entre a cota 158 a 166; 166 a 176; 176 a 183. Ver a **Figura 2.30**.



**Figura 2.30 - Estudo da curva de tendência Alternativa 4**

Para todas as alternativas acima, foi realizada a simulação do esvaziamento do reservatório. Abaixo é apresentado quadro, o qual compara a curva área x volume do projeto, com as cotas encontradas utilizando as curvas de tendência das alternativas apresentadas e o resultado em números de dias para o esvaziamento do reservatório, para as quatro alternativas na condição de dois tubos operando.

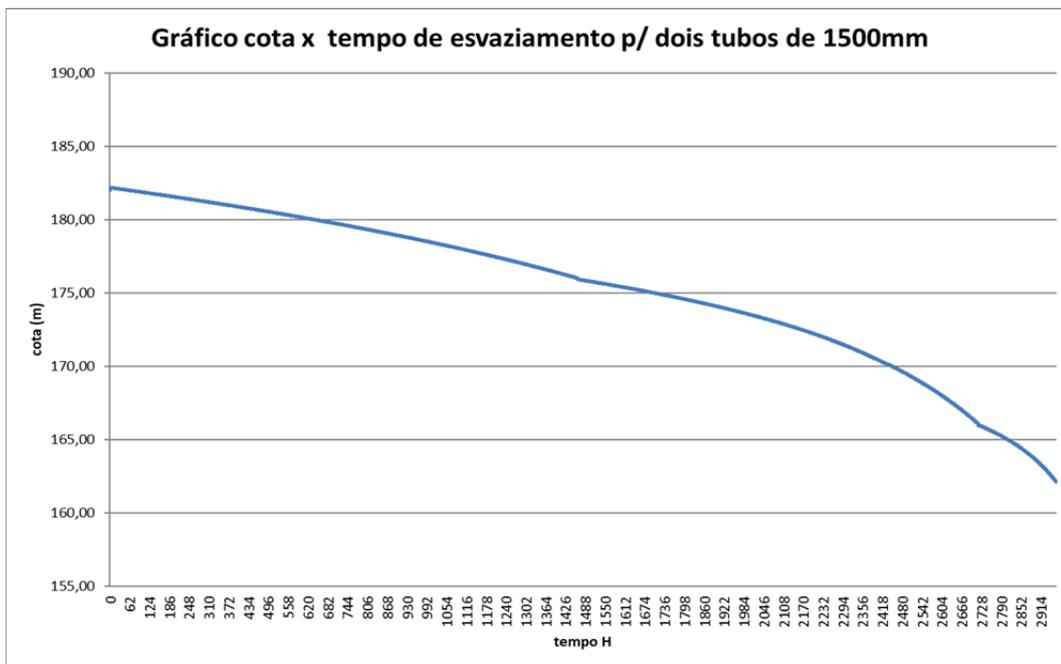
Ao que a variação entre as alternativas das curvas, têm muito pouca sensibilidade no resultado final do cálculo, houve a opção pela alternativa 4, que é a de maior tempo de esvaziamento, ou seja de 126,91 dias.

A sequência de cálculo da simulação será apresentada no Tomo 3A - Anexo 3 deste memorial.

**Quadro 2.38 - Estudo da curva de tendência Alternativa 4**

curva cota área volume		cotas com as curvas testadas			
cota	volume acum	ALTERNATIVA 1	ALTERNATIVA 2	ALTERNATIVA 3	ALTERNATIVA 4
		$y = 4,2406 \ln(x) + 155,67$ $R^2 = 0,9353$ proj. ececutivo	$y = 3,9475 \ln(x) + 156,33$ $R^2 = 0,9424$	$y = 156,67x^{0,0233}$ $R^2 = 0,9516$	$y = 2,3738 \ln(x) + 158,73$ $R^2 = 0,9755$ $y = 4,9173 \ln(x) + 150,94$ $R^2 = 0,9938$ $y = 8,6097 \ln(x) + 132,26$ $R^2 = 0,9967$
158,00	515.531,19	154,26	153,71	154,27	157,16
159,00	1.132.914,74	157,60	156,82	157,13	159,03
160,00	1.996.581,89	160,00	159,06	159,21	160,37
161,00	3.189.012,75	161,99	160,91	160,96	161,48
162,00	4.792.687,45	163,72	162,52	162,50	162,45
163,00	6.998.873,88	165,32	164,01	163,94	163,35
164,00	9.998.839,98	166,83	165,42	165,30	164,20
165,00	13.849.462,59	168,22	166,71	166,56	164,97
166,00	18.607.618,59	169,47	167,87	167,71	165,67
167,00	24.416.894,96	170,62	168,94	168,78	166,65
168,00	31.420.878,70	171,69	169,94	169,77	167,89
169,00	39.937.182,32	172,71	170,89	170,73	169,07
170,00	50.283.418,32	173,68	171,80	171,64	170,20
171,00	62.388.478,58	174,60	172,65	172,51	171,27
172,00	76.181.254,97	175,45	173,43	173,31	172,25
173,00	91.823.070,23	176,24	174,17	174,07	173,17
174,00	109.475.247,07	176,98	174,87	174,78	174,03
175,00	129.197.310,25	177,69	175,52	175,46	174,84
176,00	151.048.784,52	178,35	176,14	176,10	175,61
177,00	175.042.506,81	178,97	176,72	176,71	176,73
178,00	201.191.314,04	179,56	177,27	177,28	177,93
179,00	229.659.877,06	180,12	177,79	177,83	179,07
180,00	260.612.866,75	180,66	178,29	178,35	180,16
181,00	293.953.841,13	181,17	178,77	178,85	181,19
182,00	329.586.358,26	181,66	179,22	179,33	182,18
183,00	367.668.980,64	182,12	179,65	179,79	183,12
184,00	408.360.270,77	182,57	180,06	180,23	184,02
185,00	451.812.561,88	182,99	180,46	180,65	184,89
resultado da simulação em dias		122,04	123,45	123,7	126,91

Para o sistema com dois tubos de 1500,00 mm, o tempo máximo de esvaziamento será de 126,9 dias, conforme gráfico na **Figura 2.31**.



**Figura 2.31 - Curva cota x tempo de esvaziamento com dois tubos diam. 1.500mm**

O critério definido pela Fiscalização/projetista, determinou que o tempo de esvaziamento do reservatório deveria ficar em torno de 90 a 120 dias, conforme os gráficos apresentados acima. A opção do dimensionamento será para utilização de dois tubos de 1500 mm para a descarga de fundo do reservatório.

Conforme as normas de segurança de barragem vigentes, pela Lei Federal nº 12.334/2010, que dispõe sobre a Política Nacional de Segurança de Barragens – PNSB, é solicitado que, para barragens com capacidade maior do que 3,00 hm<sup>3</sup>, e altura acima de 15,00 m, Capítulo 1 art 1º item II e III, deve ser aplicadas a lei da Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) e suas resoluções posteriores.

A Ana como agente fiscalizadora das barragens para abastecimento, recomenda em seu manual do empreendedor Volume V – Diretrizes Para Elaboração de Projeto de Barragens, a utilização de descarregadores de fundo que sejam capaz de fazer o rebaixamento do reservatório. Entretanto não especificando o tempo máximo de seu rebaixamento.

A SECRETARIA DE RECURSOS HÍDRICOS DO CEARÁ, através da PORTARIA Nº2003/SRH/CE, de 24 de setembro de 2021 em seu artigo 1º, define que, para as outorgas de obras e/ou serviços de interferência hídrica, requeridas por pessoas físicas e jurídicas,

projetos de barragens sejam previstas descargas de fundo que sejam capazes de fazer seu esvaziamento em 90 dias. Segue a transcrição do Decreto:

*Art. 1º Os requerentes de outorga para execução de obras e/ou serviços de interferência hídrica de barragens deverão apresentar, em seu projeto básico ou executivo, concepção de dimensionamento que assegure à estrutura da tomada d'água capacidade para esvaziamento do reservatório no prazo máximo de 90 (noventa) dias.*

Para o atendimento ao solicitado na portaria da SRH/CE, há o seguinte a comentar:

O projeto da descarga de fundo da Barragem do Poço Comprido previu um esvaziamento total em 126,9 dias; para que a portaria acima citada seja atendida, haveria necessidade de duplicar a tomada d'água prevista, fato que oneraria consideravelmente o custo da barragem.

O projeto da barragem Poço Comprido atende às normas de segurança nacional – PNSB, ao prever sistema de esvaziamento da barragem.

#### *2.8.3.4 - Dimensionamento do tubo de aço d. 1500 mm.*

Cálculo da espessura de parede da tubulação forçada

$$e = \frac{p_i D}{2\sigma_f k_f} + e_s \quad (1.40)$$

Onde:

$p_i$  = pressão máxima de trabalho;

$D$  = diâmetro da tubulação = 1500 mm

$\sigma_f$  = 1400 kgf/cm<sup>2</sup>; limite de ruptura do aço (Kg/cm<sup>2</sup>);

$K_f$  = 1 a 0,8 eficiência das soldas;

$e_s$  = espessura de 1mm para perda de corrosão;

$p_i = H_1 + h_s = 23,5 + 3,10 = 26,60$  m de coluna d'água;

$\sigma_f = 1400$  kgf/cm<sup>2</sup>;

$k_f = 0,8$ ;

$$e_1 = 2,78 \text{ m.}$$

Espessura mínima:

$$e = \frac{D + 500}{400} = \frac{1500 + 500}{400} = 5,0 \text{ mm} \quad (1.41)$$

Pelos valores encontrados para  $e$  e  $e_{\min}$ , a espessura mínima adotada será de 6,35 mm (1/4”), espessura comercial imediatamente superior a 5,0 mm.

#### 2.8.3.5 - Dimensionamento da Linha para Alimentação da Tomada D'água

Uma das funções da tomada d'água será a regularização do leito do riacho dos Macacos a jusante da barragem Poço Comprido. Para isto a vazão que passará pela galeria deve atender a vazão regularizada estimada nos estudos básicos.

Dados:

- Comprimento da tubulação..... L = 155,00 m;
- Cota NA normal ..... 182,00 m;
- Cota do eixo na entrada da tubulação ..... 158,50 m;
- Cota do eixo na saída da tubulação ..... 158,50 m.
- Vazão média de regularização ..... 2,675 m<sup>3</sup>/s.

A galeria foi projetada com duas tubulações de aço de 1500,00mm para o atendimento da função de descarga de fundo, otimizar o sistema utilizaremos um dos tubos e alimentar o sistema de regularização, através de um circuito hidráulico composto por barriletes em aço, válvula borboleta e por final uma dispersora.

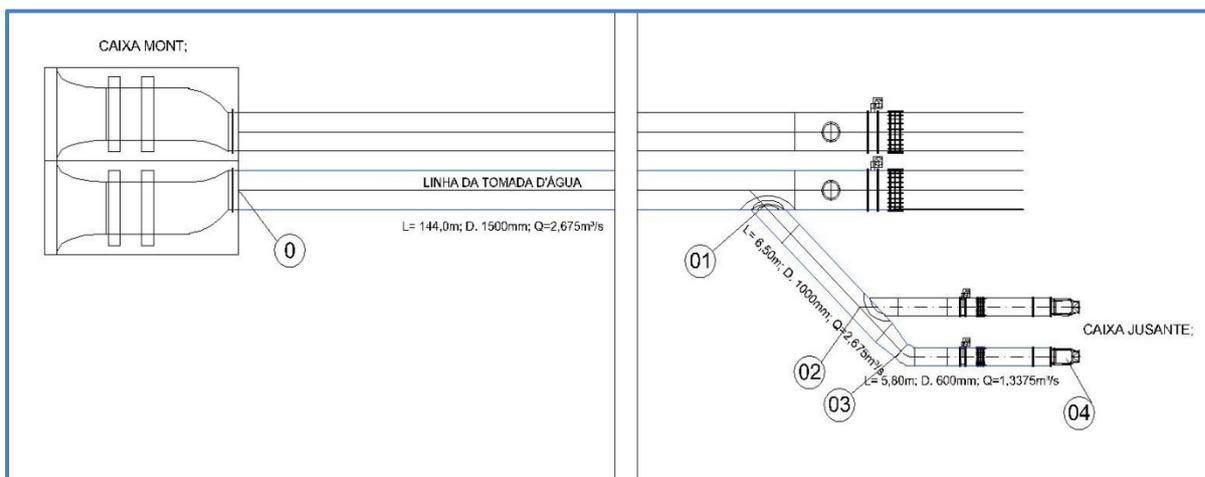
##### 2.8.3.5.1 - Circuito hidráulico que atenderá a regularização do rio.

A galeria foi projetada com duas tubulações de aço de 1500,00mm para o atendimento da descarga de fundo; para otimizar o sistema será utilizada a tubulação localizada a direita da galeria para ter uma função de regularizar o riacho dos Macacos.

Para facilitar o cálculo hidráulico foi dividido o circuito hidráulico em vários trechos. As extremidades de cada trecho foram identificadas por números de 0 a 4. Os pontos intermediários são sempre nas conexões nas quais haja uma bifurcação de corrente, e nas quais a vazão possa variar. Esses trechos serão descritos a seguir:

- O primeiro trecho inicia na caixa de montante ponto 0 e a água será conduzida pela tubulação de 1500,00mm até a bifurcação de 45° onde sofrerá uma redução para um diâmetro de 1000,00mm no ponto 1;
- O segundo trecho inicia na bifurcação ponto 1 e seguirá por uma tubulação de 1000,00mm até a segunda bifurcação com derivação ponto 2;
- O terceiro trecho inicia no ponto 2 a partir desta bifurcação, seguindo com tubulação com diâmetro de 1000,00mm até após seu diâmetro ser reduzido para 700,00mm ponto 3, no ponto 2 a vazão total em marcha será dividida em duas partes iguais. Neste trecho a vazão em condução será a metade do trecho anterior;
- O quarto trecho inicia no ponto 3 e através de um conduto de 700,00 mm seguirá até a válvula de dispersora, ponto 4s.

A **Figura 2.32**, melhor detalha o circuito hidráulico descrito acima.



**Figura 2.32 - Circuito Hidráulico da Tomada D'água**

#### 2.8.3.5.2 - Cálculo das Perdas de Carga ao longo do circuito hidráulico

Para o cálculo do sistema será adotada a fórmula universal da perda de carga:

$$\Delta H_{FT} = \Delta H_{FD} + \Sigma l e q v^2 / 2g \quad (I.42)$$

A perda de carga distribuída para a tubulação é calculada através da equação:

$$\Delta H_{FD} = J \times L \quad (I.43)$$

Onde:

L é o comprimento do trecho da tubulação (m);

J é a perda de carga unitária (m/m), dada pela equação de Hazen-Williams:

$$J = \frac{10,643 \times Q^{1,85}}{C^{1,85} \times (d)^{4,87}} \quad (1.44)$$

sendo:

- Q = descarga admitida para as tubulações (m<sup>3</sup>/s);
- d = diâmetro da tubulação (mm);
- C = coeficiente do material, no caso, (130);
- L = comprimento do trecho da tubulação (m).

O Cálculo das Perdas de Carga Localizadas:  $\Delta H_{FL}$

Ao adotar a expressão geral para perda de carga localizada, tem-se:

$$\Delta H_{FL} = \sum k \frac{V^2}{2g} \quad (1.45)$$

onde:

$\sum k$  = somatório das perdas de cada peça (m);

V = velocidade em m/s;

g = aceleração da gravidade (m/s<sup>2</sup>).

Para o cálculo da perda total de carga, foi elaborada planilha de cálculo com o dimensionamento conforme os critérios definidos anteriormente, utilizando a vazão de regularização média, definida no estudo hidrológico. A seguir é apresentado o **Quadro 2.39** do dimensionamento das perdas de carga total.

**Quadro 2.39 - Dimensionamento da perda de carga total do circuito hidráulico da tomada d'água**

POSIÇÃO	DESCRIÇÃO	DIÂMETRO (mm)	VAZÃO (m <sup>3</sup> /s)	VELOCIDADE (m/s)	COMPR. DO TRECHO (m)	Coefficiente C Hazen william	perda de carga distribuída (m)	perda de carga por peça som. K (m)	perda de carga localizada (m)	somatória da perda de carga por trecho (m)	perda de carga total (m)
						C	$\Delta H_{FD}$	$\Sigma K$	$\Delta H_{FL}$	$\Delta H_{FT}$	
0	cx. De montante	0	2,67500								
1	1ª bifurcação	1500	2,675	1,514	144,00	130	0,16129	2,25	0,26278	0,42407	0,42407
2	2ª bifurcação	1000	2,675	3,406	6,50	130	0,05245	0,15	0,08869	0,14113	0,56520
3	red. 1000*700	1000	1,338	1,703	2,40	130	0,00537	0,15	0,02217	0,02754	0,59275
4	dispersora	700	1,338	3,475	5,80	130	0,07374	0,75	0,46172	0,53546	1,12821

$\Delta H_{TOTAL} = 1,1282\text{m}$  para  $Q=2,675 \text{ m}^3/\text{s}$

Cota mínima = Cota do eixo da tubulação +  $\Delta H_{TOTAL}$

Cota mínima =  $158,50 + 1,12821 = 159,6782 \text{ m}$  – adotado  $160,00 \text{ m}$

O nível mínimo de operação para a vazão média será a cota  $160,00 \text{ m}$ .

#### 2.8.3.5.3 - Curva chave da galeria de tomada d'água

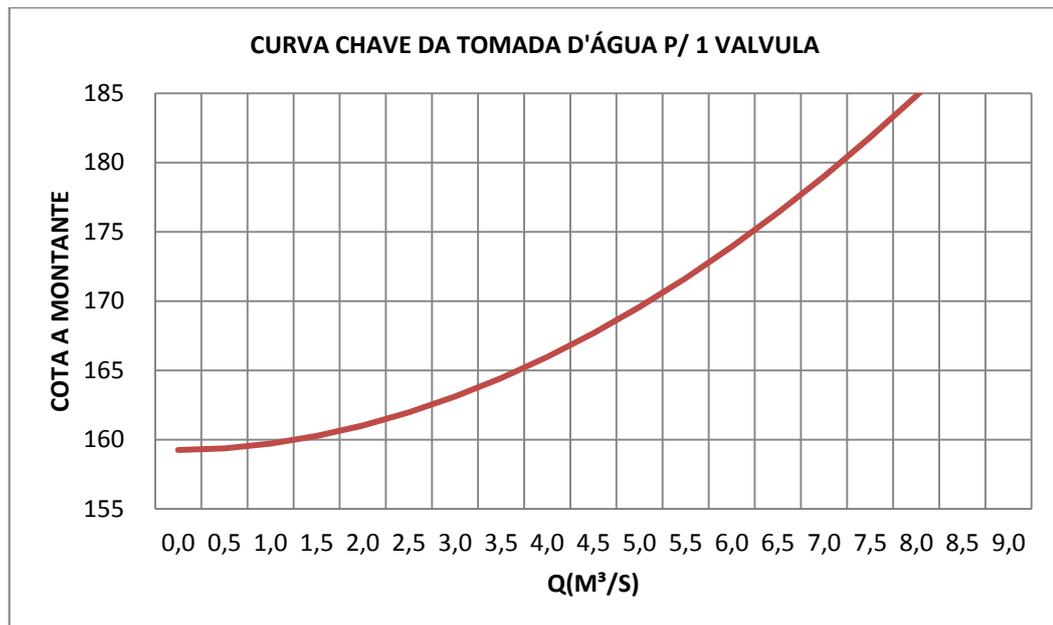
Para o dimensionamento do gráfico foi elaborada uma planilha com incremento de vazão a partir da cota do eixo da tubulação ( $158,50 \text{ m}$ ), variando a perda de carga, conforme o memorial de cálculo apresentado no item anterior, para a condição de uma válvula dispersora aberta com 100%.

O **Quadro 2.40** a seguir representa a planilha de cálculo

**Quadro 2.40 - Dimensionamento do gráfico cota x vazão regularizada**

Q total (m <sup>3</sup> /s)	Cota (m)	Hw (m)
0,000	159,25	0,00
0,500	159,37	0,124
1,000	159,72	0,467
1,500	160,27	1,018
2,000	161,02	1,769
2,500	161,97	2,718
3,000	163,11	3,860
3,500	164,44	5,193
4,000	165,97	6,717
4,500	167,68	8,428
5,000	169,58	10,325
5,500	171,66	12,408
6,000	173,92	14,674
6,500	176,37	17,124
7,000	179,01	19,756
7,500	181,82	22,570
8,000	184,81	25,564
8,500	187,99	28,738

Conforme **Figura 2.33** a seguir, apresenta-se o gráfico de cota x vazão, da galeria.



**Figura 2.33 - Curva Chave da Tomada D'água (Cota x Vazão)**

#### 2.8.3.6 - Dimensionamento do Tubo de Aeração

##### Considerações Gerais

O dimensionamento do tubo de aeração é baseado no roteiro - *Air Demand Design Criteria*, que calcula a demanda de ar na tubulação.

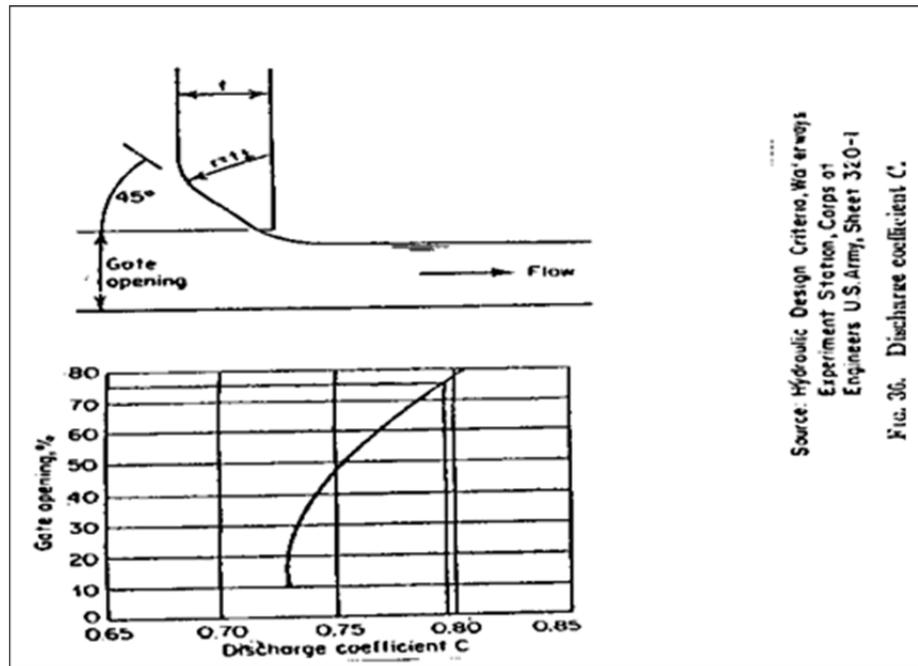
No projeto, é admitida que a demanda máxima de ar ocorre quando a comporta estiver com 80% de abertura.

##### Cálculo da Espessura da Veia Líquida: (e)

$$e = k D' \quad (1.46)$$

onde:

k = coeficiente de descarga em função da abertura da comporta, dado pelo ábaco da **Figura 2.34**.



**Figura 2.34 - Âbaco para Determinação do Coeficiente de Descarga**

Assim, considerando a abertura = 80%,  $k = 0,805$

$D' = 80\%D$ , sendo  $D =$  diâmetro da tubulação adotado em 1,50 m

$D' = 0,80 \times 1,50 \text{ m}$

$D' = 1,20 \text{ m}$

Então:  $e = 0,805 \times 1,20 \text{ m}$

$e = 0,966 \text{ m}$

### **Cálculo da Carga Hidráulica sobre a Veia Líquida da Tubulação da Tomada D'água (h)**

A carga hidráulica sobre a veia líquida é dada pela expressão:

$$h = C_s - C_g - e \quad (1.47)$$

Onde:

$C_s =$  cota da soleira (182,00 m);

$C_g =$  cota do eixo da galeria (158,50 m);

$D =$  diâmetro da galeria (1,50 m);

$e =$  espessura da veia líquida (0,966 m).

Então:

$$h = 22,53 \text{ m.}$$

### **Cálculo da Velocidade Máxima da Água na Tubulação da Tomada D'água (v)**

$$v = \sqrt{2gh} \quad (1.48)$$

Onde:

h=carga hidráulica sobre a veia líquida (22,53 m)

$$v = \sqrt{2 \times 9,81 \times 22,53}$$

$$v = 21,02 \text{ m/s}$$

### **Cálculo do Número de Froude (F)**

$$F = \frac{v}{\sqrt{ge}} \quad (1.49)$$

Onde:

v = velocidade da água na tubulação (21,02 m/s)

e = espessura da veia líquida (0,966 m)

$$F = 6,83$$

### **Determinação da Demanda de Água na Tubulação da Galeria (Qw)**

$$Q_w = vA \quad (1.50)$$

onde:

v = velocidade da água na galeria (21,02 m/s)

A = área molhada, dada por:

$$A = 1,52 \text{ m}^2$$

Então:

$$Q_w = 21,02 \times 1,52$$

$$Q_w = 31,87 \text{ m}^3/\text{s}$$

### **Determinação da Demanda de Ar na Tubulação: QA**

A demanda de ar na tubulação em função do número de Froude (F = 683) é determinada através do ábaco da **Figura 2.35**.

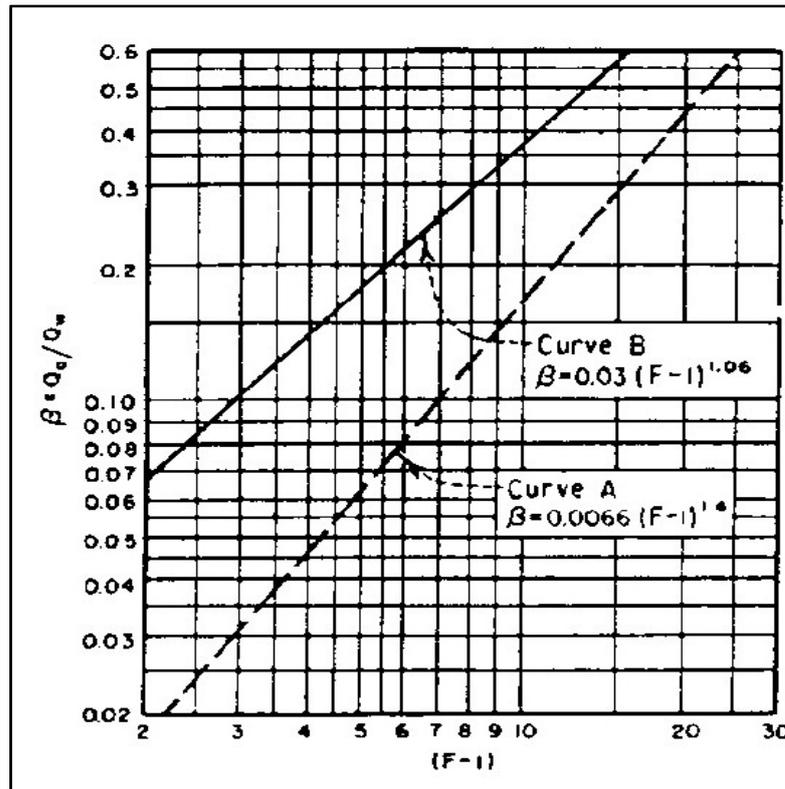


Figura 2.35 - Ábaco para Determinação da Demanda de Ar

Para:  $F - 1 = 6,83 - 1 = 5,83$ ;

Usando a curva B do ábaco (U.S. Army Corps Engineers), tem-se:

$$\beta = 0,194$$

Sabendo-se que:

$$\beta = \frac{Q_a}{Q_w}$$

$$Q_a = \beta Q_w$$

então:

$$Q_{ar} = 6,196 \text{ m}^3/\text{s}$$

**Determinação da Área de Ar na Tubulação (Aar)**

$$Q_{ar} = A_{ar} \times V_{ar} \tag{I.51}$$

Onde:

$Q_{ar}$  = demanda de ar na tubulação (6,196 m<sup>3</sup>/s)

$V_{ar}$  = velocidade do ar na tubulação

A velocidade do ar na tubulação será admitida em até 300 f/s (91,44 m/s).

Então:

$$A_{ar} = \frac{6,196}{91,44}$$

$$A_{ar} = 0,0677 \text{ m}^2$$

#### Determinação do Diâmetro do Tubo de Aeração ( $D_{ar}$ )

$$D_{ar} = \sqrt{\frac{4A_{ar}}{\pi}} \quad (1.52)$$

$$D_{ar} = 0,294 \text{ m}$$

Foi adotado no projeto  $D_{ar} = 300,00 \text{ mm}$ .

#### 2.8.3.6.1 - Dimensionamento da Válvula Dispersora

Para o dimensionamento da válvula dispersora foi seguida a sequência indicada a seguir, esta sequência de cálculo determina o menor diâmetro para a válvula dispersora.

- Cálculo da carga hidráulica disponível ( $H_d$ ) na entrada da válvula dispersora:

$$H_d = H - \text{perdas} = H - H_{ft} \quad (1.53)$$

Dados:

- Cota NA normal ..... 182,00 m;
- Cota do eixo na entrada da tubulação ..... 158,50 m;
- Cota da submergência mínima ..... 160,00 m.
- Vazão mínima de regularização ..... 2,675 m<sup>3</sup>/s.

*Cálculo das Perdas de Carga Distribuídas:  $\Delta H_{FD}$*

- Cálculo das perdas de totais:  $\Delta H_{ft}$

Para o cálculo do sistema será adotada a fórmula universal da perda de carga:

$$\Delta H_{ft} = \Delta H_{FD} + \sum l e q v^2 / 2g \quad (1.54)$$

Conforme memorial de cálculo da perda hidráulica da tomada d'água, tem-se:

$$\Delta H_{TOTAL} = 1,128\text{m}$$

Aplicando na fórmula:

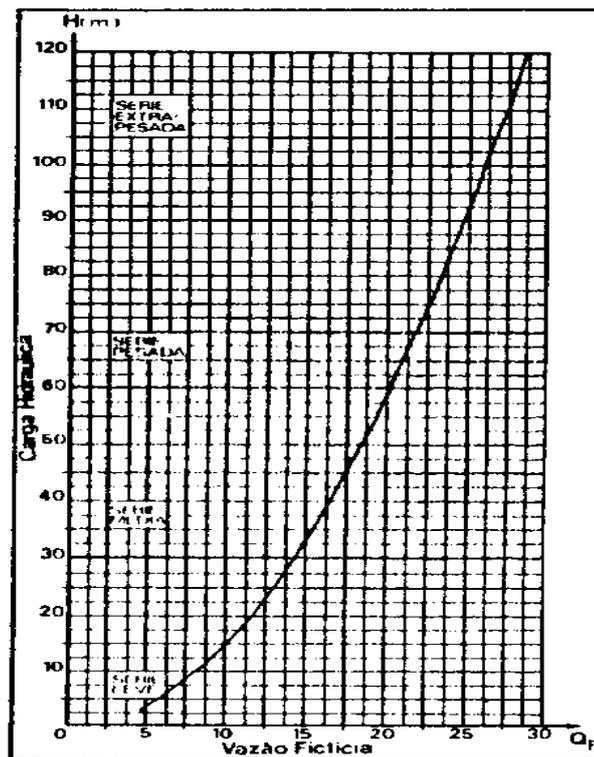
$$H_d = H - \text{perdas} = H - H_{ft} \quad (1.55)$$

$H =$  Cota da soleira do vertedouro – cota do eixo da tubulação = 23,50 m

$$H_d = 23,50 - 1,128 = 22,37 \text{ m}$$

Com  $H_d$  determinado, a vazão fictícia ( $Q_f$ ) é obtida através, do gráfico da **Figura 2.36**

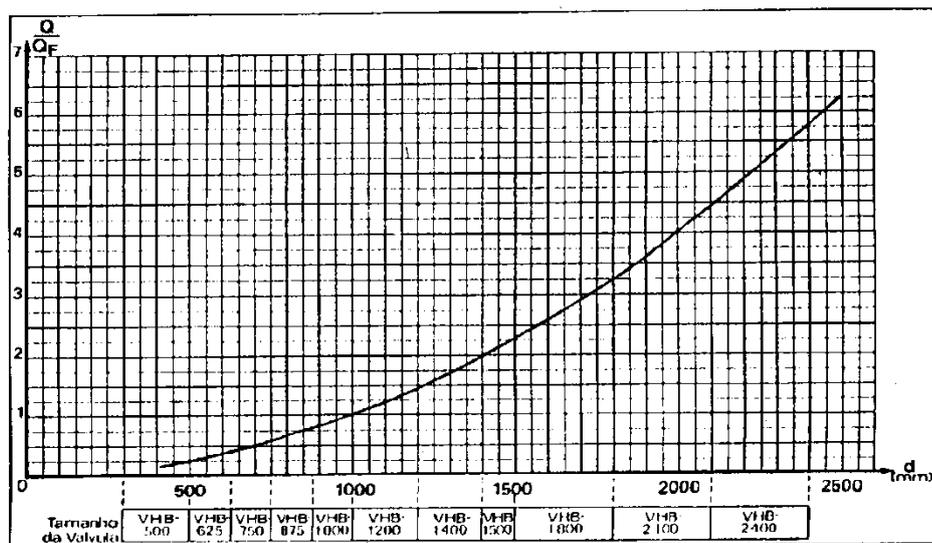
No gráfico da **Figura 2.36**, entra-se com valor do  $H_d$  e é obtido o valor de  $Q_f = 12,5$



**Figura 2.36 - Vazão x Carga Hidráulica**

Cálculo da relação  $Q/Q_f$ , onde  $Q$  é a vazão solicitada ( $Q_{reg} = 2,675 \text{ m}^3/\text{s}$ ).  $Q/Q_f = 0,214$

Com  $Q/Q_f$  definido, é obtido o diâmetro mínimo da válvula ( $d_v$ ) dispersora, no gráfico da **Figura 2.37**.



**Figura 2.37 - Diâmetro da válvula em função da vazão**

Para a vazão de 2,675 m<sup>3</sup>/s, foi obtido o diâmetro da válvula dispersora de 0,50 m. Conforme a **Figura 2.37**.

Entretanto o menor diâmetro da válvula deverá atender também às condições de velocidade máxima em um duto na tomada d'água de 8,00m/s, conforme recomendado pela Eletrobrás no Manual de Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas.

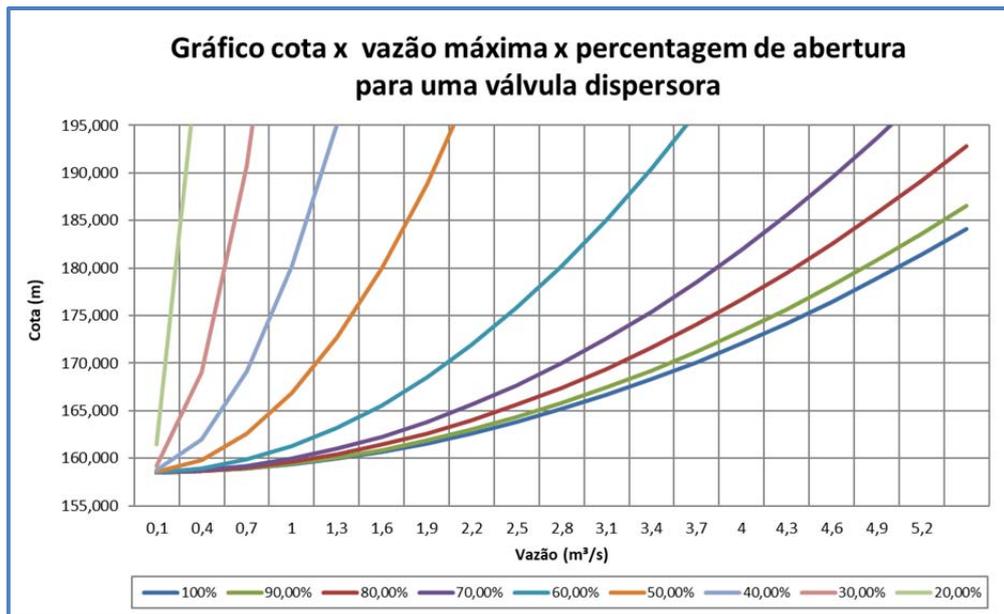
Abaixo no **Quadro 2.41**, foram relacionadas as vazões média e máxima do projeto, para diferentes diâmetros admitindo a utilização de uma ou duas linhas de alimentação e operação das válvulas dispersoras.

**Quadro 2.41 - Relação de diâmetro, velocidade e vazões para a válvula dispersora**

DIÂMETRO (mm)	ÁREA (m <sup>2</sup> )	PARA UMA LINHA				PARA DUAS LINHA	
		QMÉDIA (m <sup>3</sup> /s)	QMÁXIMA (m <sup>3</sup> /s)	VELOCIDADE MÉDIA (m/s)	VELOCIDADE MÁXIMA (m/s)	VELOCIDADE MÉDIA (m/s)	VELOCIDADE MÁXIMA (m/s)
500	0,1964	2,675	3,344	13,624	17,030	6,812	8,515
600	0,2827	2,675	3,344	9,461	11,826	4,730	5,913
700	0,3848	2,675	3,344	6,951	8,689	3,475	4,344
800	0,5027	2,675	3,344	5,322	6,652	2,661	3,326
900	0,6362	2,675	3,344	4,205	5,256	2,102	2,628
1000	0,7854	2,675	3,344	3,406	4,257	1,703	2,129

Com base no quadro acima, foi optada a utilização de duas linhas de adução com diâmetro de 700mm, sendo esta opção a de menor diâmetro para a maior velocidade tolerada. Sendo assim, em cada linha será instalada uma válvula dispersora tipo VHB-700 da série média.

Para efeito de operação, foi então, elaborado o gráfico de operação da válvula dispersora de referência fabricada pela Alstom (**Figura 2.38**), comparando a cota do reservatório com a porcentagem de abertura da válvula dispersora e a vazão obtida para o circuito hidráulico definido. Vale ressaltar que foram usados os coeficientes específicos de uma válvula padrão do fabricante Alstom, conforme mostra **Quadro 2.42**. Este gráfico deverá ser revisto pelo fornecedor quando da definição do fabricante.



**Figura 2.38 - Gráfico de operação da válvula dispersora**

**Quadro 2.42 - Coeficiente de perda de carga da válvula dispersora**

COEFICIENTE DE PERDA DE CARGA								
kfld/100%	kfld/90%	kfld/80%	kfld/70%	kfld/60%	kfld/50%	kfld/40%	kfld/30%	kfld/20%
0,15	0,31	0,63	0,95	2,06	5,52	9,7	17	34

## 2.8.4 - Caixa de Montante

### 2.8.4.1 - Considerações Gerais

Para controlar a entrada do fluxo de água pela galeria da tomada d'água, deverá ser construída uma caixa de controle de montante para regularização do fluxo de água do riacho dos Macacos.

A caixa de montante possuirá na entrada uma grade de proteção, seguida mais para jusante de uma comporta tipo *vagão*, acionada por meio de dispositivo de ponte rolante a ser instalado na torre de comando.

#### 2.8.4.2 - Dados

A localização da galeria foi escolhida em função das condições hidrológicas, geotécnicas e topográficas apresentadas, sendo definida a cota 158,50 m para a soleira a montante.

Foi definida a galeria para as seguintes condições de operação:

Qmédia reg. = Vazão Máx permitida 2,675 m<sup>3</sup>/s;

Qmáxima, reg. = Vazão Máx permitida 3,344 m<sup>3</sup>/s;

M = Quantidade de módulos - 2un;

B = base de cada célula - 2,00 m;

H = altura de cada célula 2,50 m;

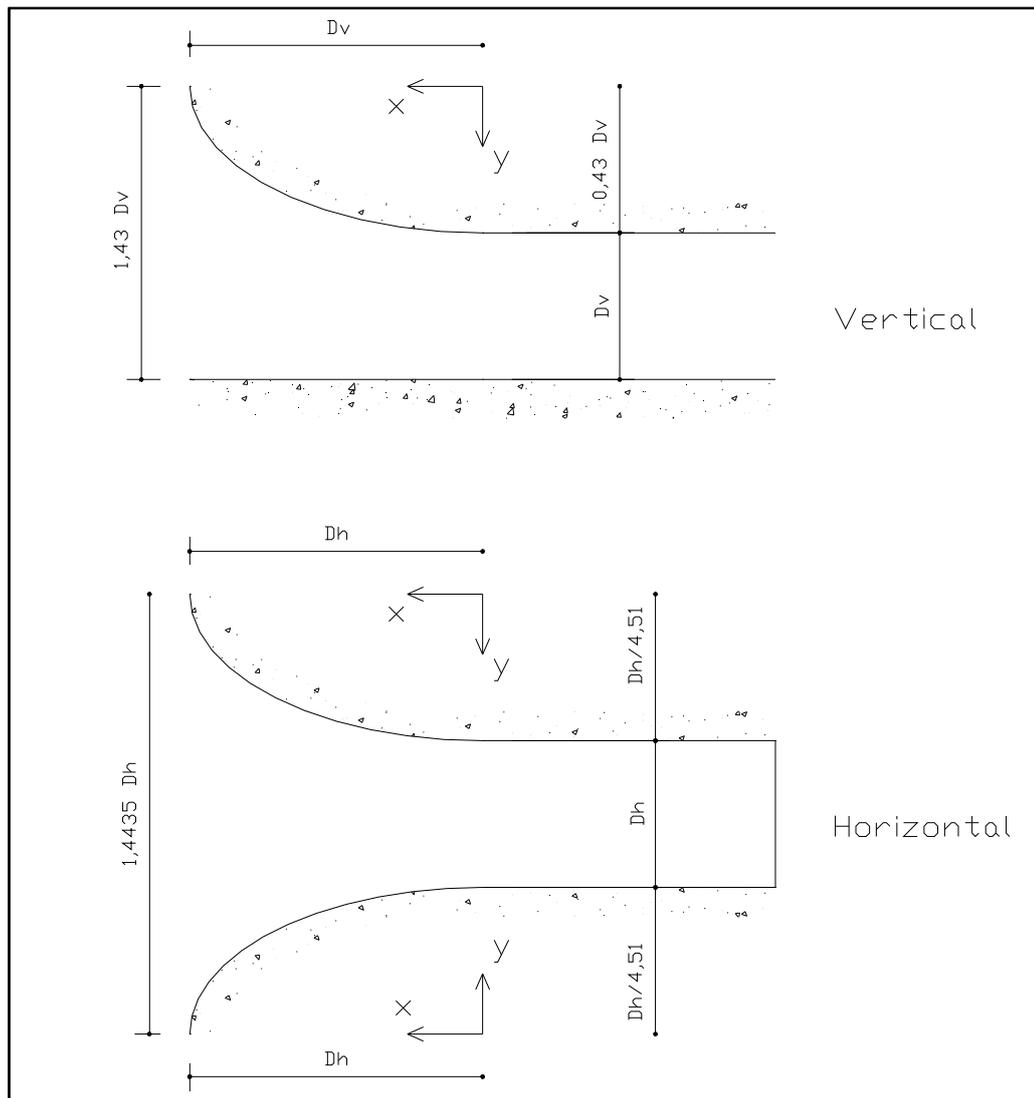
Csm = Cota de soleira de entrada, 157,25 m;

CSj = Cota de soleira do Saída, 155,50 m;

L = Comprimento, 155,00 m.

#### 2.8.4.3 - Dimensionamento da Boca de Entrada da Galeria

As curvas recomendadas pelo Bureau of Reclamation para a entrada da tomada d'água de forma retangular, são mostradas na **Figura 2.39**.



**Figura 2.39 - Curvas de Entrada da Tubulação**

No projeto, foi adotada a entrada do tipo 3, cujas curvas de transição seguem as seguintes equações:

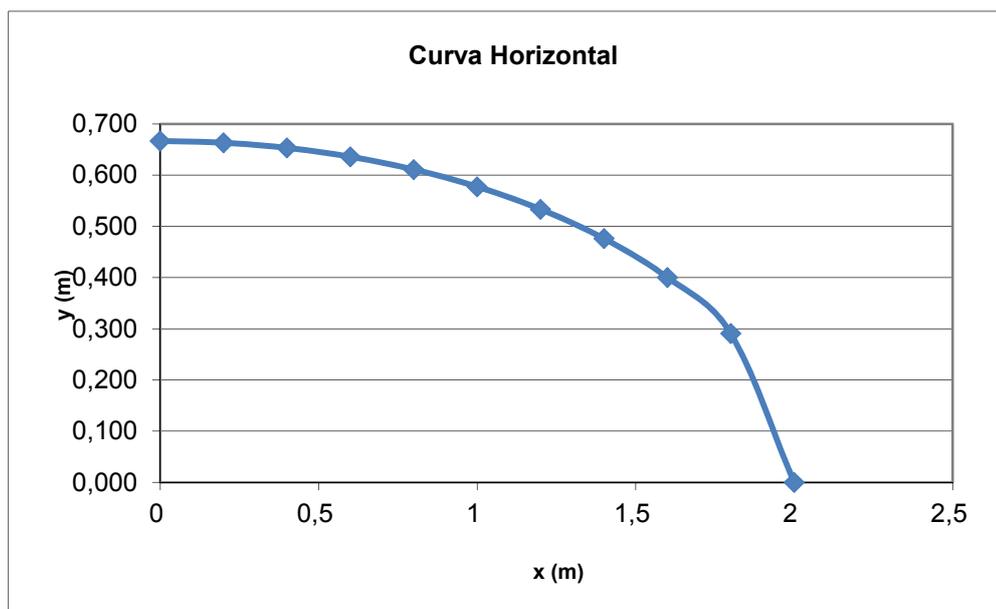
a) Para as laterais (curvas horizontais).

$$\frac{X^2}{0,5D^2} + \frac{Y^2}{(0,5D)^2} = 1 \quad (1.56)$$

O **Quadro 2.43** e a **Figura 2.40** representam os dados da forma da curva de entrada.

**Quadro 2.43 - Dimensionamento da curva horizontal da boca de entrada da caixa de montante**

X (m)	Y (m)
0	0,667
0,200	0,663
0,400	0,653
0,600	0,636
0,800	0,611
1,000	0,577
1,200	0,533
1,400	0,476
1,600	0,400
1,800	0,291
2,000	0,000



**Figura 2.40 - Curvas de Entrada da Tubulação**

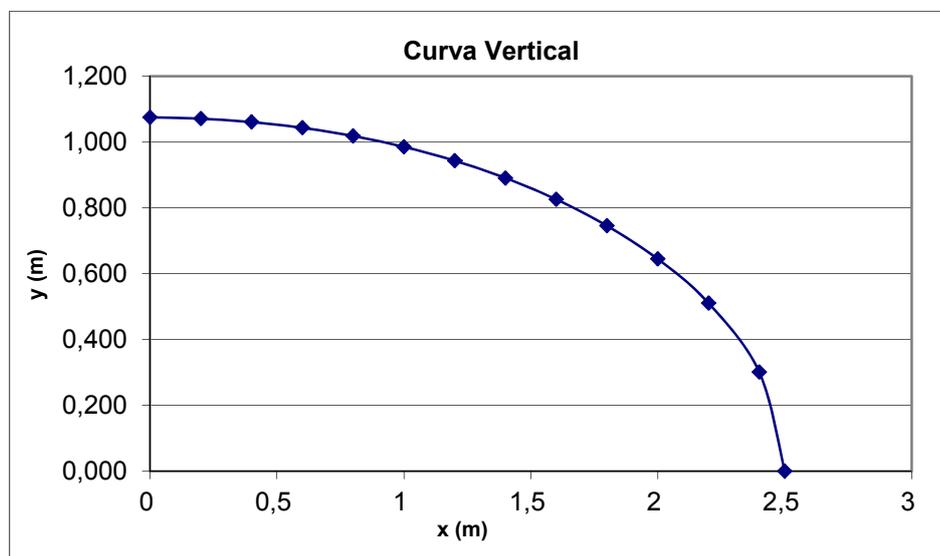
b) Para a parte superior (curva vertical)

$$\frac{x^2}{D^2} + \frac{y^2}{(2D/3)^2} = 1 \quad (1.57)$$

O **Quadro 2.44** e a **Figura 2.41** representam os dados da forma da curva de entrada

**Quadro 2.44 - Dimensionamento da curva vertical da boca de entrada da caixa de montante**

X (m)	Y (m)
0	1,075
0,200	1,072
0,400	1,061
0,600	1,044
0,800	1,018
1,000	0,985
1,200	0,943
1,400	0,891
1,600	0,826
1,800	0,746
2,000	0,645
2,200	0,511
2,400	0,301
2,500	0,000



**Figura 2.41 - Curvas de Entrada da Tubulação**

Na caixa de montante, a forma da transição de entrada na embocadura deverá seguir a geometria definida pelas **Figuras 2.40 e 2.41**.

#### 2.8.4.4 - Grade de Proteção de Montante

Os procedimentos adotados para o dimensionamento da grade deverão seguir os dispositivos contidos na NBR 11.213 da ABNT.

Para efeito de cálculo, as informações e características abaixo apresentadas se prestam como parâmetros orientativos para o dimensionamento da grade:

- Tipo.....removível
- Nº de vãos ..... 2
- Nº de painéis ..... 2
- Vazão máxima ..... 3,344 m<sup>3</sup>/s
- Largura do painel..... 2,00 m
- Altura do painel..... 2,50 m
- Área da grade ..... 5,00 m
- Inclinação..... vertical
- Elevação da soleira ..... El. 157,25 m
- Cota do eixo da tubulação ..... El. 158,50 m
- NA máximo normal ..... El. 182,00 m
- El. da plataforma de operação..... El. 182,00 m

Para a verificação do dimensionamento das grades, deve ser determinada a velocidade máxima que passa pela grade, a qual deve ser menor do que 1,00 m/s e sua submergência mínima.

$$\text{Velocidade de entrada} = Q_{\max}/A \quad (I.58)$$

$$V_{\max} = 3,344/5,0 = 0,669 \text{ m/s} < 1,00 \text{ m/s ok}$$

Para o cálculo da submergência mínima, foi utilizada a equação que segue.

$$S_{\min} = CVd^{0,5} \quad (I.59)$$

Onde,

$C = 0,7245$  ou  $0,5434$  (unidades métricas), para escoamento de aproximação assimétrico e simétrico, respectivamente. Será adotado  $0,7245$ ;

$V$  = velocidade do escoamento (m/s) na região da comporta ( $0,669$ m/s);

$d$  = Diâmetro da tubulação (m).

$$S_{\min} = C * V_{\text{entrada}} * D^{0,5} \quad (I.60)$$

$$S_{min} = 0,7245 * 0,669 * 1,5^{0,5}$$

$$S_{min}=0,593$$

A cota da submersão mínima será:

$$CS_{min} = \text{Ceixo} + D/2 + S_{min} \quad (I.61)$$

$$CS_{min} = 158,50 + 1,5/2 + 0,593$$

$$CS_{min} = 159,843\text{m}$$

Como a cota mínima de operação definida pelo estudo hidráulico é de 160,00 m, esta atende à cota mínima de submersão calculada.

A grade será móvel, dotada de sapatas de guia para deslizar sobre as mesmas, apoiadas na estrutura de concreto da torre da tomada de água. O painel será formado de barras chatas de espessura mínima 12,00 x 100,00 mm, montado sobre um quadro de perfis de aço estrutural ou barras chatas de espessura mínima 12,00 x 200,00 mm, com peso total estimado de 600,00 kg.

A moldura de posicionamento da grade à montante da tubulação será integralmente confeccionada em aço inoxidável AISI 304.

A grade será dotada de dispositivo de acoplamento para içamento por viga pescadora e roletes confeccionados em material incorrosível ao contato com água doce, sendo recomendável o aço inoxidável da série 300/304/304L, 316, 316L. Rodas em "Tecnil" ou material similar também poderão equipar a grade.

As peças fixas da grade serão embutidas no concreto de 1º, 2º e 3º estágios, incluindo chumbadores, soleiras, peças de apoio, contra guias e guias laterais. A superfície de deslizamento será integralmente confeccionada em aço inoxidável da série 300.

### 2.8.5 - Dimensionamento da Caixa de Jusante

A caixa de controle de jusante tem a função de proteção dos equipamentos de controle da tomada d'água a serem instalados e de dissipação da água, oriunda da galeria da barragem antes do seu retorno ao leito do rio.

A caixa de jusante será subdividida em duas caixas a primeira para colocação dos equipamentos que deve ser estanque, a segunda caixa será a de dissipação das águas tanto de regularização do riacho macacos quanto da descarga de fundo.

### 2.8.5.1 - Dimensionamento da caixa de dissipação a jusante

Para o dimensionamento da caixa de jusante, deverá ser dimensionada a caixa de dissipação da energia da linha de maior vazão, no caso específico a de descarga de fundo da barragem.

Para que atenda a vazão máxima de descarga, foi projetada uma bacia de dissipação do tipo “piscina”, cujo modelo foi estudado em laboratório por Forster e Skrinde, utilizado na barragem de Monksville, nos EUA. e de Upper Stillwater, do US. Bureau of Reclamation.

A bacia de dissipação está situada na cota 155,50 m, possui uma largura de 7,95 m e um comprimento de 10,00 m.

Os estudos foram desenvolvidos com base na teoria dos ressaltos hidráulicos, provida uma elevação abrupta no fundo do canal, em seção mais a jusante.

Os referidos autores concluíram que existe uma correlação entre o Número de Froude e as características geométricas da bacia de dissipação, de modo a fornecer, a um determinado projeto, a definição do desenvolvimento horizontal da piscina e as lâminas d'água no pé da caixa e, após a elevação do canal,  $d_1$  e  $d_2$ , respectivamente.

Para o cálculo da bacia de dissipação será utilizada a vazão máxima de descarga. Para isto foi utilizada a fórmula do orifício para determinar sua vazão máxima no maior nível de água existente na barragem.

Dados:

- Diâmetro ..... 1,50m
- Quantidade de tubo ..... 2 un
- Cd coeficiente de descarga ..... 0,61
- Cota nível máximo ..... 182,00 m
- Cota eixo da tubulação ..... 158,50 m
- Altura do painel da comporta ..... 2,50 m
- Largura interna da caixa de jusante ..... 7,95 m
- $g$  = aceleração da gravidade ..... 9,81 m/s<sup>2</sup>

Equação do orifício:

$$Q = CdA \sqrt{2gh} \quad (1.62)$$

Onde;

$h$  = cota do nível máximo - cota da soleira = 23,50 m

$A = \text{Área da tubulação} = 1,7672 \text{ m}^2$

$Q_{\max} = 23,214 \text{ m}^3/\text{s}$  por tubo.

$Q_{\max} = 46,428 \text{ m}^3/\text{s}$  para os dois tubos.

Para determinação da velocidade na saída da tubulação foi aplicada a expressão a seguir:

$$v = \sqrt{2 \times g \times (H)} \quad (1.63)$$

Onde:

$H =$  energia total disponível (23,50 m);

$V_1 = 21,47 \text{ m/s}$

Para o cálculo da lâmina contraída na saída da tubulação e altura da lâmina lenta, foi aplicada a fórmula de Belanger, definida pelas seguintes equações:

$$y_1 = \frac{Q_e}{v} \quad (1.64)$$

Onde:

$Q_e =$  Vazão específica para cada unidade  $\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$

$Q_e = 46,428/7,95 = 5,84 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$

$y_1 = 5,84/21,47 \text{ m}$

$y_1 = 0,27 \text{ m}$

$$\frac{y_2}{y_1} = \frac{1}{2} (\sqrt{1 + 8fr} - 1) \quad (1.65)$$

Sendo o número de Froude

$$F = \frac{v_1}{\sqrt{gY_1}} \quad (1.66)$$

$F = 13,14$

Aplicando o número de Froude na fórmula é obtido:

$Y_2 = 1,265 \text{ m}$

Para definição do comprimento do ressalto foi adotada a fórmula de Peterka:

$L = 6,1 * y_2$ : logo  $L = 7,72$  m → Será adotado um comprimento de 10,00 m.

## 2.9 - INSTRUMENTAÇÃO DA BARRAGEM

### 2.9.1 - Identificação da Instrumentação

O comportamento da barragem será avaliado por meio de piezômetros, medidores de vazão de percolação, marcos superficiais e medidores de recalque.

A concepção do plano de instrumentação levou em conta os seguintes aspectos:

- As características das fundações e do maciço da barragem deixam preocupações quanto ao desenvolvimento de pressões neutras durante a fase de construção do aterro;
- A definição dos tipos de instrumentos levou em conta preço, facilidade da instalação, durabilidade, a facilidade de leitura e a confiabilidade dos resultados.

A escolha dos instrumentos e localização foram definidas seguindo os critérios para cada tipo de monitoramento de grandezas:

- Piezômetros: para avaliação do nível d'água percolando no maciço e na fundação, totalizando 16 (dezesesseis) piezômetros distribuídos da seguinte forma: 5 (cinco) instrumentos serão localizados no talvegue principal (estaca 130), 5 (cinco) instrumentos no talvegue secundário (estaca 151), 3 (três) instrumentos na ombreira direita (estaca 122) e 3 (três) instrumentos na ombreira esquerda (estaca 164);
- Marcos superficiais: para avaliação da deformação do maciço e talude em rocha, estão previstos 4 (quatro) marcos superficiais, ao longo da crista da barragem e localizados nas estacas 122, 130, 151 e 164 junto aos medidores de recalque e 4 (quatro) na berma do talude de jusante nas mesmas estacas;
- Medidores de Recalque tipo telescópico: para o monitoramento de deformações verticais do maciço, estão previstos 4 (quatro) medidores de recalque nas estacas 122, 130, 151 e 164;
- Medidores de vazão: para determinação das vazões de percolação. Foram previstos 2 (dois) medidores que serão instalados na drenagem existente no pé da barragem, um para cada ombreira (est. 160 e 170);
- Réguas limnimétricas: Para medição do nível de água na barragem, serão instaladas 2 (duas) linhas de réguas, uma em cada ombreira e para controle da vazão do vertedouro será instalada uma régua próximo ao mesmo..

Para os instrumentos, foram definidas 4 (quatro) seções a serem monitoradas a saber:

- Seção I: estaca 164, que corresponde à ombreira esquerda (PZ 01 a PZ 03)
- Seção II: estaca 151, que corresponde ao talvegue secundário (PZ 04 a PZ 08);
- Seção III: estaca 130, que corresponde ao talvegue principal (PZ 09 a PZ 13);
- Seção IV: estaca 122, que corresponde à ombreira direita (PZ 14 a PZ 16).

Os valores da piezometria constantes no quadro 2.45 foram extraídos da rede de fluxo gerada pelo programa SEEP nos pontos específicos de cada piezômetro.

Os **Quadros 2.45 a 2.49** sintetizam a quantidade e localização dos instrumentos da barragem.

**Quadro 2.45 - Resumo geral dos instrumentos**

Instrumentos	quantidade
Piezômetros tipo Casa Grande	16
Marcos superficiais	8
Medidores de recalque tipo telescópico	4
Medidor de vazão	2

**Quadro 2.46 - Resumo da localização e instalação dos piezômetros nas seções**

PIEZÔMETRO	Local	Seção / Estaca	Afast. em relação ao centro da crista	Cota inst.	cota piezométrica
			(m):		leitura inicial (m)
PZ-01	contato cut-off / fundação	I / 164	eixo + 0,5	156,3410	6,3725289
PZ-02	fundação		eixo + 0,5	153,3480	8,532103
PZ-03	fundação jusante		eixo + 35,834	153,3325	6,4893187
PZ-04	maciço	II / 151	eixo + 0,5	182,3832	-0,2217763
PZ-05	contato cut-off / fundação		eixo + 0,5	146,4960	10,5796890
PZ-06	fundação		eixo + 0,5	143,4825	12,2626390
PZ-07	contato cut-off / fundação		eixo + 4,00	146,8300	9,1948466
PZ-08	fundação	III / 130	eixo + 35,687	143,5012	7,4564235
PZ-09	maciço		eixo + 0,5	182,3054	-0,2090598
PZ-10	contato cut-off / fundação		eixo + 0,5	147,9950	7,6040415
PZ-11	fundação		eixo + 0,5	144,9561	9,1262741
PZ-12	contato cut-off / fundação		eixo + 4,00	148,3305	6,1362178
PZ-13	fundação	IV / 122	eixo + 35,718	144,9376	4,3539415
PZ-14	contato cut-off / fundação		eixo + 0,5	150,0000	11,5341960
PZ-15	fundação		eixo + 0,5	147,0246	13,3792260
PZ-16	fundação jusante		eixo + 35,923	147,0061	9,5927197

**Quadro 2.47 - Resumo da localização e instalação dos Marcos superficiais**

Marco Superficial	Estaca (k +m):	Afast. (m):	Cota inst. (m):
MS-01	164	2,50-J	187
MS-02	151	2,50-J	187
MS-03	130	2,50-J	187
MS-04	122	2,50-J	187
MS-05	164	Berma de jusante	172
MS-06	151	Berma de jusante	172
MS-07	130	Berma de jusante	172
MS-08	122	Berma de jusante	172

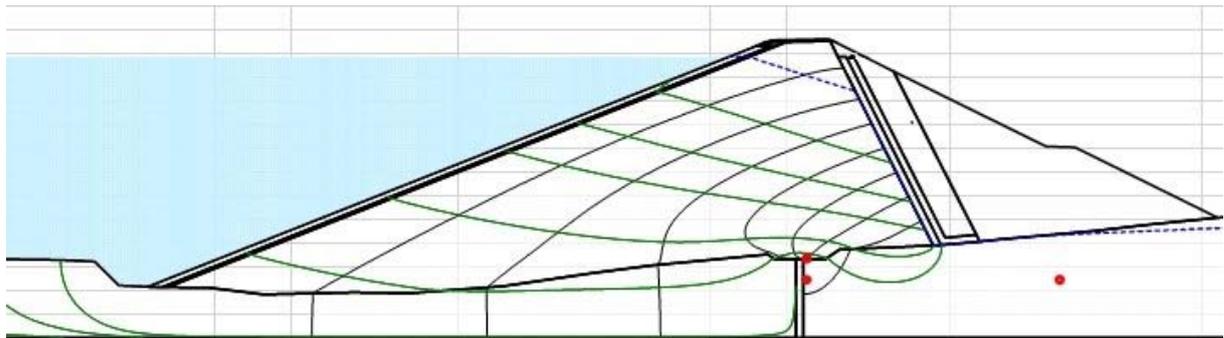
**Quadro 2.48 - Resumo da localização e Instalação dos Medidores de Recalque**

Medidor de Recalque	Estaca (k +m):	Afast. (m):	Cota inst. (m):
MR-01	164	2,50-J	187
MR-02	151	2,50-J	187
MR-03	130	2,50-J	187
MR-04	122	2,50-J	187

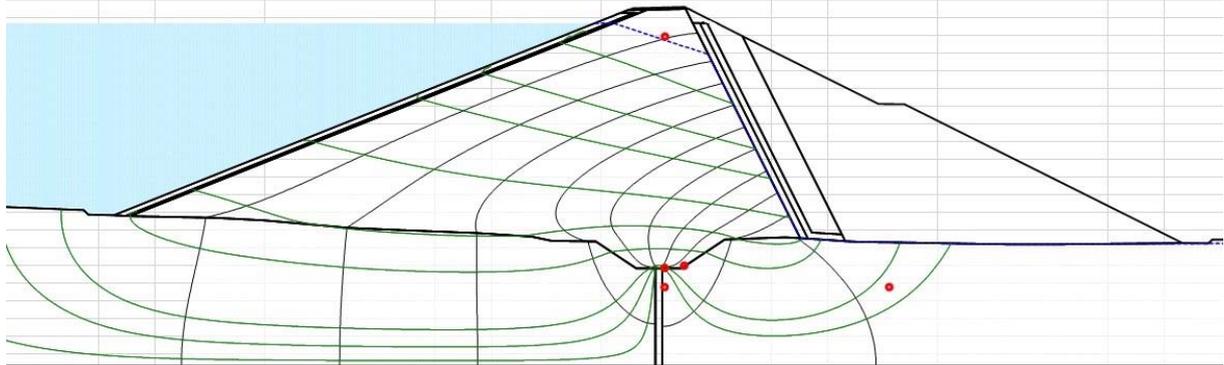
**Quadro 2.49 - Resumo da Localização e Instalação dos Medidores de Vazão**

Med. de vazão	Estaca (k +m):	Afast. (m):
MV-01	164	Pé do talude de jusante
MV-02	122	Pé do talude de jusante

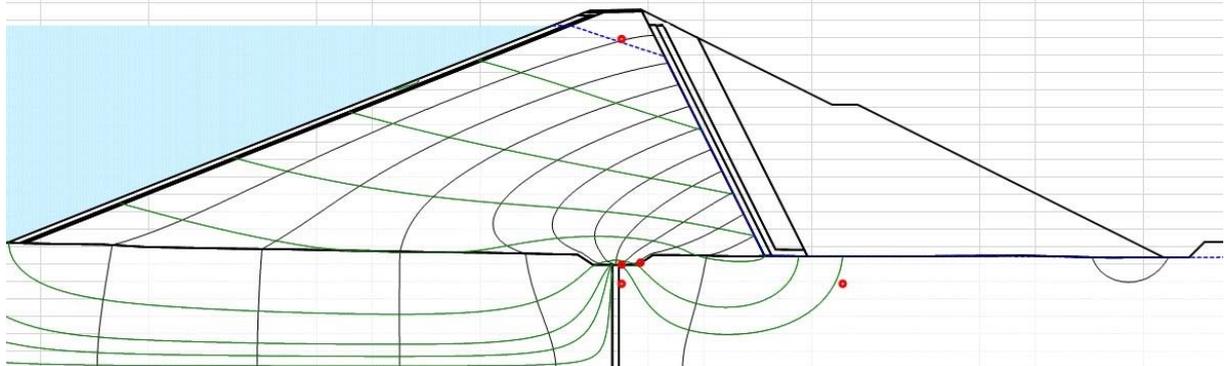
A **Figura 2.42** a seguir ilustra o posicionamento de cada piezômetro por seção. Importante salientar que no volume de desenhos de projeto estão locados todos os equipamentos de instrumentação.



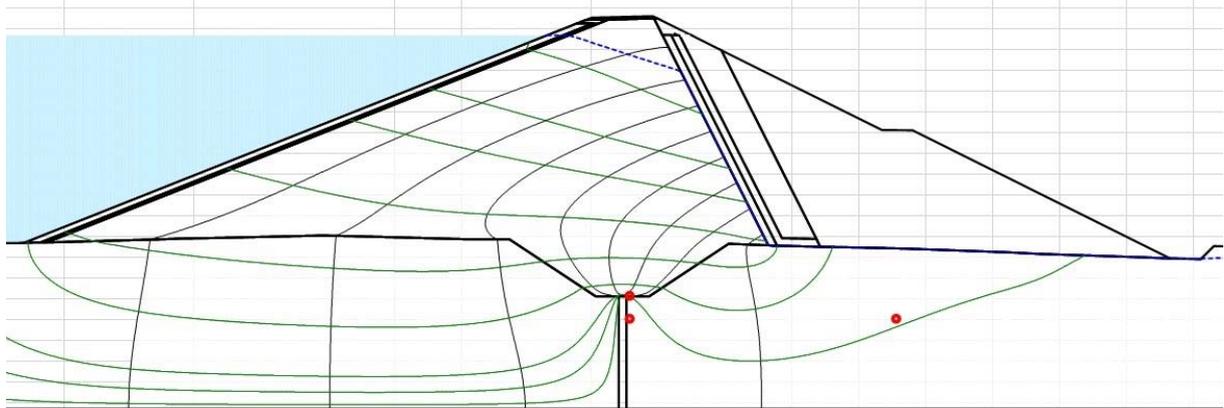
Seção I - Estaca 164



Seção II - Estaca 151



Seção III - Estaca 130



Seção IV - Estaca 122

**Figura 2.42 – Posicionamento de Cada Piezômetro por Seção**

## **2.9.2 - Determinação das Faixas dos Níveis de Referenciais para o Monitoramento da Barragem**

### *2.9.2.1 - Introdução*

Para que o monitoramento da barragem se dê de forma consistente, é importante que o balizamento se dê a partir de faixas de níveis referenciais previamente fixados.

Os parâmetros de solo e geometria da seção utilizados correspondem àqueles empregados nas análises de estabilidade do projeto executivo, os quais resultaram em fatores de segurança adequados e demais condições favoráveis esperadas para operação normal da obra (análises de percolação, gradientes hidráulicos, vazões e deformações) ou seja, para o reservatório no nível máximo normal.

A definição dos níveis de atenção, de alerta e de emergência foi feita conforme os critérios descritos a seguir, para cada tipo de instrumento analisado.

### *2.9.2.2 - Premissas Adotadas*

Para o desenvolvimento e definição dos níveis de atenção, de alerta e de emergência dos marcos topográficos superficiais, medidores de recalque e medidores de vazão foram admitidos os seguintes aspectos:

- Os materiais empregados na construção da barragem obedeceram às características de resistência, deformabilidade, granulometria e permeabilidade que foram adotadas no Projeto Executivo;
- Foram atendidas as recomendações e instruções do Projeto Executivo quanto à execução e controle executivo/tecnológico (limpeza, compactação, sequência construtiva, escavação, tratamento de fundação, etc.);
- Os instrumentos foram instalados em conformidade com as posições previstas no documento do Projeto Executivo (posição do instrumento – afastamento e profundidade, bem como especificações técnicas para cada instrumento).

### *2.9.2.3 - Monitoramento de Fluxo e Poropressões*

Os valores correspondentes à piezometria foram extraídos dos resultados gerados pelo software SEEP/W. Para os piezômetros localizados a jusante do eixo da barragem, sendo as leituras correspondentes a:

- Nível normal – faixa de leituras até 10% da carga piezométrica máxima normal (correspondente ao nível de água do reservatório);

- Nível de atenção – faixa de leituras situada entre 10% a 30% da carga piezométrica máxima da carga piezométrica máxima (nível de água do reservatório);
- Nível de alerta – faixa de leituras situada entre 30% da carga piezométrica máxima normal (nível de água do reservatório) e 50% da carga piezométrica máxima (nível de água do reservatório);
- Nível de emergência – faixa de leituras situada acima de 50% da carga piezométrica máxima normal (nível de água do reservatório).

No **Quadro 2.50** são apresentadas as faixas dos níveis característicos definidos nas premissas previamente descritas.

É fundamental observar que as leituras dos piezômetros deverão ser realizadas em tempo seco, pois a ocorrência de chuvas prejudica a leitura do instrumento e sua correta interpretação.

**Quadro 2.50 - Valores dos níveis normais, de atenção, de alerta e emergência para as leituras dos piezômetros.**

PIEZÔMETRO	Local	Seção/ Estaca	Afast. em relação ao centro da crista	Cota inst. ( PZ)	cota piezométrica	faixas de monitoramento									
			(m):	leitura inicial (m)	Nível Normal	Nível de atenção		Nível de Alerta		Nível de emergência					
PZ-01	contato cut-off / fundação	I / 164	eixo + 0,5	156,341	6,3725289	PZ ≤	163,351	163,351	< PZ ≤	164,625	164,625	< PZ ≤	165,9	PZ >	165,9
PZ-02	fundação		eixo + 0,5	153,348	8,532103	PZ ≤	162,733	162,733	< PZ ≤	164,44	164,44	< PZ ≤	166,146	PZ >	166,146
PZ-03	fundação jusante		eixo + 35,894	153,3325	6,4893187	PZ ≤	160,471	160,471	< PZ ≤	161,769	161,769	< PZ ≤	163,067	PZ >	163,067
PZ-04	maciço	II / 151	eixo + 0,5	182,3832	-0,2217763	PZ ≤	182,139	182,139	< PZ ≤	182,095	182,095	< PZ ≤	182,051	PZ >	182,051
PZ-05	contato cut-off / fundação		eixo + 0,5	146,496	10,579689	PZ ≤	158,134	158,134	< PZ ≤	160,25	160,25	< PZ ≤	162,366	PZ >	162,366
PZ-06	fundação		eixo + 0,5	143,4825	12,262639	PZ ≤	156,971	156,971	< PZ ≤	159,424	159,424	< PZ ≤	161,876	PZ >	161,876
PZ-07	contato cut-off / fundação		eixo + 4,00	146,83	9,1948466	PZ ≤	156,944	156,944	< PZ ≤	158,783	158,783	< PZ ≤	160,622	PZ >	160,622
PZ-08	fundação	III / 130	eixo + 35,687	143,5012	7,4564235	PZ ≤	151,703	151,703	< PZ ≤	153,195	153,195	< PZ ≤	154,686	PZ >	154,686
PZ-09	maciço		eixo + 0,5	182,3054	-0,2090598	PZ ≤	182,075	182,075	< PZ ≤	182,034	182,034	< PZ ≤	181,992	PZ >	181,992
PZ-10	contato cut-off / fundação		eixo + 0,5	147,995	7,6040415	PZ ≤	156,359	156,359	< PZ ≤	157,88	157,88	< PZ ≤	159,401	PZ >	159,401
PZ-11	fundação	eixo + 0,5	144,9561	9,1262741	PZ ≤	154,995	154,995	< PZ ≤	156,82	156,82	< PZ ≤	158,645	PZ >	158,645	
PZ-12	contato cut-off / fundação	eixo + 4,00	148,3305	6,1362178	PZ ≤	155,08	155,08	< PZ ≤	156,308	156,308	< PZ ≤	157,535	PZ >	157,535	
PZ-13	fundação	eixo + 35,718	144,9376	4,3539415	PZ ≤	149,727	149,727	< PZ ≤	150,598	150,598	< PZ ≤	151,469	PZ >	151,469	
PZ-14	contato cut-off / fundação	IV / 122	eixo + 0,5	150	11,534196	PZ ≤	162,688	162,688	< PZ ≤	164,994	164,994	< PZ ≤	167,301	PZ >	167,301
PZ-15	fundação		eixo + 0,5	147,0246	13,379226	PZ ≤	161,742	161,742	< PZ ≤	164,418	164,418	< PZ ≤	167,093	PZ >	167,093
PZ-16	fundação jusante		eixo + 35,923	147,0061	9,5927197	PZ ≤	157,558	157,558	< PZ ≤	159,477	159,477	< PZ ≤	161,395	PZ >	161,395

#### 2.9.2.4 - Monitoramento da Vazão de Percolação Através dos Medidores de Vazão

Todos os medidores de vazão devem ser instalados no pé do talude de jusante da barragem, locados conforme locação especificada anteriormente no estudo de instrumentação.

Os valores correspondentes às vazões pelas fundações e pelo maciço da barragem foram extraídos dos resultados gerados pelo software SEEP/W com base na sessão condicionante e anteriormente apresentadas quando do dimensionamento dos filtros.

Os resultados gerados pelo programa SEEP/W, em termos de vazões para a seção máxima foram os transcritos a seguir:

$$Q_{\text{maciço}} = 8,05 * 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m de barragem} \text{ e } Q_{\text{fundações}} = 7,93 * 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m de barragem}$$

$$\text{Vazão total} = Q_t = 15,98 * 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m de barragem}$$

Então:

##### Trecho 1- referente ao MV01:

Estacas 141 a 182 → comprimento do trecho = 820,00 m

$$Q_t = 15,98 * 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$Q_t = 15,98 * 10^{-7} * 820,00 = 13,1036 * 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow Q_t = 78,62 \text{ l}/\text{min} \rightarrow \text{adotado } Q_t = 78,0 \text{ l}/\text{min}$$

##### Trecho 2 - referente ao MV02:

Estacas 100 a 141 → comprimento do trecho = 820,00 m

$$Q_t = 15,98 * 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$Q_t = 15,98 * 10^{-7} * 820,00 = 13,1036 * 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} \rightarrow Q_t = 78,62 \text{ l}/\text{min} \rightarrow \text{adotado } Q_t = 78,0 \text{ l}/\text{min}$$

Portanto, os níveis de atenção, de alerta e de emergência para os medidores de vazão são definidos a seguir:

- **Nível normal** – faixa de leituras até o valor da vazão total de percolação pela barragem, conforme foi calculado no projeto executivo;
- **Nível de atenção** – faixa de leituras situada até 2 vezes o valor da vazão total de percolação pela barragem, conforme foi calculado no projeto executivo;
- **Nível de alerta** – faixa de leituras situada entre 2 a 5 vezes o valor da vazão total de percolação pela barragem, conforme foi calculado no projeto executivo;
- **Nível de emergência** – faixa de leituras situada acima de 5 vezes o valor da vazão total de percolação pela barragem, conforme foi calculado no projeto executivo.

No **Quadro 2.51** são apresentadas as faixas de leituras para os medidores de vazão correspondentes aos níveis característicos definidos com base no projeto executivo desenvolvido para a barragem e nas premissas descritas neste relatório.

**Quadro 2.51 - Valores dos níveis normais, de atenção, de alerta e emergência para as leituras dos medidores de vazão**

Medidor	Estaca	Nível normal ( l/min)	Nível de atenção ( l/min)			Nível de Alerta ( l/min)			Nível de emergência ( l/min)
			78	< Q ≤	156	156	< Q ≤	390	
MV-01	164	≤ 78,00	78	< Q ≤	156	156	< Q ≤	390	Q > 390,00
MV-02	122	≤ 78,00	78	< Q ≤	156	156	< Q ≤	390	Q > 390,00

#### 2.9.2.5 - Deslocamentos do Maciço da Barragem

Para a determinação dos deslocamentos horizontais e verticais foi utilizado o software SIGMA/W.

O SIGMA/W é um software de elementos finitos para modelagem de tensão e deformação em solo, rocha e estruturas, podendo, também, acrescentar pressões hidroestáticas. O programa permite checar a deformação em qualquer ponto específico (dependendo da precisão da malha de elementos finitos) e gerar gráficos contendo o deslocamento verticais ou horizontais. Para simular as condições naturais da fundação foi utilizada a análise in-situ e, para o corpo da barragem, foi utilizada a análise tensão - deformação que indica maior semelhança com o maciço construído e pós-compactado. Para os materiais do maciço foi considerado o modelo elástico isotrópico que simula as características de deformação dos materiais da barragem.

Foram analisados os deslocamentos para 2 tipos de instrumentos: Marcos topográficos (deslocamentos verticais e horizontais) e Medidores de Recalque telescópicos (deslocamentos verticais).

#### ➤ **Marcos Topográficos Superficiais**

Deve-se observar que a finalidade de tais instrumentos é a medição dos deslocamentos verticais e horizontais sofridos pelo maciço da barragem. Os deslocamentos verticais são devidos aos recalques da camada de fundação da barragem, em função da sobrecarga aplicada pelo maciço compactado, e às deformações elásticas do próprio corpo da barragem durante o período de enchimento e durante sua vida útil (operação do

barramento) medidos na superfície da crista e berma de jusante. Os marcos também possibilitam a aferição dos deslocamentos horizontais sofridos pelo maciço da barragem.

Os resultados dos cálculos efetuados são apresentados na sequência através de gráficos gerados pelo software.

Os níveis de atenção, de alerta e de emergência para os marcos topográficos superficiais são definidos a seguir, cujas leituras verticais e horizontais são correspondentes a:

- Nível normal – faixa de leituras até o valor total calculado;
- Nível de atenção – faixa de leituras situada entre o valor calculado no projeto executivo e 15% acima deste valor;
- Nível de alerta – faixa de leituras situada entre acréscimo de 15% e de 30% em relação ao valor calculado no Projeto Executivo;
- Nível de emergência – faixa de leituras situada acima de 30% de acréscimo em relação ao valor calculado no Projeto Executivo.

No **Quadro 2.52 e Quadro 2.53** são apresentadas as faixas de leituras para os marcos topográficos superficiais (válidas para a fase de operação) correspondentes aos níveis característicos definidos com base no projeto executivo desenvolvido para a barragem Poço Comprido e nas premissas descritas neste relatório.

**Quadro 2.52 - Valores dos níveis normais, de atenção, de alerta e emergência para as leituras dos marcos topográficos superficiais para deslocamento horizontais.**

MARCO SUPERFICIAL	Estaca	Localiz.	Nível normal	Nível de atenção			Nível de Alerta			Nível de emergência
			desloc. H (cm)	desloc. H (cm)			desloc. H (cm)			desloc. H (cm)
MS-01	164	2,50-J	≤ 1,60	1,6	< MS	≤ 1,84	1,84	< MS	≤ 2,08	> 2,08
MS-02	151	2,50-J	≤ 1,90	1,9	< MS	≤ 2,19	2,19	< MS	≤ 2,47	> 2,47
MS-03	130	2,50-J	≤ 2,00	2	< MS	≤ 2,3	2,3	< MS	≤ 2,6	> 2,60
MS-04	122	2,50-J	≤ 1,50	1,5	< MS	≤ 1,73	1,73	< MS	≤ 1,95	> 1,95
MS-05	164	Berma de jusante	≤ 2,00	2	< MS	≤ 2,3	2,3	< MS	≤ 2,6	> 2,60
MS-06	151	Berma de jusante	≤ 2,30	2,3	< MS	≤ 2,65	2,65	< MS	≤ 2,99	> 2,99
MS-07	130	Berma de jusante	≤ 2,30	2,3	< MS	≤ 2,65	2,65	< MS	≤ 2,99	> 2,99
MS-08	122	Berma de jusante	≤ 1,90	1,9	< MS	≤ 2,19	2,19	< MS	≤ 2,47	> 2,47

**Quadro 2.53 - Valores dos níveis normais, de atenção, de alerta e emergência para as leituras dos marcos topográficos superficiais para deslocamentos verticais**

MARCO SUP.	Estaca	localiz.	Nível normal	Nível de atenção			Nível de Alerta			Nível de emergência
			desloc. V (cm)	desloc. V (cm)		desloc. V (cm)			desloc. V (cm)	
MS-01	164	2,50-J	≤ 1,00	1	< MS ≤	1,15	1,15	< MS ≤	1,3	>1,30
MS-02	151	2,50-J	≤ 1,50	1,5	< MS ≤	1,73	1,73	< MS ≤	1,95	>1,95
MS-03	130	2,50-J	≤ 2,00	2	< MS ≤	2,3	2,3	< MS ≤	2,6	>2,60
MS-04	122	2,50-J	≤ 1,20	1,2	< MS ≤	1,38	1,38	< MS ≤	1,56	>1,56
MS-05	164	Berma de jusante	≤ 0,90	0,9	< MS ≤	1,04	1,04	< MS ≤	1,17	>1,17
MS-06	151	Berma de jusante	≤ 1,30	1,3	< MS ≤	1,5	1,5	< MS ≤	1,69	>1,69
MS-07	130	Berma de jusante	≤ 2,80	2,8	< MS ≤	3,22	3,22	< MS ≤	3,64	>3,64
MS-08	122	Berma de jusante	≤ 1,10	1,1	< MS ≤	1,27	1,27	< MS ≤	1,43	>1,43

#### ➤ Medidores de recalque da placa inferior de cada

A finalidade de tais instrumentos é a medição dos deslocamentos verticais sofridos pelo maciço da barragem, devidos aos recalques da camada de fundação da barragem (em função da sobrecarga aplicada pelo maciço compactado) e às deformações elásticas do próprio corpo da barragem (durante o período de enchimento e operação do barramento).

Conforme o posicionamento dos instrumentos nas seções, foram aferidos deslocamentos para placas na profundidade de 10,00 m e 20,00 m no maciço e na base da fundação.

Cada medidor de recalque será constituído por 3 placas dispostas numa mesma vertical, situada afastada 2,50 m a jusante do eixo, em cotas diferentes: A primeira placa será instalada a 10,0m de profundidade da berma da barragem. A segunda placa será instalada a 20 de profundidade, as duas placas monitorarão o recalque no maciço da barragem. A terceira placa será instalada no contato da base da barragem com a sua fundação, medindo o recalque da fundação.

Os resultados dos cálculos efetuados são apresentados na sequência através de gráficos gerados pelo software, **ver a modelagem no TOMO 3A – MEMORIAL DE CÁLCULO ANEXO.**

Os níveis de atenção, de alerta e de emergência para os marcos topográficos superficiais são definidos a seguir, cujas leituras verticais e horizontais são correspondentes a:

- Nível normal – faixa de leituras até o valor total correspondente ao recalque por adensamento e elástico da fundação da barragem, calculado em função da distância da placa até a base das fundações;
- Nível de atenção – faixa de leituras situada entre o limite superior do nível normal e 15% acima deste valor;
- Nível de alerta – faixa de leituras situada entre acréscimo de 15% e de 30% em relação ao valor do nível normal;
- Nível de emergência – faixa de leituras situada acima de 30% de acréscimo em relação ao nível normal.

No **Quadro 2.54** são apresentadas as faixas de leituras para os medidores de recalque (válidas para a fase de operação) correspondentes aos níveis característicos definidos nos cálculos.

**Quadro 2.54 - Valores dos níveis normais, de atenção, de alerta e emergência para as leituras das placas de medição de recalque instaladas**

Medidor de recalque	Estaca	Prof. (m)	Nível normal (cm)	Nível de atenção (cm)			Nível de alerta (cm)			Nível de emerg. (cm)
MR-01	164	10 m	6,3	6,3	< desl V ≤	7,25	7,25	< desl V ≤	8,19	> 8,19
		20 m	7,54	7,54	< desl V ≤	8,68	8,68	< deslc V ≤	9,81	> 9,81
		Fundação	7,15	7,15	< desl V ≤	8,22	8,22	< deslc V ≤	9,29	> 9,29
MR-02	151	10 m	6,72	6,72	< desl V ≤	7,73	7,73	< deslc V ≤	8,73	> 8,73
		20 m	9,47	9,47	< desl V ≤	10,89	10,89	< deslc V ≤	12,31	> 12,31
		Fundação	1,25	1,25	< desl V ≤	1,44	1,44	< deslc V ≤	1,63	> 1,63
MR-03	130	10 m	6,72	6,72	< desl V ≤	7,73	7,73	< deslc V ≤	8,73	> 8,73
		20 m	8,87	8,87	< desl V ≤	10,2	10,2	< deslc V ≤	11,53	> 11,53
MR-04	122	10 m	6,06	6,06	< desl V ≤	6,96	6,96	< deslc V ≤	7,87	> 7,87
		20 m	8,18	8,18	< desl V ≤	9,41	9,41	< deslc V ≤	10,63	> 10,63
		Fundação	1,05	1,05	< desl V ≤	1,21	1,21	< deslc V ≤	1,37	> 1,37

## 2.10 - INTERFERÊNCIA DA OBRA COM A INFRAESTRUTURA EXISTENTE

### 2.10.1 - Introdução

Após o enchimento do lago da Barragem Poço Comprido, o mesmo deverá interferir com as seguintes infraestruturas existentes:

- Uma linha de transmissão de 69,00 Kv, pertencente a CHESF, localizada a margem da estrada CE-366 que liga a cidade de Santa Quitéria a Varjota, com comprimento total de 2,25 km;
- Duas linhas de transmissão de 13,80 Kv, pertencentes a ANEEL: a primeira localizada na margem da estrada CE-366 que liga a cidade de Santa Quitéria a Varjota, com comprimento total de 3,06 km, e a segunda na margem esquerda do lago passando ao lado do local do vertedouro e que interliga a cidade de Hidrolândia a Varjota, com comprimento de 1,46 km;
- Dentro da bacia hidráulica em sua margem esquerda existe uma linha bifásica de baixa tensão que deverá ser toda removida, com comprimento de 10,80 km;
- Inundação da CE-366, estrada que interliga a cidade Santa Quitéria a Varjota, com comprimento total de 3,50 km;
- Inundação da ponte existente sobre o Riacho dos Macacos na CE-252, estrada que interliga a cidade Santa Quitéria a Hidrolândia. O trecho da estrada a ser inundada será de 709,77 m, além da ponte que mede 100,00 m de comprimento.

### 2.10.2 - Desvio da CE-366

Foi elaborado projeto de desvio da estrada a nível de anteprojeto, do trecho da estrada que será inundado pelo lago da Barragem do Poço Comprido. Para o desenvolvimento do projeto foram consideradas as seguintes premissas:

- O caminhamento do desvio deve estar dentro da área de desapropriação da Barragem;
- O projeto seguirá os mesmos critérios de definição da estrada original como classe da via, geometria da estrada, pavimento e drenagem.

Constam no projeto o cadastramento das principais características da rodovia, com a definição das curvas horizontais, superelevações, seções transversais, rampas e curvas verticais, tendo como base fundamental os levantamentos realizados nos estudos básicos bem como os estudos topográficos e geotécnicos da área.

### 2.10.2.1 - Características Físicas da estrada;

A estrada foi definida como de classe II, para terreno classificado como plano e velocidade de projeto de 100 km/h. A estrada foi definida para veículos do tipo ônibus e caminhões de três eixos tipo 0.

### 2.10.2.2 - Geometria da estrada

O comprimento do desvio será 3.500,00 m;

O alinhamento do desvio tem como características as seguintes curvas, **Quadro 2.55**.

**Quadro 2.55 - Resumo das curvas do projeto**

CURVA	PC			PT			Ang. Central	R	Desen.	Tan.
	EST.	NORTE	ESTE	EST.	NORTE	ESTE				
1	6+6,51	9.526.122,04	358.793,27	17+13,06	9.526.328,65	358.735,17	64° 54' 06,2436"	200	226,55	127,17
2	47+18,01	9.526.907,95	358.909,44	57+6,90	9.527.086,96	358.876,87	54° 06' 42,7155"	200	188,886	102,15

CURVA	PC			PT			Ang. Central	R	Desen.	Tan.
	EST.	NORTE	ESTE	EST.	NORTE	ESTE				
3	125+4,38	9.528.165,81	358.052,96	127+5,57	9.528.188,74	358.019,57	36° 18' 27,7095"	65	41,19	21,31
4	171+3,02	9.528.435,36	357.177,49	174+8,17	9.528.469,34	357.122,84	31° 06' 25,6107"	120	65,151	33,40

No Projeto em Perfil pode-se visualizar o lançamento do perfil do terreno e greide de terraplenagem, onde são indicadas as estacas numeradas de 20 em 20 metros, os quilômetros inteiros, as porcentagens das rampas com seus respectivos comprimentos, as projeções horizontais das curvas de concordância vertical, comprimento da flecha máxima, localização dos furos de sondagem com tipo de solo correspondente.

O **Quadro 2.56**, a seguir, apresenta as extensões relativas dos intervalos de declividade extensão.

**Quadro 2.56 - Resumo das características altimétricas do projeto**

<b>CARACTERÍSTICAS ALTIMÉTRICAS</b>				
DECLIVIDADE LONGITUDINAL	MÁXIMA	1,12%		
	MÍNIMA	-2,60%		
Extensão em nível		244,37		
Extensão máxima da maior rampa		1165,96		
Extensão máxima da menor rampa		480,58		
Extensão total em curvas		1609,09		
curvas verticais	BVCS	EVCS	PVI	EXTENSÃO
	124,26	274,26	199,26	150
	541,79	651,58	596,69	109,79
	883,21	984,63	933,92	101,42
	1111,73	1261,73	1186,73	150
	1364,76	1428,76	1396,76	64
	1556,78	1649,68	1603,23	92,9
	1773,64	1923,64	1848,64	150
	1953,42	2103,42	2028,42	150
	2129,35	2279,35	2204,35	150
	2288,19	2414,78	2351,48	126,59
	2590,63	2740,63	2665,63	150
	2985	3135	3060	150
	3401,55	3465,94	3433,75	64,39
TRECHOS ACLIVE /DECLIVES	EVCS	BVCS	decliv.	EXTENSÃO
	0	124,26	-0,44%	124,26
	274,26	541,79	0,05%	267,53
	651,58	883,21	1,10%	231,63
	984,63	1111,73	0,05%	127,1
	1261,73	1364,76	0,37%	103,03
	1428,76	1556,78	0,54%	128,02
	1649,68	1773,64	0,28%	123,96
	1923,64	1953,42	-0,85%	29,78
	2103,42	2129,35	-2,60%	25,93
	2279,35	2288,19	0,18%	8,84
	2414,78	2590,63	1,12%	175,85
	2740,63	2985	0,00%	244,37
	3135	3401,55	-1,74%	266,55
3465,94	3500	-0,71%	34,06	

A seção transversal da pista foi delimitada a partir das características físicas dos veículos e do dimensionamento geométrico da rodovia. O projeto atendeu aos critérios do DER-CE, conforme **Quadro 2.57** abaixo.

**Quadro 2.57 - Características da seção transversal do pavimento**

CARACTERÍSTICAS DA SEÇÃO TRANSVERSAL			
LARGURAS	Semi pista de rolamento	m	3,5
	Acostamento	m	1,2
	Folga do Aterro	m	1,5
	Folga do Corte	m	1,5
Declividade Transversal do Acostamento		%	2
Declividade Transversal da pista		%	2
Superlevação máxiam		%	8
INCLINAÇÃO DOS TALUDES	Corte em solo	v/h	1:1
	Corte em Rocha	v/h	5:1
	Aterro	v/h	1:1,5
Largura da faixa de Domínio		m	40

### 2.10.2.3 - Caracterização do Pavimento Projetado

#### a) Regularização do Subleito

A regularização do subleito será executada de acordo com a especificação de terraplenagem do projeto e deverá preceder imediatamente a execução da camada de sub-base. Como este serviço limita-se aos cortes e aterros com altura inferior a 20 cm, a última camada dos aterros deverá ser acabada antecedendo imediatamente a execução da camada de sub-base.

#### b) Base

A base será constituída de solo estabilizado granulometricamente. A compactação será a correspondente a 100% do ensaio AASHTO modificado. A execução deverá atender a especificação DNIT 141/2010 – ES, com ISC > 60%.

#### d) Imprimação da base

A imprimação da base será executada utilizando-se o asfalto diluído CM-30. A taxa de aplicação foi estimada em 1,2 l/m<sup>2</sup>, devendo ser ajustada na obra. A execução deverá atender a especificação DNIT 144/2014 – ES.

#### e) Revestimento da Pista

Para o revestimento da pista está previsto o tratamento superficial duplo. A execução deverá atender à especificação. O tratamento superficial duplo ou TSD é aquele formado por duas aplicações de ligante asfáltico e duas aplicações de agregado mineral, sucessivas e alternadas, com espessura total do revestimento será de 3,00 cm e largura total de 7,00 cm.

#### f) Revestimento dos Acostamentos

O revestimento dos acostamentos será feito pelo prolongamento da primeira camada de tratamento do revestimento da pista de rolamento, com espessura de 1,50 cm e largura de 1,20 m.

#### 2.10.2.4 - Drenagem

A drenagem de água corrente tem por finalidade permitir a passagem, de um lado para o outro da rodovia, das águas que escoam por talvegues naturais ou difusamente sobre os terrenos a montante nos segmentos em aterro.

Para o projeto do desvio, foram apenas deslocados os bueiros existentes no trecho da estrada inundada para o novo desvio a ser construído. Em resumo tem-se:

- Bueiro tubular em concreto com  $\varnothing = 1,00$  m, localizado na estaca 40;
- Bueiro tubular em concreto com  $\varnothing = 1,00$  m, localizado na estaca 60;
- Bueiro tubular em concreto com  $\varnothing = 1,00$  m, localizado na estaca 114 + 10;
- Bueiro tubular em concreto com  $\varnothing = 1,00$  m, localizado na estaca 124.

O sistema de drenagem superficial do desvio da rodovia é constituído pelo conjunto de dispositivos necessários à execução e proteção dos trabalhos de terraplenagem, tais como valetas de proteção de taludes e descidas d'água.

Nesta parte estão compreendidas as obras que servem para coletar e conduzir para fora do corpo estradal as águas que caem sobre o pavimento e aquelas que para ali se dirigem.

As localizações destas obras foram determinadas com base nas características geométricas, geotécnicas, levando em conta o comprimento, declividade das rampas, alturas e extensões de cortes e aterros, bem como a localização dos pontos de passagens e pontos de inflexão vertical.

Foram adotados para os meios-fios o tipo padrão DNIT tipo MFC5; para as descidas d'água foi adotado tipo DAR 02 e para entrada de descidas tipo EDA 2.

### 2.10.3 - Desvio da CE-252

Foi elaborado projeto de desvio da estrada CE-252, a nível de anteprojeto, para o trecho da estrada que será inundada pelo lago da Barragem do Poço Comprido. Para desenvolvimento do projeto foram consideradas as seguintes premissas:

- O caminhamento do desvio deve estar dentro da área de desapropriação da Barragem;
- O projeto seguirá os mesmos critérios de definição da estrada original como classe da via, geometria da estrada, pavimento e drenagem.

Neste projeto consta o cadastramento das principais características da rodovia, com a definição das curvas horizontais, superelevações, seções transversais, rampas e curvas verticais, tendo como base fundamental os levantamentos realizados nos estudos básicos bem como os estudos topográficos e geotécnicos da área.

#### 2.10.3.1 - Características Físicas da Estrada

A estrada foi definida como de classe II, com terreno classificado como plano e velocidade de projeto de 100 km/h, esta foi definida para veículos tipo ônibus e caminhões de três eixos tipo O.

#### 2.10.3.2 - Geometria da Estrada

O comprimento do desvio será de 709,77 m, sendo que destes 298,50 m representa o comprimento da nova ponte.

O alinhamento do desvio tem como características as seguintes curvas, conforme **Quadro 2.58**.

**Quadro 2.58 - Resumo das curvas do projeto**

CURVA	PC			PT			Ang. Central	R	Desen.	Tan.
	EST.	NORTE	ESTE	EST.	NORTE	ESTE				
1	1+13,90	9.517.950,97	354.165,50	3+13,72	9.517.960,84	354.204,00	13° 05' 44,4283"	174,244	39,826	20,00
2	6+16,60	9.517.969,42	354.266,29	8+16,42	9.517.979,36	354.304,76	13° 17' 50,6031"	171,578	39,82	20,00
3	28+8,48	9.518.120,72	354.670,44	30+8,33	9.518.138,92	354.705,80	12° 10' 57,7601"	187,412	39,849	20,00
4	33+9,92	9.518.172,76	354.757,28	35+9,77	9.518.190,89	354.792,67	12° 23' 03,9349"	184,336	39,844	20,00

No projeto é visualizado o lançamento do perfil do terreno e greide de terraplenagem, onde são indicadas as estacas numeradas de 20 em 20 metros, os quilômetros inteiros, as porcentagens das rampas com seus respectivos comprimentos, as projeções horizontais das curvas de concordância vertical, comprimento da flecha máxima e localização dos furos de sondagem com tipo de solo correspondente.

O **Quadro 2.59** apresenta as extensões relativas dos intervalos de declividade e extensão.

**Quadro 2.59 - Resumo das características altimétricas do projeto**

CARACTERÍSTICAS ALTIMÉTRICAS				
DECLIVIDADE LONGITUDINAL	MÁXIMA	7,07%		
	MÍNIMA	0,00%		
Extensão em nível		529,07		
Extensão máxima da maior rampa		38,84		
Extensão máxima da menor rampa		0		
Extensão total em curvas		141,99		
curvas verticais	BVCS	EVCS	PVI	EXTENSÃO
	528,94	630,8	579,87	101,86
	669,64	709,77	683,73	40,13
TRECHOS ACLIVE /DECLIVES	EVCS	BVCS	decliv.	EXTENSÃO
	630,8	669,64	7,07%	38,84
	0	230,57	0,00%	230,57
	230,57	529,07	0,00%	298,5

A seção transversal da pista foi delimitada a partir das características físicas dos veículos e do dimensionamento geométrico da rodovia. O projeto atendeu aos critérios do DER-CE, conforme **Quadro 2.60** abaixo.

**Quadro 2.60 - Características da seção transversal do pavimento**

CARACTERÍSTICAS DA SEÇÃO TRANSVERSAL			
LARGURAS	Semi pista de rolamento	m	3,5
	Acostamento	m	1,2
	Folga do Aterro	m	1,5
	Folga do Corte	m	1,5
Declividade Transversal do Acostamento		%	2
Declividade Transversal da pista		%	2
Superlevação máxiam		%	8
INCLINAÇÃO DOS TALUDES	Corte em solo	v/h	1:1
	Corte em Rocha	v/h	5:1
	Aterro	v/h	1:1,5
Largura da faixa de Domínio		m	40

#### 2.10.4 - Caracterização do Pavimento Projetado

##### a) Regularização do Subleito

A regularização do subleito será executada de acordo com a especificação de terraplenagem do projeto e deverá preceder imediatamente a execução da camada de sub-base. Como este serviço é limitado aos cortes e aterros com altura inferior a 20,00 cm, a

última camada dos aterros deverá ser acabada antecedendo imediatamente a execução da camada de sub-base.

#### **b) Base**

A base será constituída de solo estabilizado granulometricamente. A compactação será a correspondente a 100% do ensaio AASHTO modificado. A execução deverá atender a especificação DNIT 141/2010 – ES, com ISC > 60%.

#### **c) Imprimação da base**

A imprimação da base será executada com a utilização de asfalto diluído CM-30. A taxa de aplicação foi estimada em 1,20 l/m<sup>2</sup>, devendo ser ajustada na obra. A execução deverá atender a especificação DNIT 144/2014 – ES.

#### **d) Revestimento da Pista**

Para o revestimento da pista está previsto o tratamento superficial duplo. A execução deverá atender à especificação. O tratamento superficial duplo ou TSD é aquele formado por duas aplicações de ligante asfáltico e duas aplicações de agregado mineral, sucessivas e alternadas, com espessura total do revestimento será de 3,00 cm e largura total de 7,00 cm.

#### **e) Revestimento dos Acostamentos**

O revestimento dos acostamentos será feito pelo prolongamento da primeira camada de tratamento do revestimento da pista de rolamento, com espessura de 1,50 cm e largura de 1,20 m.

### **2.10.5 - Drenagem**

A drenagem de água corrente tem por finalidade permitir a passagem, de um lado para o outro da rodovia, das águas que se escoam por talvegues naturais ou difusamente sobre os terrenos a montante nos segmentos em aterro.

Para o projeto do desvio foi necessária a previsão de construção de uma nova ponte a montante da existente em cotas de seu tabuleiro mais elevada do que a existente, evitando assim inundação da mesma quando do período de vertimento da Barragem Poço Comprido.

Para o projeto da nova ponte a ser construída na CE-252, esta foi dimensionada para capacidade máxima de fluxo de água para vazão afluente milenar do riacho dos Macacos medida no local do eixo da barragem ( $Q = 2.475,00 \text{ m}^3/\text{s}$ ), como resultado apresentou a necessidade de construção de um tabuleiro mais largo e alto do que o existente.

Para definição do cálculo foi empregada a fórmula de Manning, considerando o rio como um canal de escoamento livre e regime de escoamento como subcrítico.

O **Quadro 2.61** apresenta os dados de entrada e os resultados obtidos.

**Quadro 2.61 - Resumo do cálculo de verificação da ponte sobre o riacho dos Macacos na altura da CE-252**

Dados de Entrada	
Vazão afluyente (m <sup>3</sup> /s)	2475
Coeficiente de Manning	0,015
Declividade (m/m)	0,001
Comprimento do bueiro (m)	40
Largura do bueiro (m)	298
Altura do bueiro (m)	5
Altura do aterro em Relação ao emboque (m)	8
Resultados	
Tipo de bueiro	PONTE 200 x 5
Condição de funcionamento hidráulico do bueiro	Canal Subcrítico
Regime de escoamento do bueiro	Subcrítico
Declividade crítica (m/m)	0,0015
Profundidade crítica (m)	2,499
Vazão admissível (m <sup>3</sup> /s)	6,221
Profundidade Operacional em Escoamento Uniforme (m)	2,290
Velocidade Associada à Prof. Operacional em Esc. Uniforme (m/s)	3,620

Conforme os cálculos, a vazão suportada é bem maior do que a vazão máxima afluyente do projeto.

O sistema de drenagem superficial do desvio da rodovia é constituído do conjunto de dispositivos necessários à execução e proteção dos trabalhos de terraplenagem, tais como valetas de proteção de taludes e descidas d'água.

Nesta parte estão compreendidas as obras que servem para coletar e conduzir para fora do corpo estradal as águas que caem sobre o pavimento e aquelas que para ali se dirigem.

As localizações destas obras foram determinadas com base nas características geométricas, geotécnicas, levando em conta o comprimento, declividade das rampas, alturas e extensões de cortes e aterros, bem como a localização dos pontos de passagens e pontos de inflexão vertical.

Foram adotados para os meios-fios o tipo padrão DNIT tipo MFC5; para as descidas d'água foi adotado tipo DAR 02 e para entrada de descidas tipo EDA 2.

### **3 - PROJETO ELÉTRICO**

### 3 - PROJETO ELÉTRICO

#### 3.1 - INTRODUÇÃO E CONCEPÇÃO GERAL DO SISTEMA

Este trabalho tem como objetivo elaborar a concepção do projeto das instalações elétricas do sistema da tomada d'água da Barragem do Poço Comprido.

O projeto é composto de Sistemas Hidráulicos e Válvulas Motorizadas, onde serão instalados os motores conforme **Quadro 3.1** a seguir.

**Quadro 3.1 - Identificação dos motores a serem instalados**

Local	Nº de Motores (ativos+ Reserva)	Potência Individual (CV)	Uso	Tipo de Partida
Sistema Hidráulico	(1)	2	Equipamentos Hidráulicos	Direta
VM-01	1	2,5	Apertura / Feche Válvula	Direta
VM-02	1	2,5	Apertura / Feche Válvula	Direta
VM-03	1	1,5	Apertura / Feche Válvula	Direta
VM-04	1	1,5	Apertura / Feche Válvula	Direta

O estudo foi elaborado com o objetivo de apresentar soluções modernas, econômicas e compatíveis tecnicamente, de modo a fornecer energia suficiente, com continuidade e proteção.

Foi desenvolvido com base na potência, número de motores, tensão, frequência dos motores a serem instalados e utilização dos equipamentos e técnicas atuais de comando, medição, proteção e controle, atendendo as Normas Brasileiras (**ABNT**) e as Normas **CNC-OMBR-MAT-18-0124-EDCE**, **CNC-OMBR-MAT-20-0942-EDBRMAT-OMBR-MAT-18-0085-EDBR02ENEL** (Concessionária de Energia do Estado do Ceará).

Este projeto foi concebido de modo a garantir uma perfeita continuidade operacional do sistema proposto e tem como principais os seguintes componentes:

- Iluminação interna e externa;
- Interligações;
- Quadro Geral Baixa Tensão (**QGBT**);
- Quadro de Comando dos Motores (CCM);
- Subestação Aérea.

O suprimento de energia para todas as instalações da tomada d'água da Barragem do Poço Comprido será feito através de uma subestação aérea de **13.800/380/220V** de **45 KVA**, localizada no pátio interno da área do empreendimento.

As instalações de luz e força obedecerão às Normas e Especificações **NBR-5410 / 80** da **ABNT** e as da concessionária de energia local **CNC-OMBR-MAT-18-0124-EDCE**, **CNC-OMBR-MAT-20-0942-EDBR** da **ENEL**.

Os eletrodutos serão de plástico rígido pesado correndo embutido nas paredes ou pisos.

Serão empregadas caixas estampadas de **4" x 2" ou 4" x 4"** para os interruptores e tomada de corrente. As tomadas comuns serão colocadas a **0,30 m** do piso acabado e, em lugares úmidos, a **1,40 m**.

Os interruptores próximos às portas serão colocados a **0,10 m** de distância dos alisadores e sempre do lado da fechadura.

Todas as emendas serão feitas por meio de solda a estanho, conector de pressão por torção ou luva de emenda e recobertas por fita auto fusível e fita plástica isolante, exceto no caso de conectores de pressão por torção, que já são isolados.

A iluminação da área externa dar-se-á através de **10 (DEZ)** luminárias com lâmpadas tipo **Vapor de mercúrio** compactas de **250 W / 220 V**, instaladas em poste **em aço telescópico** no pátio interno do empreendimento, a **6,00 m** do piso.

Os circuitos de iluminação serão protegidos por disjuntores termomagnéticos e comando automático através de fotocélulas.

A iluminação interna será feita através de 02 (duas) luminárias tipo calha aberta de sobrepor, com **02 (duas)** lâmpadas Tubulares florescente de **32 W / 220 V**.

Os circuitos de iluminação e tomadas serão derivados de disjuntores termomagnéticos instalados no **QGBT**, localizado no interior da casa de comando.

A proteção de média tensão das subestações será somente com chaves unipolares com elos fusíveis.

A proteção em baixa tensão será feita através de disjuntores termomagnéticos, com tensão nominal de **750 V** para trifásicos, **250 V** para monofásicos, com capacidade de interrupção mínima de **5 kA** e compensação de temperatura.

Devido ao baixo índice de descargas atmosféricas na região e as edificações serem de pequena altura, foi dimensionada proteção para descargas atmosféricas.

O sistema elétrico será aterrado através de uma malha de cobre nu de **25 mm<sup>2</sup>** e hastes de terra de **5/8" x 2,4 m**. A esta malha serão interligados através de cabos de cobre nu **25 mm<sup>2</sup>**

a cerca e todas as partes metálicas não energizadas e as barras de terra dos quadros de distribuição e **CCM**.

Também deverá haver uma haste de terra próxima a cada motor e interligado a carcaça do mesmo e a malha de terra.

A resistência do aterramento do sistema elétrico deverá ser menor ou igual a **10 ohms**, exceto para os **CCM's** que deverá ser menor ou igual a **5 ohm**, por causa dos equipamentos eletrônicos.

A relação das potências a serem utilizadas na obra de tomada d'água da barragem e definição dos cabos de alimentação e disjuntores se dão conforme quadro a seguir.

**Quadro 3.2 - Cargas do sistema elétrico**

QUADRO DE CARGA DO SISTEMA ELETRICO DA TOMADA D'ÁGUA DA BARRAGEM DO POÇO COMPRIDO									
QGBT	CIRC.	DISCRIMINAÇÃO	POTÊNCIA (W)	AMPERAGEM (A)				CABO (mm <sup>2</sup> )	DISJUNTOR
				TOTAL	R	S	T		
MODULO 1	1	ILUMINAÇÃO INTERNA - 32W x 2 x 2	128	0,72	0,72	-	-	1n1,5(1,5)	1x10
	2	ILUMINAÇÃO EXTERNA - 250W x 5	1.250	7,10	-	7,10	-	2,5(2,5) T2,5	1x16
	3	ILUMINAÇÃO EXTERNA - 250W x 5	1.250	7,10	-	-	7,10	2,5(2,5) T2,5	1x16
	3	TOMADA DE USO COMUM - 300W x 3	900	5,11	5,11	-	-	2,5(2,5) T2,5	1x16
MODULO 2	4	QGBT / CCM1 – 5 CV (VM1 2,5CV + VM2 2,5CV)	6.380	10,54	3,51	3,51	3,51	3X2,5 T2,5	3X16
MODULO 3	5	QGBT / CCM2 – 3 CV (VM1 1,5CV + VM2 1,5CV)	2.208	3,65	1,21	1,21	1,21	3X2,5 T2,5	3X10
MODULO 4	6	QGBT / CCM3 – 2 CV (COMANDO HIDRAULICO 2 CV)	1.472	2,43	0,81	0,81	0,81	3X2,5 T2,5	3X10
MODULO 1	7	RESERVA	-	-	-	-	-	-	3X16
	8	RESERVA	-	-	-	-	-	-	1X16
	9	RESERVA	-	-	-	-	-	-	1X16
GERAL		MEDIÇÃO / QGBT	13.588	36,65	11,36	12,63	12,63	3X16(16) T16	4 x 40

Os condutores foram dimensionados pela aplicação do critério de queda de tensão e confirmados nas tabelas de condução de corrente para condutores de cobre isolado com **EPR** ou **XLPE** conforme **NBR 5410**, além dos fatores de agrupamento e redução de

temperatura. A taxa de ocupação dos eletrodutos nunca será superior a **40%** de acordo com a **NBR 5410**.

### 3.2 - DIMENSIONAMENTO

A presente memória de cálculo tem por objetivo a determinação das demandas previstas para o sistema de baixa tensão, incluindo os principais equipamentos e acessórios.

Para os cálculos foram utilizados os seguintes dados:

- Sistema Elétrico da ENEL;
- Tensão primária trifásica (fase-fase): 13.800 V;
- Tensão secundária trifásica (fase ~ fase): 380 V;
- Tensão secundária monofásica (fase-neutro): 220 V;
- Frequência nominal: 60 Hz.

#### Fórmulas usadas

Corrente de Circuitos Trifásicos

$$I_M = \frac{P_{nm}}{\sqrt{3} \times VFF \times F_p \times \eta} = A \quad (1.67)$$

Corrente de Circuitos Monofásicos

$$I_{ii} = \frac{P}{VFN \times F_p} = A \quad (1.68)$$

Onde:

$P_{nm}$  – Potência nominal do motor ou circuito em W

$P$  – Potência nominal do circuito em W

$VFF$  – tensão fase-fase em V

$VFN$  – tensão fase-neutro em V

$F_p$  – fator de potência original do motor ou circuito

$\eta$  - Rendimento original do motor de alto rendimento

#### Queda de Tensão de Circuitos Trifásicos

$$\Delta U = \frac{I_T \times \sqrt{3} \times Lc \times Fp}{56 \times Sc} = V \quad (1.69)$$

$$\Delta U \% = \frac{\Delta U}{380} \times 100 = \%$$

### Queda de Tensão de Circuitos Monofásicos

$$\Delta U = \frac{I_T \times 2 \times Lc \times Fp}{56 \times Sc} = V \quad (1.70)$$

$$\Delta U \% = \frac{\Delta U}{220} \times 100 = \%$$

Onde:

$\Delta U\%$  – queda de tensão percentual

$I_T$  – corrente do circuito, em A

$Lc$  – comprimento do circuito, em m

$Fp$  – fator de potência original do motor

$Sc$  – seção do condutor, em  $mm^2$ , determinada pelo critério da ampacidade.

### 3.2.1 - Dimensionamento de Baixa Tensão da Tomada D'água da Barragem do Poço Comprido

#### 3.2.1.1 - Alimentação do Circuito 1: Iluminação Interna

Dimensionamento da Iluminação

AMBIENTE: Sala de Comando

Geometria: largura = **3,60 m**

Comprimento = **4,10 m**

Altura útil = **2.80 m**

Luminária: Sobrepor -Tipo **Led** – **2 x FL 32 W**

Fluxo luminoso unitário = **3.000 lumens**

Utilização:

Casa de Comandos.

Geral

Iluminação necessária: **200 lux**

Fator de Área: **0.57**

Fator de Utilização: **0.33**

Fator de Perdas: **0.70**

Fluxo total = Comprimento \* Largura \* Iluminação / FatUtiliz. \* FatPer

Fluxo total = **3,6 \* 4,10 \* 200 / 0,33. \* 0.70**

Fluxo total = **6.261,81 lumens**

Número de luminárias = **2**

Carga:

- 2 luminárias com 2 lâmpadas tipo **TMS450 2TL5-32W/840 HF WB ..... 128 W.**
- Carga total ..... **128 W.**

$$IIL = \frac{128}{220 \times 0,92} = 0,63A$$

L = 20 m

U = 220 V

Cabo estimado: **1,5 mm<sup>2</sup>**

Pela Queda de Tensão

$$\Delta U = \frac{2 \times 0,63 \times 20 \times 0,92}{56 \times 1,5} = 0,28V$$

$$\Delta U\% = \frac{0,28}{220} \times 100 = 0,13\%$$

Logo o condutor adotado será **1,5 mm<sup>2</sup>** para fase, **1,5 mm<sup>2</sup>** para neutro.

Proteção do Circuito

$$I_p = 1,50 \times 0,63 = 0,95 A$$

Como a corrente máxima que o cabo suporta é de 15 A, foi escolhido o disjuntor monofásico de 10 A /250V/5KA, para fixação em canaleta tipo dim.

### 3.2.1.2 - Alimentação do Circuito 2: Iluminação Externa Pátio

Dimensionamento da Iluminação

AMBIENTE: Externo

Geometria: largura = **16,70 m**

Comprimento = **23,32 m**

Altura útil = **5.0 m**

Luminária: Sobrepor -Tipo **V. MERC250 – 5 x 250 W**

Fluxo luminoso unitário = **11.000 lumens**

Utilização:

Área Externa Casa de Comandos.

Geral

Iluminação necessária: **100 lux**

Fator de Área: **0.56**

Fator de Utilização: **0.6**

Fator de Perdas: **0.80**

Fluxo total = Comprimento \* Largura \* Iluminação / FatUtiliz. \* FatPer

Fluxo total = **16,70 \* 23,32 \* 100 / 0,6 \* 0.80**

Fluxo total = **51.925 lumens**

Número de luminárias = **5**

Carga:

- 5 luminárias tipo **V. MERC250** de 250 W ..... **1.250 W.**
- Carga total ..... **1.250 W.**

$$IL = \frac{1.250}{220 \times 0,8} = 7,10A$$

L = 75 m

U = 220V

Cabo estimado: **2,50 mm<sup>2</sup>**

Pela Queda de Tensão

$$\Delta U = \frac{2 \times 7,10 \times 75 \times 0,8}{56 \times 2,5} = 6,08V$$

$$\Delta U\% = \frac{6,08}{220} \times 100 = 2,76\%$$

Logo o condutor adotado será **2,50 mm<sup>2</sup>** para fase, **2,50 mm<sup>2</sup>** para neutro e **2,50 mm<sup>2</sup>** para aterramento.

Proteção do Circuito

$$I_p = 1,50 \times 7,10 = \mathbf{14,2 \text{ A}}$$

Como a corrente máxima que o cabo suporta é de 24 A, foi escolhido o disjuntor monofásico de 16 A/250V/5KA, para fixação em canaleta tipo dim.

### 3.2.1.3 - Alimentação do Circuito 3: Iluminação Externa Pátio

Dimensionamento da Iluminação

AMBIENTE: Externo

Geometria: largura = **16,70 m**

Comprimento = **23,32 m**

Altura útil = **5.00 m**

Luminária: Sobrepor -Tipo **V. MERC250 – 5 x 250 W**

Fluxo luminoso unitário = **11.000 lumens**

Utilização:

Area Externa Casa de Comandos.

Geral

Iluminação necessária: **100 lux**

Fator de Área: **0.56**

Fator de Utilização: **0.6**

Fator de Perdas: **0.80**

Fluxo total = Comprimento \* Largura \* Iluminação / FatUtiliz. \* FatPer

$$\text{Fluxo total} = \mathbf{16,70 * 23,32 * 100 / 0,6 * 0.80}$$

Fluxo total = **51.925 lumens**

Número de luminárias = **5**

Carga:

- 5 luminárias tipo **V. MERC250** de 250 W ..... **1.250 W.**
- Carga total ..... **1.250 W.**

$$IL = \frac{1.250}{220 \times 0,8} = 7,10A$$

$$L = 75 \text{ m}$$

$$U = 220V$$

Cabo estimado: **2,50 mm<sup>2</sup>**

Pela Queda de Tensão

$$\Delta U = \frac{2 \times 7,10 \times 75 \times 0,8}{56 \times 2,5} = 6,08V$$

$$\Delta U\% = \frac{6,08}{220} \times 100 = 2,76\%$$

Logo o condutor adotado será **2,50 mm<sup>2</sup>** para fase, **2,50 mm<sup>2</sup>** para neutro e **2,50 mm<sup>2</sup>** para aterramento.

Proteção do Circuito

$$Ip = 1,50 \times 7,10 = 14,2 \text{ A}$$

Como a corrente máxima que o cabo suporta é de 24 A, foi escolhido o disjuntor monofásico de 16 A /250V/5KA, para fixação em canaleta tipo dim

#### 3.2.1.4 - Alimentação Circuito QGBT ao CCM1.

Dados

Carga:

- 2 Motor de 2,5 CV (ATIVO) ..... 3.680 W.
- Carga total ..... 3.680 W.

$$I_m = \frac{3.680}{380 \times \sqrt{3} \times 0,93 \times 0,88} = 6,83A$$

$$I_{ccm5cv} \text{ (total)} = 6,83A$$

$$I_{ccm5cv} \text{ (cabo)} = (1,25 \times 6,83) = 8,53 \text{ A}$$

$$L = 5,00 \text{ m}$$

$$U = 380V$$

Cabo estimado: **4,00mm<sup>2</sup>**

Pela Queda de Tensão regime permanente

$$\Delta U = \frac{8,53 \times \sqrt{3} \times 5 \times 0,88}{56 \times 4} = \mathbf{0,28V}$$

$$\Delta U\% = \frac{0,28}{380} \times 100 = \mathbf{0,08\%}$$

Pela Queda de Tensão na partida Direta (**01 motor partindo e o outro em regime permanente**)

$$I_m = \mathbf{3,42A}$$

$$IP/IN = \mathbf{6,5}$$

$$IP = IP/IN \times FCC \times I_m$$

$$Fcc = \mathbf{0,33}$$

$$IP = (\mathbf{6,5 \times 0,33 \times 3,42}) + \mathbf{3,42}$$

$$IP = \mathbf{10,74A}$$

$$\Delta U = \frac{10,74 \times \sqrt{3} \times 5 \times 0,88}{56 \times 4} = \mathbf{0,36V}$$

$$\Delta U\% = \frac{0,36}{380} \times 100 = \mathbf{0,09\%}$$

$$L = \mathbf{5 m}$$

$$U = \mathbf{380V}$$

Cabo estimado: **4,00mm<sup>2</sup>**

Logo o condutor adotado será **4,00mm<sup>2</sup>** para fase, **4,00mm<sup>2</sup>** para neutro e **4,00mm<sup>2</sup>** proteção.

Proteção do Circuito

$$I_p = \mathbf{1,15 \times 10,74 = 12,35 A}$$

Foi escolhido o disjuntor trifásico de **16 A / 750V / 5 KA**, tipo caixa moldada.

### 3.2.1.5 - Alimentação Circuito QGBT ao CCM2

Calculo do circuito terminal dos motores de **1,5CV / 380V**:

Carga:

- 2 Motor de <b>1,5CV (ATIVO)</b> .....	<b>2.208 W.</b>
- Carga total .....	<b>2.208 W.</b>

$$I_m = \frac{2.208}{380 \times \sqrt{3} \times 0,93 \times 0,88} = \mathbf{4,10A}$$

$$I_m (\text{cabo}) = \mathbf{1,25 \times 4,10}$$

$$I_{ccm} (\text{cabo}) = \mathbf{5,13A}$$

$$L = \mathbf{5,00 \text{ m}}$$

$$U = \mathbf{380V}$$

Cabo estimado: **4,00 mm<sup>2</sup>**

Corrente Nominal dos Motores

$$\Delta U = \frac{4,10 \times \sqrt{3} \times 5 \times 0,88}{56 \times 4} = \mathbf{0,13V}$$

$$\Delta U\% = \frac{0,13}{380} \times 100 = \mathbf{0,04\%}$$

Pela Corrente de Partida dos Motores (Direta) **(01 motor partindo e o outro em regime permanente)**

$$I_m = \mathbf{2,05}$$

$$IP/IN = \mathbf{6,5}$$

$$IP = IP/IN \times FCC \times IM$$

$$Fcc = \mathbf{0,33}$$

$$IP = \mathbf{6,5 \times 2,05 \times 0,33 + 2,05}$$

$$IP = \mathbf{6,44A}$$

$$\Delta U = \frac{6,44 \times \sqrt{3} \times 5 \times 0,88}{56 \times 4} = \mathbf{0,16V}$$

$$\Delta U\% = \frac{0,16}{380} \times 100 = \mathbf{0,04\%}$$

Logo o condutor adotado será **4,00 mm<sup>2</sup>** para fase, **4,00 mm<sup>2</sup>** para neutro e **4,00 mm<sup>2</sup>** proteção.

Cálculo da Proteção do Motor

$$I_m = \mathbf{6,44}$$

$$\text{Disjuntor} = \mathbf{6,44 \times 1,15 = 7,40 \text{ A}}$$

Será adotado disjuntor termomagnético trifásico de **16 A / 750 V / 5 KA**. em caixa moldada

### 3.2.1.6 - Alimentação Circuito QGBT ao CCM3

Calculo do circuito terminal do Equipamento Hidráulico de **2 CV / 380 V**:

Carga:

- 1 Motor de **2 CV (ATIVO)** ..... **1.472 W.**
- Carga total ..... **1.472 W.**

$$I_m = \frac{1.472}{380 \times \sqrt{3} \times 0,93 \times 0,88} = \mathbf{2,73 \text{ A}}$$

$$I_m (\text{cabo}) = \mathbf{1,25 \times 2,73}$$

$$I_{ccm} (\text{cabo}) = \mathbf{3,42 \text{ A}}$$

$$L = \mathbf{15,00 \text{ m}}$$

$$U = \mathbf{380 \text{ V}}$$

Cabo estimado: **4,00 mm<sup>2</sup>**

Corrente Nominal dos Motores

$$\Delta U = \frac{3,42 \times \sqrt{3} \times 15 \times 0,88}{56 \times 4} = \mathbf{0,34V}$$

$$\Delta U\% = \frac{0,34}{380} \times 100 = \mathbf{0,09\%}$$

Pela Corrente de Partida do Motor (Direta)

$$I_m = \mathbf{2,73}$$

$$IP/IN = \mathbf{6,5}$$

$$IP = IP/IN \times FCC \times IM$$

$$Fcc = \mathbf{0,33}$$

$$IP = \mathbf{6,5 \times 2,73 \times 0,33}$$

$$IP = \mathbf{5,85A}$$

$$\Delta U = \frac{5,85 \times \sqrt{3} \times 15 \times 0,88}{56 \times 4} = \mathbf{0,59V}$$

$$\Delta U\% = \frac{0,59}{380} \times 100 = \mathbf{0,15\%}$$

Logo o condutor adotado será **4,00 mm<sup>2</sup>** para fase, **4,00 mm<sup>2</sup>** para neutro e **4,00 mm<sup>2</sup>** proteção.

Cálculo da Proteção do Motor

$I_m = 5,85$

Disjuntor =  $5,85 \times 1,15 = 6,75 \text{ A}$

Será adotado disjuntor termomagnético trifásico de **16 A / 750 V / 5 KA**. em caixa moldada

### 3.2.1.7 - Dimensionamento dos barramentos de MT:

Os barramentos de baixa tensão serão na seguinte bitola conforme tabela 12 da **CNC-OMBR-MAT-18-0125-EDCE ENEL**.

- Transformador de **45 KVA** mínimo de **1 / 2" x 1 / 8 "**

### 3.2.1.8 - Dimensionamento dos principais eletrodutos:

A NBR 5410: 2004 no item 6.2.11.1.6 na linha "a" trata a taxa de ocupação de condutores em eletrodutos e os determina da seguinte maneira:

- **53%** em caso de um condutor
- **31%** em caso de dois condutores
- **40%** em caso de três ou mais condutores

**Para iluminação Interna:** (1 Fase + 1 Neutro + 1 Retorno)

**Quadro 3.3 – Verificação de Ocupação dos Eletrodutos Área Interna**

Verificação de Ocupação de Eletrodutos					
<b>Eletroduto</b>	Eletroduto 1/2"		<b>Eletroduto Aprovado</b>		
<b>Área interna</b>	221,67 mm <sup>2</sup>				
<b>Qdade de cabos</b>	3				
<b>Ocupação máx. %</b>	40%				
<b>Área ocupada</b>	58,90 mm <sup>2</sup>				
<b>Ocupação calc.</b>	26,57%				
Lista de cabos					
Item	Identificação	Formação	Diâmetro Extremo	Área ocupada	[x]
1	IL INTER (F)	Cabo Flexível PVC 0,6/1kV, Formação: 1 x 1,5 mm <sup>2</sup>	5,00 mm	19,63 mm <sup>2</sup>	X
2	IL INTER (N)	Cabo Flexível PVC 0,6/1kV, Formação: 1 x 1,5 mm <sup>2</sup>	5,00 mm	19,63 mm <sup>2</sup>	X
3	IL INTER (R)	Cabo Flexível PVC 0,6/1kV, Formação: 1 x 1,5 mm <sup>2</sup>	5,00 mm	19,63 mm <sup>2</sup>	X

Com uma área de ocupação de 58,90mm<sup>2</sup> seria adotado eletroduto de 1/2" com uma área interna de 221,67 mm<sup>2</sup>, o resultado e um 26,57% de ocupação, mas para uma maior padronização dos eletrodutos será adotado como seção mínima o eletroduto de 3/4".

**Para iluminação Externa:** (1 Fase + 1 Neutro + 1 terra)

**Quadro 3.4 – Verificação de Ocupação dos Eletrodutos Área Externa**

Verificação de Ocupação de Eletrodutos					
<b>Eletroduto</b>	Eletroduto 3/4"				<b>Eletroduto Aprovado</b>
<b>Área interna</b>	394,08 mm <sup>2</sup>				
<b>Qdade de cabos</b>	3				
<b>Ocupação máx. %</b>	40%				
<b>Área ocupada</b>	68,71 mm <sup>2</sup>				
<b>Ocupação calc.</b>	17,43%				
Lista de cabos					
Item	Identificação	Formação	Diâmetro Externo	Área ocupada	[x]
1	IL EXTER (F)	Cabo Flexível PVC 0,6/1kV, Formação: 1 x 2,5 mm <sup>2</sup>	5,40 mm	22,90 mm <sup>2</sup>	X
2	IL EXTER (N)	Cabo Flexível PVC 0,6/1kV, Formação: 1 x 2,5 mm <sup>2</sup>	5,40 mm	22,90 mm <sup>2</sup>	X
3	IL EXTER (T)	Cabo Flexível PVC 0,6/1kV, Formação: 1 x 2,5 mm <sup>2</sup>	5,40 mm	22,90 mm <sup>2</sup>	X

Com uma área de ocupação de 68,71 mm<sup>2</sup> seria adotado eletroduto de 3/4" com uma área interna de 394,08 mm<sup>2</sup>, o resultado e um 17,43% de ocupação, mas para uma maior padronização dos eletrodutos será adotado como seção mínima o eletroduto de 1".

**Para Tomadas de uso comum:** (1 Fase + 1 Neutro + 1 terra)

**Quadro 3.5 - Verificação de Ocupação dos Eletrodutos - Tomada**

Verificação de Ocupação de Eletrodutos					
<b>Eletroduto</b>	Eletroduto 3/4"				<b>Eletroduto Aprovado</b>
<b>Área interna</b>	394,08 mm <sup>2</sup>				
<b>Qdade de cabos</b>	3				
<b>Ocupação máx. %</b>	40%				
<b>Área ocupada</b>	68,71 mm <sup>2</sup>				
<b>Ocupação calc.</b>	17,43%				
Lista de cabos					
Item	Identificação	Formação	Diâmetro Externo	Área ocupada	[x]
1	TOMADA (F)	Cabo Flexível PVC 0,6/1kV, Formação: 1 x 2,5 mm <sup>2</sup>	5,40 mm	22,90 mm <sup>2</sup>	X
2	TOMADA (N)	Cabo Flexível PVC 0,6/1kV, Formação: 1 x 2,5 mm <sup>2</sup>	5,40 mm	22,90 mm <sup>2</sup>	X
3	TOMADA (T)	Cabo Flexível PVC 0,6/1kV, Formação: 1 x 2,5 mm <sup>2</sup>	5,40 mm	22,90 mm <sup>2</sup>	X

Com uma área de ocupação de 68,71 mm<sup>2</sup> seria adotado eletroduto de 3/4" com uma área interna de 394,08 mm<sup>2</sup>, o resultado e um 17,43% de ocupação,

**Do QM ao QGBT: (3 Fases + 1 Neutros + 1 proteção)**

**Quadro 3.6 – Verificação de Ocupação dos Eletrodutos - Alim**

Verificação de Ocupação de Eletrodutos					
<b>Eletroduto</b>	Eletroduto 2"				<b>Eletroduto Aprovado</b>
<b>Área interna</b>	2315,74 mm <sup>2</sup>				
<b>Qdade de cabos</b>	5				
<b>Ocupação máx. %</b>	40%				
<b>Área ocupada</b>	361,91 mm <sup>2</sup>				
<b>Ocupação calc.</b>	15,63%				
Lista de cabos					
Item	Identificação	Formação	Diâmetro Externo	Área ocupada	[x]
1	ALIM (R)	Cabo Flexível PVC 0,6/1kV, Formação: 1 x 16 mm <sup>2</sup>	9,60 mm	72,38 mm <sup>2</sup>	X
2	ALIM (S)	Cabo Flexível PVC 0,6/1kV, Formação: 1 x 16 mm <sup>2</sup>	9,60 mm	72,38 mm <sup>2</sup>	X
3	ALIM (T)	Cabo Flexível PVC 0,6/1kV, Formação: 1 x 16 mm <sup>2</sup>	9,60 mm	72,38 mm <sup>2</sup>	X
4	ALIM (N)	Cabo Flexível PVC 0,6/1kV, Formação: 1 x 16 mm <sup>2</sup>	9,60 mm	72,38 mm <sup>2</sup>	X
5	ALIM (Pe)	Cabo Flexível PVC 0,6/1kV, Formação: 1 x 16 mm <sup>2</sup>	9,60 mm	72,38 mm <sup>2</sup>	X

Com uma área de ocupação de 361,91 mm<sup>2</sup> seria adotado eletroduto de 2" com uma área interna de 2315,74 mm<sup>2</sup>, o resultado e um 15,63% de ocupação mais para uma maior padronização dos eletrodutos será adotado como seção mínima o eletroduto de 3".

**Do QGBT ao CCM 1, 2, 3: (3 Fases + 1 Neutros + 1 proteção)**

**Quadro 3.7 – Verificação de Ocupação dos Eletrodutos - QGBT**

Verificação de Ocupação de Eletrodutos					
<b>Eletroduto</b>	Eletroduto 1"				<b>Eletroduto Aprovado</b>
<b>Área interna</b>	633,47 mm <sup>2</sup>				
<b>Qdade de cabos</b>	3				
<b>Ocupação máx. %</b>	40%				
<b>Área ocupada</b>	99,55 mm <sup>2</sup>				
<b>Ocupação calc.</b>	15,71%				
Lista de cabos					
Item	Identificação	Formação	Diâmetro Externo	Área ocupada	[x]
1	QGBT-CCM1 (R)	Cabo Flexível PVC 0,6/1kV, Formação: 1 x 4 mm <sup>2</sup>	6,50 mm	33,18 mm <sup>2</sup>	X
2	QGBT-CCM1 (S)	Cabo Flexível PVC 0,6/1kV, Formação: 1 x 4 mm <sup>2</sup>	6,50 mm	33,18 mm <sup>2</sup>	X
3	QGBT-CCM1 (T)	Cabo Flexível PVC 0,6/1kV, Formação: 1 x 4 mm <sup>2</sup>	6,50 mm	33,18 mm <sup>2</sup>	X
4	QGBT-CCM1 (N)	Cabo Flexível PVC 0,6/1kV, Formação: 1 x 4 mm <sup>2</sup>	6,50 mm	33,18 mm <sup>2</sup>	
5	QGBT-CCM1 (PE)	Cabo Flexível PVC 0,6/1kV, Formação: 1 x 4 mm <sup>2</sup>	6,50 mm	33,18 mm <sup>2</sup>	

Com uma área de ocupação de 99,55 mm<sup>2</sup> seria adotado eletroduto de 1" com uma área interna de 633,47 mm<sup>2</sup>, o resultado e um 15,71% de ocupação.

**Do CCM Aos Motores: (3 Fases + 1 Proteção)**

**Quadro 3.8 – Verificação de Ocupação dos Eletrodutos – CCM-VM**

Verificação de Ocupação de Eletrodutos					
<b>Eletroduto</b>	Eletroduto 3/4"				<b>Eletroduto Aprovado</b>
<b>Área interna</b>	394,08 mm <sup>2</sup>				
<b>Qdade de cabos</b>	4				
<b>Ocupação máx. %</b>	40%				
<b>Área ocupada</b>	91,61 mm <sup>2</sup>				
<b>Ocupação calc.</b>	23,25%				
Lista de cabos					
Item	Identificação	Formação	Diâmetro Externo	Área ocupada	[x]
1	CCM - VM (R)	Cabo Flexível PVC 0,6/1kV, Formação: 1 x 2,5 mm <sup>2</sup>	5,40 mm	22,90 mm <sup>2</sup>	X
2	CCM - VM (S)	Cabo Flexível PVC 0,6/1kV, Formação: 1 x 2,5 mm <sup>2</sup>	5,40 mm	22,90 mm <sup>2</sup>	X
3	CCM - VM (T)	Cabo Flexível PVC 0,6/1kV, Formação: 1 x 2,5 mm <sup>2</sup>	5,40 mm	22,90 mm <sup>2</sup>	X
4	CCM - VM (Pe)	Cabo Flexível PVC 0,6/1kV, Formação: 1 x 2,5 mm <sup>2</sup>	5,40 mm	22,90 mm <sup>2</sup>	X
5					

Com uma área de ocupação de 91,61 mm<sup>2</sup> seria adotado eletroduto de 3/4" com uma área interna de 394,08 mm<sup>2</sup>, o resultado e um 23,25% de ocupação

**Alimentador Geral: (3 Fases + 1 Neutro + 1 Proteção)**

**Quadro 3.9 - Verificação de Ocupação dos Eletrodutos - TR-MED**

Verificação de Ocupação de Eletrodutos					
<b>Eletroduto</b>	Eletroduto 2.1/2"				<b>Eletroduto Aprovado</b>
<b>Área interna</b>	3782,76 mm <sup>2</sup>				
<b>Qdade de cabos</b>	4				
<b>Ocupação máx. %</b>	40%				
<b>Área ocupada</b>	380,13 mm <sup>2</sup>				
<b>Ocupação calc.</b>	10,05%				
Lista de cabos					
Item	Identificação	Formação	Diâmetro Externo	Área ocupada	[x]
1	TR- MED (R)	Cabo Flexível PVC 0,6/1kV, Formação: 1 x 25 mm <sup>2</sup>	11,00 mm	95,03 mm <sup>2</sup>	X
2	TR- MED (S)	Cabo Flexível PVC 0,6/1kV, Formação: 1 x 25 mm <sup>2</sup>	11,00 mm	95,03 mm <sup>2</sup>	X
3	TR- MED (T)	Cabo Flexível PVC 0,6/1kV, Formação: 1 x 25 mm <sup>2</sup>	11,00 mm	95,03 mm <sup>2</sup>	X
4	TR- MED (Pe)	Cabo Flexível PVC 0,6/1kV, Formação: 1 x 25 mm <sup>2</sup>	11,00 mm	95,03 mm <sup>2</sup>	X

Com uma área de ocupação de 380,13 mm<sup>2</sup> seria adotado eletroduto de 2 1/2" com uma área interna de 3782,76 mm<sup>2</sup>, o resultado e um 10,05% de ocupação.

### 3.3 - MEMORIAL DE CÁLCULO SPDA DA BARRAGEM POÇO COMPRIDO

#### 3.3.1 - Parâmetros da Edificação

C = 5,20 metros (Comprimento)

L = 4,80 metros (Largura)

A = 3,25 metros (Altura)

#### 3.3.2 - Avaliação do Risco de Exposição

E = Área de exposição A

$e = CL + 2CA + 2LA + 3,14 (A \times A)$

$Ae = 123,12 \text{ m}^2$

#### 3.3.3 - Densidade de Descargas para a Terra

Ng = Número de raios para a terra por Km<sup>2</sup> por ano

$Ng = 0,04 \times Td^{1,25} Td = 30$  (nº de dias de trovoadas por ano)

$Ng = 0,04 \times 30^{1,25} Ng = 2,80$  descargas Km<sup>2</sup> /ano

#### 3.3.4 - Frequência Média Anual Previsível de Descargas

$N = Ng \times Ae \times 10^{-6}$

$N = 344,76, \times 10^{-6}$

#### 3.3.5 - Fatores de Ponderação

A = 1,0 (Tipo de ocupação da Estrutura)

B = 1,0 (Tipo de construção da Estrutura)

C = 0,8 (Conteúdo da estrutura)

D = 1,0 (Localização da estrutura)

E = 1,0 (Topografia)

#### 3.3.6 - Np= Valor Ponderado de N

$Np = N \times A \times B \times C \times D \times E$

$Np = 275,80 \times 10^{-6} \text{ Desc. / ano} = 0,0002783$

#### 3.3.7 - Parâmetros da Norma

Se NP >= 10<sup>-3</sup>, A estrutura requer proteção.

Se  $NP \leq 10^{-5}$ , A estrutura não requer proteção.

Se  $10^{-3} > NP > 10^{-5}$ , A necessidade poderá ser discutida c/ proprietário.

### 3.3.8 - Conclusão do Cálculo

No projeto, a NP é menor que  $10^{-3}$  e maior que  $10^{-5}$  portanto, a estrutura requer avaliação para proteção, no entanto, foi decidido colocar por ser uma área remota sem outras edificações. Uma proteção SPDA tipo gaiola de Faraday no perímetro da edificação.

### 3.4 - DIMENSIONAMENTO DA SUBESTAÇÃO DA TOMADA D'ÁGUA DA BARRAGEM DO POÇO COMPRIDO

A potência aparente (S) contemplando as cargas do consumidor, em kVA, é calculada pela seguinte expressão:

$$S(kVA) = D(kW) / 0.92 \quad (1.71)$$

$$D = \left( \frac{0,77a}{fp} + 0,7b + 0,95c + 0,59d + 1,2e + f + g \right) \quad (1.72)$$

Onde:

Sendo:

- D (kW) = Demanda total
- a (kW) = Demanda de iluminação e tomadas, calculada conforme fatores de demanda da tabela 3.
- b (kW) = Demanda dos aparelhos para aquecimento de água (chuveiros, aquecedores, torneiras etc.) calculada conforme tabela 4.
- c (kW) = Demanda secador de roupa, forno de micro-ondas máquina de lavar louça e hidro massagem calculada conforme tabela 5.
- d (kW) = Demanda de fogão e forno elétrico calculada conforme tabela 6.
- e (kW) = Demanda dos aparelhos de ar-condicionado tipo janela ou centrais individuais, calculada conforme tabelas 8 e 9, respectivamente, para as residências e não residências; Demanda das unidades centrais de ar-condicionado, calculadas a partir das respectivas correntes máximas totais, valores a serem fornecidos pelos fabricantes e considerando-se o fator de demanda de 100%.

- f (kW) = Demanda dos motores elétricos e máquinas de solda tipo motor gerador, conforme tabelas 10 e 11. Não serão permitidos, motores com potência maior que 30 CV, os métodos de partidas dos motores trifásicos, conforme tabela 13.
- g (kW) = Demanda de máquinas de solda a transformador e aparelhos de raios X, calculadas conforme tabela 12.

**Conforme CNC-OMBR-MAT-18-0125-EDCE - ENEL**

D = Demanda total da Instalação.

a - Demanda das Potências, em kW, para iluminação e tomadas de uso geral.(ventiladores, máquinas de calcular, televisão, som, etc. ).

\* FP - Fator de Potência para iluminação e tomadas. Seu valor é determinado em função do tipo de iluminação e reatores utilizados.

f.p. ( adotado )	0,92	
Iluminação	2,63 kW	
Tomadas ( Tug's)	0,90 kW	( uso geral )
<b>Total</b>	<b>3,53 kW</b>	

\* Cálculo conforme Tabela 1 - NT-C 002-2017-R04.

Descrição	Fator de Demanda	Carga Ilum/Tom	Carga Demandada
Indústrias em Geral	100 %	3,53 kW	3,53 kW
			<b>3,53 kW</b>

**a = 3,53 kW**

b - Demanda de todos os aparelhos de aquecimento, em kVA. ( chuveiros, aquecedores, fornos, fogões, etc. ), calculada conforme Tabela 2 - NT-C 002-2017-R04.

	Nº de Aparelhos	Fator de Demanda ( % )	Carga	Carga Demandada
Potência Individual até 3,5 kW	0	49	0,00 kW	0,00 kW
Potência Individual acima de 3,5 kW	0	55	0,00 kW	0,00 kW
				<b>0,00 kW</b>

**b = 0 kVA**

c - Demanda de todos os aparelhos de ar-condicionado, em kW. Calculada conforme Tabela 3 - NT-C 002-2017-R04

Nº de Aparelhos	Fator de Demanda ( % )	Carga	Carga Demandada
0	100	0,00 kW	0,00 kW
			<b>0,00 kW</b>

**c = 0 kW**

d - Potência Nominal, em kW, das Bombas d'água do sistema de serviço da instalação. (não considerar bomba reserva).

	Potência		Total
Bombas	10,00 CV	7360 W	7,36 kW

**d = 7,36 kW**

e - Demanda de todos os elevadores em kW. Calculada conforme Tabela 4 - NT-C 002-2017-R04.

Nº de Elevadores por Bloco	Fator de Demanda (%)	Carga	Carga Demandada
0	0	0,00 kW	0,00 kW
			<b>0,00 kW</b>

**e = 0 kW**

f - Demanda de Motores. Tabela 5; - NT-C 002-2017-R04, Tabela 6 - NT-C 002-2017-R04  
 $f = \sum (0,87 \times Pnm \times Fu \times Fs)$

Qte.	Pnm	Fu	Fs	Total
1	2	0,85	0,7	1,04
2	2,5	0,85	0,7	2,59
2	1,5	0,85	0,7	1,55

**f = 5,18**

Pnm - Potência Nominal dos Motores em CV, utilizados em processo industrial;

Fu = Fator de utilização dos motores, fornecido na Tabela 09 da NT-002.

Fs = Fator de Simultaneidade dos motores, fornecido na Tabela 10 da NT-002.

g - Outras cargas não relacionadas em kVA:

**g = 0,00 kW**  
**0,00 kVA**

f.p 0,92

**g = 0 kVA**

$$D = \left( \frac{0,77a}{fp} + 0,7b + 0,95c + 0,59d + 1,2e + f + g \right)$$

Dados						
a	b	c	d	e	f	g
2,95 kW	0,00 kW	0,00 kW	7,36 kW	0,00 kW	3,62	0,00kVA

**D = 10,44 kVA**

**Transformador Adotado**  
**45,00 kVA**

\* Reserva  $\leq 30\%$

$$R = (1 - (10,36 / 45)) \times 100 = 76,98 \%$$

Consultar tabelas da Enel **CONSULTAR TABELAS DA COELCE**

### 3.4.1 - Corrente de Curto Circuito (I<sub>cc</sub>)

$$I_{cc} = \frac{I_T}{Z\%} \times 100 = A \quad (1.73)$$

Z = 3,5%

IT – corrente nominal do transformador, em A;

Z% – impedância percentual do transformador.

$$I_T = \frac{45 \times 1000}{380 \times \sqrt{3}} = 68,45 \text{ A}$$

$$I_{CC} = \frac{68,45}{3,5} \times 100 = 1955,75 \text{ A}$$

Adotado  $I_{CC} = 5 \text{ Ka}$

### 3.4.2 - Dimensionamento dos Cabos e Disjuntores da Medição ao QGBT

#### Características do Circuito

Nº de Condutores Carregados >	3	Tipo de Condutor >	EPR ou XLPE
Tensão >	380 V	Classe de Tensão >	0,6/1 kV
Fator de Potência >	0,7	Extensão >	30 m
Corrente de Curto Circ. >	5 kA		

#### Dimensionamento

Qtd.	Potência Instalada	Pot. (W)	Total
1		13588	13588 W
			<b>13588 W</b>

#### Corrente Calculada ( $I_c$ )

$$I_c = \frac{13588 \text{ W}}{\sqrt{3} \times 380 \times 0,7} \quad I_c = 29,49 \text{ A}$$

#### Corrente de Projeto ( $I_b$ )

Nº de Circuitos Agrupados >	1
Fator de Agrupamento (f) >	1
Linha não Subterrânea -	
Temperatura Ambiente (40º) >	0,91
<b>Cabo Estimado &gt;</b>	<b>16 mm<sup>2</sup></b>
Capacidade de Condução >	88 A
Capacidade de Condução Final >	80,08 A

#### Queda de Tensão

$$\Delta U = \frac{\sqrt{3} \times 29,49 \times 30 \times 0,7}{56 \times 16} \quad \Delta U = 1,2 \text{ V}$$

$$\Delta \% = \frac{\Delta U}{380} \times 100 \quad \Delta \% = 0,32 \%$$

#### Proteção do Circuito

$I_{proteção} = 29,49 \times 1,15 \quad I_{proteção} = 33,92 \text{ A}$   
**Disjuntor Adotado > 40 A / 380V / 5 kA ( Tripolar )**

Como a corrente de proteção do circuito é de 33,92 A, será adotado um disjuntor de 40A e um condutor de 16 mm<sup>2</sup> cuja capacidade de condução é de 88A conforme especificado.

**disjuntor > 40**

### 3.4.3 - Dimensionamento dos Cabos de Descida de BT

#### Características do Circuito

Nº de Condutores Carregados >	3	Tipo de Condutor >	EPR ou XLPE
Tensão >	380 V	Classe de Tensão >	0,6/1 kV
Fator de Potência >	0,8	Extensão >	20 m
Corrente de Curto Circ. >	5 kA		

#### Dimensionamento

Qtd.	Potência Transformador	Pot. (W)	Total
1		45000	45000 W
			<b>45000 W</b>

#### Corrente Calculada ( $I_c$ )

$$I_c = \frac{45000 \text{ W}}{\sqrt{3} \times 380 \times 0,8} \quad I_c = 85,46 \text{ A}$$

#### Corrente de Projeto ( $I_b$ )

Nº de Circuitos Agrupados >	1
Fator de Agrupamento (f) >	1
Linha não Subterrânea -	
Temperatura Ambiente (40º) >	0,91
<b>Cabo Estimado &gt;</b>	<b>25 mm<sup>2</sup></b>
Capacidade de Condução >	117 A
Capacidade de Condução Final >	106,47 A

#### Queda de Tensão

$$\Delta U = \frac{\sqrt{3} \times 85,46 \times 20 \times 0,8}{56 \times 25} \quad \Delta U = 1,69 \text{ V}$$

$$\Delta \% = \frac{\Delta U}{380} \times 100 \quad \Delta \% = 0,45 \%$$

Os cabos de descida de baixa tensão serão na seguinte bitola conforme tabela 1 da **CNC-OMBR-MAT-18-0124-EDCE ENEL**.

**- 3 x 25 mm<sup>2</sup> + (25) + 16**

### 3.4.4 - Dimensionamento dos Barramentos de MT

Os barramentos de baixa tensão serão na seguinte bitola conforme tabela 12 da **CNC-OMBR-MAT-18-0125-EDCE ENEL**.

Transformador de **45 KVA** mínimo de **1 / 2" x 1 / 8"**

### **3.4.5 - Dimensionamento dos Eletrodutos Descida**

Os eletrodutos serão em **PVC** rígido na seguinte bitola: conforme tabela **1** da **CNC-OMBR-MAT-18-0124-EDCE ENEL**.

Transformador de **45 KVA** mínimo de **Ø 2 ½"**

### **3.4.6 - Dimensionamento do Poste**

Os Postes serão em concreto armado tipo duplo **T** conforme tabela **2** da **MAT-OMBR-MAT-18-0085-EDBR ENEL**.

Poste de Concreto Duplo **T** da N **300 / 11"**.

## 4 - PROJETO ESTRUTURAL

## 4 - PROJETO ESTRUTURAL

### 4.1 - APRESENTAÇÃO

A presente memória de cálculo refere-se ao projeto estrutural das obras em concreto armado, abaixo discriminadas.

- Torre de Comando-Boca de Montante
- Passarela de acesso
- Galeria
- Boca de Jusante
- Casa de Comando

Cargas:

- Carga permanente:  $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$

Concreto

- Estrutural:  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
- Regularização:  $f_{ck} = 15 \text{ MPa}$

Empuxo nas Cortinas:

$$E = \frac{1}{2} \gamma h^2$$

Agressividade Ambiental-Nível II (NBR 6118)

As fundações são diretas com tensão admissível no solo de 0.5 MPa e com coeficiente winkler de 1000 kN/m<sup>3</sup> para as estruturas assentes em rocha.

As passarelas serão assentes em solo compactado com tensão admissível no solo de 0.35 MPa sobre o paramento vertical compactado.

### 4.2 - PROGRAMAS UTILIZADOS

#### I. CYPECAD

Programa elaborado para realizar o cálculo e dimensionamento de estruturas de concreto armado de todos os elementos estruturais através do cálculo 3D

#### II. SAP 2000

- O programa permite de maneira rápida e fácil utilizar a discretização de todos os elementos estruturais.

#### 4.3 - DADOS DE ENTRADA E SAÍDA DOS PROGRAMAS

##### 4.3.1 - Torre de Comando

###### 4.3.1.1 - Dados de entrada

#### VERSÃO DO PROGRAMA E NÚMERO DA LICENÇA

- Versão: 2016
- Número de licença: 116220

#### DADOS GERAIS DA ESTRUTURA

- Projeto: Poço Comprido
- Chave: TORRE DE COMANDO

#### NORMAS CONSIDERADAS

- Concreto: ABNT NBR 6118:2014
- Aços dobrados: ABNT NBR 14762: 2010
- Aços laminados e soldados: ABNT NBR 8800:2008
- Categoria de uso: Edificações residenciais

#### AÇÕES CONSIDERADAS

##### Verticais

<b>Piso</b>	<b>S.C.U (t/m<sup>2</sup>)</b>	<b>C. permanentes (t/m<sup>2</sup>)</b>
Piso 8	0,10	0,15
Piso 7	0,30	0,10
Piso 6	0,30	0,10
Piso 5	0,30	0,10
Piso 4	0,30	0,10
Piso 3	0,30	0,10
Piso 2	0,30	0,10
Piso 1	0,00	0,10
Fundação cx. Mont.	0,30	0,00

##### Vento

Sem ação de vento

##### Hipóteses/ações de carga

Automáticas: Peso próprio, Cargas permanentes e Sobrecarga

##### Relatório de cargas

Cargas especiais introduzidas (em t, t/m e t/m<sup>2</sup>)

Grupo	Hipótese	Tipo	Valor	Coordenadas
7	Cargas permanentes	Concentrada	12.50	(1.50, 4.20)
	Cargas permanentes	Concentrada	12.50	(6.14, 4.15)
	Cargas permanentes	Concentrada	12.50	(6.20, 1.06)
	Cargas permanentes	Concentrada	12.50	(1.50, 1.06)
	Cargas permanentes	Concentrada	12.50	(1.50, 7.09)

## ESTADOS LIMITES

E.L.U. Concreto E.L.Útil Fissuração. Concreto E.L.U. Concreto em fundações	ABNT NBR 6118:2007(ELU)
Tensões sobre o terreno Deslocamentos	Ações características

## SITUAÇÕES DE PROJETO

Para as distintas situações de projeto, as combinações de ações serão definidas de acordo com os seguintes critérios:

- Com coeficientes de combinação
- Sem coeficientes de combinação

Onde:

Gk Ação permanente

Pk Ação de pré-esforço

Qk Ação variável

gG Coeficiente parcial de segurança das ações permanentes

gP Coeficiente parcial de segurança da ação de pré-esforço

gQ,1 Coeficiente parcial de segurança da ação variável principal

gQ,i Coeficiente parcial de segurança das ações variáveis de acompanhamento

yp,1 Coeficiente de combinação da ação variável principal

ya,i Coeficiente de combinação das ações variáveis de acompanhamento

Coeficientes parciais de segurança (g) e coeficientes de combinação (y)

Para cada situação de projeto e estado limite, os coeficientes a utilizar serão:

- E.L.U. Concreto: ABNT NBR 6118:2014
- E.L.U. Concreto em fundações: ABNT NBR 6118:2014

Situação 1				
	Coeficientes parciais de segurança (g)		Coeficientes de combinação (y)	
	Favorável	Desfavorável	Principal (yp)	Acompanhamento (ya)
Permanente (G)	1.000	1.400		
Sobrecarga (Q)	0.000	1.400	1.000	0.500

– E.L.Útil Fissuração. Concreto: ABNT NBR 6118:2014

Situação 1				
	Coeficientes parciais de segurança (g)		Coeficientes de combinação (y)	
	Favorável	Desfavorável	Principal (yp)	Acompanhamento (ya)
Permanente (G)	1.000	1.000		
Sobrecarga (Q)	0.000	1.400	0.4	0.300

### Tensões sobre o terreno

	Ações variáveis sem sismo	
	Favorável	Desfavorável
Permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000

### Deslocamentos

	Ações variáveis sem sismo	
	Favorável	Desfavorável
Permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000

### Combinações

- Nomes das ações

PP Peso próprio

CP Cargas permanentes

Qa Sobrecarga

- E.L.U. Concreto

- E.L.U. Concreto em fundações

Comb.	PP	cp	Qa
1	1.00	1.00	0
2	1.40	1.40	0
3	1.00	1.00	1.40
4	1.40	1.40	1.40

- E.L.Útil Fissuração. Concreto

Comb.	PP	cp	Qa
1	1.00	1.00	0
2	1.00	1.00	0.40

- Tensões sobre o terreno

- Deslocamentos

Comb.	PP	cp	Qa
1	1.00	1.00	0
2	1.00	1.00	1.00

#### DADOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS E PISOS

Grupo	Nome de grupo	Piso	Nome de Piso	Altura	cota
8	Piso 8	8	Piso 8	1.50	32.91
7	Piso 7	7	Piso 7	5.50	31.41
6	Piso 6	6	Piso 6	4.90	25.91
5	Piso 5	5	Piso 5	4.90	21.01
4	Piso 4	4	Piso 4	4.90	16.11
3	Piso 3	3	Piso 3	4.90	11.21
2	Piso 2	2	Piso 2	4.90	6.31
1	Piso 1	1	Piso 1	1.41	1.41
0	Fundação	0			0

#### DADOS GEOMÉTRICOS DE PILARES, PILARES-PAREDES E CORTINAS

##### Pilares

GI: grupo inicial

GF: grupo final

Ang: ângulo do pilar em graus sexagesimais

### Dados dos pilares

Referência	Coord(P.Fixo)	GI- GF	Vinculação exterior	Ang.	Ponto fixo
P1	1.50, 7.50	6-8	Sem vinculação exterior	0.0	Centro
P2	6.19, 7.50	6-8	Sem vinculação exterior	0.0	Centro
P3	1.52, 0.70	6-8	Sem vinculação exterior	0.0	Centro
P4	6.19, 0.70	6-8	Sem vinculação exterior	0.0	Centro

### Cortinas

As coordenadas dos vértices inicial e final são absolutas.

As dimensões estão expressas em metros.

### Dados geométricos da cortina

Referência	Tipo cort.	GI- GF	Inicial/vértices/ final	Piso	Dimensões Esquerda+Direita= Total
C1	Cortina de concreto armado	0-6	(2.50, 7.52) (6.14, 7.52)	6	0.175+0.175=0.35
				5	0.175+0.175=0.35
				4	0.175+0.175=0.35
				3	0.175+0.175=0.35
				2	0.175+0.175=0.35
				1	0.175+0.175=0.35
C2	Cortina de concreto armado	0-6	(2.50, 4.10) (6.14, 4.10)	6	0.35+0.35=0.7
				5	0.35+0.35=0.7
				4	0.35+0.35=0.7
				3	0.35+0.35=0.7
				2	0.35+0.35=0.7
				1	0.35+0.35=0.7
C3	Cortina de concreto armado	0-6	(2.50, 0.67) (6.14, 0.67)	6	0.175+0.175=0.35
				5	0.175+0.175=0.35
				4	0.175+0.175=0.35
				3	0.175+0.175=0.35
				2	0.175+0.175=0.35
				1	0.175+0.175=0.35
C6	Cortina de concreto armado	0-6	(4.75, 0.67) (4.75, 7.52)	6	0.3+0.3=0.6
				5	0.3+0.3=0.6
				4	0.3+0.3=0.6
				3	0.3+0.3=0.6
				2	0.3+0.3=0.6
				1	0.3+0.3=0.6
C7	Cortina de concreto armado	0-6	(6.14, 0.67) (6.14, 7.52)	6	0.25+0.25=0.5
				5	0.25+0.25=0.5
				4	0.25+0.25=0.5
				3	0.25+0.25=0.5
				2	0.25+0.25=0.5
				1	0.25+0.25=0.5

### Empuxos e sapata da cortina

Referência	Empuxos	Sapata da cortina
C1	Empuxo esquerdo: Sem empuxos Empuxo direito: Sem empuxos	Viga de fundação: 0.350 x 3.000 Balanços: esq.:0.00 dir.:0.00 altura:3.00 Tensões admissíveis - Combinações fundamentais: 5.00 kgf/cm <sup>2</sup> - Combinações acidentais: 6.50 kgf/cm <sup>2</sup> Módulo de Winkler: 25000.00 t/m <sup>3</sup>
C2	Empuxo esquerdo: Sem empuxos Empuxo direito: Sem empuxos	Viga de fundação: 0.700 x 3.000 Balanços: esq.:0.00 dir.:0.00 altura:3.00 Tensões admissíveis -Combinações fundamentais: 5.00 kgf/cm <sup>2</sup> -Combinações acidentais: 6.50 kgf/cm <sup>2</sup> Módulo de Winkler: 25000.00 t/m <sup>3</sup>
C3	Empuxo esquerdo: Sem empuxos Empuxo direito: Sem empuxos	Viga de fundação: 0.350 x 3.000 Balanços: esq.:0.00 dir.:0.00 altura:3.00 Tensões admissíveis -Combinações fundamentais: 5.00 kgf/cm <sup>2</sup> -Combinações acidentais: 6.50 kgf/cm <sup>2</sup> Módulo de Winkler: 25000.00 t/m <sup>3</sup>
C6	Empuxo esquerdo: Sem empuxos Empuxo direito: Sem empuxos	Viga de fundação: 0.600 x 3.000 Balanços: esq.:0.00 dir.:0.00 altura:3.00 Tensões admissíveis -Combinações fundamentais: 5.00 kgf/cm <sup>2</sup> -Combinações acidentais: 6.50 kgf/cm <sup>2</sup> Módulo de Winkler: 25000.00 t/m <sup>3</sup>
C7	Empuxo esquerdo: Sem empuxos Empuxo direito: Sem empuxos	Viga de fundação: 0.500 x 3.000 Balanços: esq.:0.00 dir.:0.00 altura:3.00 Tensões admissíveis -Combinações fundamentais: 5.00 kgf/cm <sup>2</sup> -Combinações acidentais: 6.50 kgf/cm <sup>2</sup> Módulo de Winkler: 25000.00 t/m <sup>3</sup>

### DIMENSÕES, COEFICIENTES DE ENGASTAMENTO E COEFICIENTES DE FLAMBAGEM PARA CADA PISO

Pilar	Piso	Dimensões	Coeficiente de engastamento		Coeficiente de flambagem		Coeficiente de rigidez axial
		(cm)	Ext.Superior	Ext.Inferior	X	Y	
Para todos os pilares	8	40x40	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
	7	40x40	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

## LAJES E ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO ( CX. MONTANTE)

Lajes fundação	Altura (cm)	Coef. de recalque (t/m <sup>3</sup> )	Tensão admissível em combinações fundamentais (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tensão admissível em combinações acidentais (kgf/cm <sup>2</sup> )
Todas	482	10000.00	5.00	6.50

## MATERIAIS UTILIZADOS

### Concretos

Elemento	Concreto	Fck (kgf/cm <sup>2</sup> )	gc	Tamanho máximo do agregado (mm)	Ec (kgf/cm <sup>2</sup> )
Todos	C30, em geral	306	1.40	15	265759

### Aços por elemento

#### Aços em barras

Elemento	Aço	Fyk (kgf/cm <sup>2</sup> )	gs
Todos	CA-50 e CA-60	5097 a 6116	1.15

#### Aços em perfis

Tipo de aço para perfis	Aço	Limite elástico (kgf/cm <sup>2</sup> )	Módulo de elasticidade (kgf/cm <sup>2</sup> )
Aço dobrado	CF-26	2650	2038736
Aço laminado	A-36	2548	2038736

#### 4.3.1.2 - Modelo Digital 3d



#### 4.3.1.3 - Esforços e Armaduras de Pilares, Paredes, Cortinas e Muros.

##### MATERIAIS

##### Concretos

Elemento	Concreto	$f_{ck}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\gamma_c$	Tamanho máximo do agregado (mm)	$E_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
Todos	C30, em geral	306	1.40	15	265759

##### Aços por elemento

##### Aços em barras

Elemento	Aço	$f_{yk}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\gamma_s$
Todos	CA-50 e CA-60	5097 a 6116	1.15

## Aços em perfis

Tipo de aço para perfis	Aço	Limite elástico (kgf/cm <sup>2</sup> )	Módulo de elasticidade (kgf/cm <sup>2</sup> )
Aço dobrado	CF-26	2650	2038736
Aço laminado	A-36	2548	2038736

## ARM.PILARES E PILARES PAREDES - TORRE

### Pilares da torre.

Armadura de pilares											
Concreto: C30, em geral											
Pilar	Geometria			Armaduras						Aprov. (%)	Estado
	Planta	Dimensões (cm)	Tramo (m)	Barras				Estribos			
				Cantos	Face X	Face Y	Taxa (%)	Descrição <sup>(1)</sup>	Espaçamento (cm)		
P1	Piso 8	40x40	31.41/32.76	4Ø12.5	2Ø10	-	0.92	1eØ5.0+X2rØ5.0+Y2rØ5.0	12	95.1	Passa
	Piso 7	40x40	25.91/30.66	4Ø12.5	2Ø10	-	0.92	1eØ5.0	12	95.7	Passa
	Piso 6	-	-	4Ø12.5	2Ø10	-	0.92	1eØ5.0	-	30.6	Passa
P2	Piso 8	40x40	31.41/32.76	4Ø12.5	2Ø10	-	0.81	1eØ5.0+X2rØ5.0+Y2rØ5.0	12	96.7	Passa
	Piso 7	40x40	25.91/30.66	4Ø12.5	2Ø10	-	0.81	1eØ5.0	12	96.7	Passa
	Piso 6	-	-	4Ø12.5	2Ø10	-	0.81	1eØ5.0	-	29.0	Passa
P3	Piso 8	40x40	31.41/32.76	4Ø12.5	2Ø10	-	0.92	1eØ5.0+X2rØ5.0+Y2rØ5.0	12	92.9	Passa
	Piso 7	40x40	25.91/30.66	4Ø12.5	2Ø10	-	0.92	1eØ5.0	12	93.4	Passa
	Piso 6	-	-	4Ø12.5	2Ø10	-	0.92	1eØ5.0	-	30.3	Passa
P4	Piso 8	40x40	31.41/32.76	4Ø12.5	2Ø10	-	0.81	1eØ5.0+X2rØ5.0+Y2rØ5.0	12	98.9	Passa
	Piso 7	40x40	25.91/30.66	4Ø12.5	2Ø10	-	0.81	1eØ5.0	12	98.9	Passa
	Piso 6	-	-	4Ø12.5	2Ø10	-	0.81	1eØ5.0	-	28.5	Passa

Notas:  
<sup>(1)</sup> e = estribo, r = ramo

## ESFORÇOS EM PILARES, PILARES-PAREDES E MUROS POR HIPÓTESE

Tramo: Nível inicial / nível final do tramo entre pisos.

Nota:

– Esforços em relação aos eixos locais dos pilares e cortinas da torre.

Pilar	Planta	Dimensão (cm)	Tramo (m)	Hipótese	Base						Ext.Sup.						
					N (t)	Mx (t-m)	My (t-m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t-m)	N (t)	Mx (t-m)	My (t-m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t-m)	
P1	Piso 8	40x40	31.41/32.76	Peso próprio	5.82	0.85	-2.14	1.06	-2.66	-0.00	5.28	-0.58	1.46	1.06	-2.66	-0.00	
				Cargas permanentes	1.38	0.35	-5.72	0.39	-3.95	-0.00	1.38	-0.17	-0.38	0.39	-3.95	-0.00	
				Sobrecarga	0.90	0.15	-0.36	0.20	-0.49	-0.00	0.90	-0.12	0.30	0.20	-0.49	-0.00	
	Piso 7	40x40	25.91/30.66	Peso próprio	11.24	-0.45	-0.49	-0.11	-0.18	-0.00	9.34	0.08	0.35	-0.11	-0.18	-0.00	
				Cargas permanentes	20.49	-0.74	-1.00	-0.19	-0.83	-0.00	20.49	0.16	2.96	-0.19	-0.83	-0.00	
				Sobrecarga	1.42	-0.07	-0.21	-0.02	-0.06	-0.00	1.42	0.02	0.09	-0.02	-0.06	-0.00	
P2	Piso 8	40x40	31.41/32.76	Peso próprio	5.82	-0.86	-2.25	-1.06	-2.74	-0.00	5.28	0.57	1.45	-1.06	-2.74	-0.00	
				Cargas permanentes	1.33	-0.28	-4.96	-0.31	-3.48	-0.00	1.33	0.14	-0.26	-0.31	-3.48	-0.00	
				Sobrecarga	0.90	-0.16	-0.41	-0.20	-0.53	-0.00	0.90	0.12	0.30	-0.20	-0.53	-0.00	
	Piso 7	40x40	25.91/30.66	Peso próprio	11.21	0.33	-0.11	0.11	-0.07	-0.00	9.31	-0.20	0.22	0.11	-0.07	-0.00	
				Cargas permanentes	20.54	0.59	-1.68	0.21	-0.97	-0.00	20.54	-0.40	2.94	0.21	-0.97	-0.00	
				Sobrecarga	1.41	0.05	-0.01	0.02	-0.01	-0.00	1.41	-0.04	0.02	0.02	-0.01	-0.00	
P3	Piso 8	40x40	31.41/32.76	Peso próprio	5.83	0.83	2.15	1.04	2.68	-0.00	5.29	-0.57	-1.46	1.04	2.68	-0.00	
				Cargas permanentes	1.33	0.20	5.56	0.27	3.86	-0.00	1.33	-0.16	0.35	0.27	3.86	-0.00	
				Sobrecarga	0.90	0.15	0.36	0.20	0.49	-0.00	0.90	-0.12	-0.30	0.20	0.49	-0.00	
	Piso 7	40x40	25.91/30.66	Peso próprio	11.27	-0.44	0.49	-0.11	0.18	-0.00	9.37	0.08	-0.36	-0.11	0.18	-0.00	
				Cargas permanentes	20.20	-0.76	0.97	-0.21	0.81	-0.00	20.20	0.24	-2.88	-0.21	0.81	-0.00	
				Sobrecarga	1.42	-0.07	0.21	-0.02	0.06	-0.00	1.42	0.02	-0.09	-0.02	0.06	-0.00	
P4	Piso 8	40x40	31.41/32.76	Peso próprio	5.80	-0.84	2.23	-1.04	2.72	-0.00	5.26	0.56	-1.44	-1.04	2.72	-0.00	
				Cargas permanentes	1.36	-0.31	5.13	-0.35	3.58	-0.00	1.36	0.16	0.29	-0.35	3.58	-0.00	
				Sobrecarga	0.90	-0.15	0.41	-0.20	0.52	-0.00	0.90	0.11	-0.30	-0.20	0.52	-0.00	
	Piso 7	40x40	25.91/30.66	Peso próprio	11.17	0.33	0.11	0.11	0.07	-0.00	9.27	-0.20	-0.21	0.11	0.07	-0.00	
				Cargas permanentes	19.86	0.54	1.70	0.19	1.00	-0.00	19.86	-0.36	-3.03	0.19	1.00	-0.00	
				Sobrecarga	1.40	0.05	0.01	0.02	0.01	-0.00	1.40	-0.04	-0.02	0.02	0.01	-0.00	
C1	Piso 6	35.0	21.01/25.91	Peso próprio	29.20	-12.49	0.33	3.19	0.29	-0.23	17.19	-27.04	-0.53	-0.53	0.20	-0.21	
				Cargas permanentes	19.23	-13.02	0.06	5.48	0.06	-0.09	26.24	-38.55	0.22	-0.35	-0.51	-0.55	
				Sobrecarga	2.81	-2.10	0.08	0.41	0.06	-0.06	3.03	-4.39	-0.21	-0.18	0.12	-0.03	
	Piso 5	35.0	16.11/21.01	Peso próprio	43.37	-15.17	0.31	0.33	0.32	-0.17	29.85	-14.22	-0.17	-0.05	0.07	-0.08	
				Cargas permanentes	15.26	-12.41	0.04	0.68	0.05	-0.03	18.65	-13.87	0.03	0.41	-0.04	0.02	
				Sobrecarga	2.74	-2.28	0.06	0.03	0.05	-0.03	3.00	-2.43	-0.05	-0.02	0.03	-0.02	
	Piso 4	35.0	11.21/16.11	Peso próprio	59.68	-18.13	0.36	-0.00	0.42	-0.17	44.28	-16.38	-0.19	-0.52	0.06	-0.05	
				Cargas permanentes	14.82	-12.41	0.05	0.10	0.07	-0.03	15.21	-12.54	0.00	-0.14	-0.03	0.02	
				Sobrecarga	2.93	-2.52	0.06	-0.00	0.05	-0.03	2.95	-2.56	0.00	-0.05	0.04	-0.02	
	Piso 3	35.0	6.31/11.21	Peso próprio	76.29	-21.60	0.38	-0.09	0.43	-0.22	60.55	-18.98	-0.11	-0.87	-0.06	-0.04	
				Cargas permanentes	14.85	-12.55	0.04	0.03	0.06	-0.04	14.85	-12.41	0.01	-0.28	-0.04	0.02	
				Sobrecarga	3.15	-2.76	0.06	-0.00	0.06	-0.03	3.15	-2.76	-0.05	-0.08	0.03	-0.02	
	Piso 2	35.0	1.41/6.31	Peso próprio	96.11	-27.67	-0.06	-0.49	-0.03	-0.09	77.59	-23.27	-0.11	-1.27	-0.05	0.03	
				Cargas permanentes	15.33	-13.22	-0.01	-0.03	-0.00	-0.02	15.00	-12.76	0.01	-0.27	-0.03	0.02	
				Sobrecarga	3.44	-3.14	0.00	-0.01	-0.00	-0.01	3.39	-3.07	-0.05	-0.07	0.04	-0.01	
	Piso 1	35.0	0.00/1.41	Peso próprio	104.69	-31.33	0.67	-1.72	1.60	1.04	96.77	-27.94	-0.06	-0.62	0.02	-0.07	
				Cargas permanentes	15.39	-14.24	0.05	-0.06	0.12	0.01	15.36	-13.36	0.01	-0.04	0.00	-0.01	
				Sobrecarga	3.44	-3.32	0.01	-0.00	0.02	-0.01	3.44	-3.16	0.00	-0.01	0.00	-0.01	
	C2	Piso 6	70.0	21.01/25.91	Peso próprio	48.70	-25.19	0.00	-6.44	-0.00	0.00	7.41	-6.77	-0.02	-7.15	0.03	0.05
					Cargas permanentes	21.52	-26.23	0.00	-11.02	-0.00	0.01	2.13	1.01	-0.03	-11.48	0.06	0.09
					Sobrecarga	4.45	-4.26	0.00	-0.83	0.00	0.00	2.86	-2.72	-0.00	-1.01	0.01	0.01
		Piso 5	70.0	16.11/21.01	Peso próprio	85.11	-30.31	0.00	-0.67	0.00	0.00	51.49	-26.79	-0.00	-1.26	0.00	-0.00
					Cargas permanentes	27.65	-25.04	0.00	-1.37	-0.00	0.00	22.38	-24.02	0.00	-1.63	0.00	-0.00
					Sobrecarga	5.27	-4.55	0.00	-0.07	0.00	0.00	5.02	-4.73	-0.00	-0.12	0.00	-0.00
Piso 4		70.0	11.21/16.11	Peso próprio	118.84	-36.08	0.00	-0.01	0.00	-0.00	87.53	-32.94	-0.00	-0.96	0.00	-0.00	
				Cargas permanentes	28.83	-24.84	0.00	-0.22	-0.00	0.00	27.91	-24.80	0.00	-0.46	0.00	-0.00	
				Sobrecarga	5.79	-4.99	0.00	0.00	0.00	-0.00	5.81	-5.19	-0.00	-0.05	0.00	-0.00	
Piso 3		70.0	6.31/11.21	Peso próprio	151.90	-42.55	0.00	0.16	0.00	-0.00	121.02	-38.32	-0.00	-1.39	0.00	-0.00	
				Cargas permanentes	29.07	-25.11	0.00	-0.07	-0.00	0.00	28.96	-24.80	0.00	-0.46	0.00	-0.00	
				Sobrecarga	6.26	-5.52	0.00	0.01	0.00	-0.00	6.33	-5.61	-0.00	-0.08	0.00	-0.00	
Piso 2		70.0	1.41/6.31	Peso próprio	181.91	-54.43	-0.00	0.68	-0.00	-0.00	154.64	-46.33	-0.00	-0.78	-0.00	0.00	
				Cargas permanentes	29.18	-25.63	0.00	0.07	0.00	-0.00	29.35	-25.52	0.00	-0.19	0.00	-0.00	
				Sobrecarga	6.80	-6.07	0.00	0.02	0.00	-0.00	6.84	-6.25	-0.00	-0.03	0.00	0.00	
Piso 1		70.0	0.00/1.41	Peso próprio	183.98	-71.60	-0.00	-2.05	-0.02	-0.01	180.85	-56.91	-0.00	0.45	-0.00	0.01	
				Cargas permanentes	28.36	-27.70	0.00	-0.04	-0.00	-0.00	29.08	-25.95	0.00	0.05	0.00	0.00	
				Sobrecarga	6.67	-6.38	-0.00	0.02	-0.00	-0.00	6.79	-6.12	0.00	0.02	-0.00	0.00	

Pilar	Planta	Dimensão (cm)	Tramo (m)	Hipótese	Base						Ext.Sup.					
					N (t)	Mx (t-m)	My (t-m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t-m)	N (t)	Mx (t-m)	My (t-m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t-m)
C3	Piso 6	35.0	21.01/25.91	Peso próprio	29.17	-12.46	-0.33	3.18	-0.29	0.24	16.99	-26.90	0.53	-0.54	-0.18	0.21
				Cargas permanentes	18.67	-12.82	-0.06	5.45	-0.06	0.09	25.44	-37.78	-0.23	-0.27	0.55	0.56
				Sobrecarga	2.81	-2.09	-0.08	0.41	-0.06	0.06	2.99	-4.37	0.21	-0.18	-0.12	0.03
	Piso 5	35.0	16.11/21.01	Peso próprio	43.35	-15.16	-0.31	0.33	-0.32	0.17	29.83	-14.19	0.17	-0.05	-0.07	0.08
				Cargas permanentes	14.76	-12.31	-0.04	0.67	-0.05	0.03	18.11	-13.68	-0.03	0.39	0.04	-0.02
				Sobrecarga	2.73	-2.28	-0.06	0.03	-0.05	0.03	2.99	-2.42	0.05	-0.02	-0.03	0.02
Piso 4	35.0	11.21/16.11	Peso próprio	59.66	-18.09	-0.36	0.00	-0.41	0.17	44.27	-16.37	0.19	-0.52	-0.06	0.05	
			Cargas permanentes	14.34	-12.34	-0.05	0.10	-0.07	0.03	14.72	-12.45	-0.00	-0.14	0.02	-0.02	
			Sobrecarga	2.92	-2.51	-0.06	-0.00	-0.05	0.03	2.95	-2.56	0.06	-0.05	-0.04	0.02	
Piso 3	35.0	6.31/11.21	Peso próprio	76.31	-21.61	-0.38	-0.09	-0.43	0.22	60.56	-19.01	0.11	-0.86	0.07	0.04	
			Cargas permanentes	14.36	-12.47	-0.04	0.03	-0.06	0.03	14.37	-12.34	-0.01	-0.27	0.04	-0.02	
			Sobrecarga	3.15	-2.77	-0.06	-0.00	-0.06	0.03	3.15	-2.77	0.05	-0.07	-0.03	0.02	
Piso 2	35.0	1.41/6.31	Peso próprio	96.13	-27.69	0.06	-0.50	0.02	0.08	77.61	-23.29	0.11	-1.27	0.05	-0.03	
			Cargas permanentes	14.83	-13.11	0.01	-0.03	0.00	0.01	14.51	-12.68	-0.01	-0.26	0.03	-0.02	
			Sobrecarga	3.44	-3.14	-0.00	-0.01	0.00	0.01	3.40	-3.07	0.05	-0.07	-0.04	0.01	
Piso 1	35.0	0.00/1.41	Peso próprio	104.71	-31.32	-0.67	-1.71	-1.60	-1.04	96.79	-27.95	0.06	-0.62	-0.00	0.09	
			Cargas permanentes	14.88	-14.10	-0.05	-0.05	-0.11	-0.01	14.86	-13.24	-0.01	-0.03	-0.00	0.02	
			Sobrecarga	4.45	-3.32	-0.01	-0.00	-0.02	0.01	3.45	-3.16	0.00	-0.01	-0.00	0.01	
C6	Piso 6	60.0	21.01/25.91	Peso próprio	71.61	-0.41	0.01	0.05	-0.01	0.00	3.53	0.57	-0.72	-1.21	-0.03	0.14
				Cargas permanentes	28.30	-0.48	0.77	0.05	-0.06	0.00	0.97	0.35	-1.00	-1.27	-0.10	0.23
				Sobrecarga	5.38	-0.09	0.00	0.01	-0.00	0.00	1.96	0.25	-0.14	-0.35	-0.00	0.03
	Piso 5	60.0	16.11/21.01	Peso próprio	126.78	-0.43	0.02	0.02	0.00	-0.00	72.42	-0.41	0.02	0.04	-0.01	0.00
				Cargas permanentes	32.91	-0.45	0.86	0.01	-0.02	-0.00	29.23	-0.48	0.82	0.03	-0.05	-0.00
				Sobrecarga	6.37	-0.09	0.00	0.00	0.00	-0.00	5.53	-0.09	0.00	0.01	-0.00	0.00
Piso 4	60.0	11.21/16.11	Peso próprio	179.11	-0.49	0.00	0.01	0.00	0.00	127.08	-0.43	0.02	0.04	0.00	0.00	
			Cargas permanentes	33.40	-0.46	0.87	0.01	-0.00	0.00	33.03	-0.45	0.87	0.01	-0.02	0.00	
			Sobrecarga	6.88	-0.10	-0.00	0.00	0.00	0.00	6.43	-0.09	0.00	0.00	0.00	0.00	
Piso 3	60.0	6.31/11.21	Peso próprio	230.26	-0.52	-0.02	0.01	0.00	-0.00	179.30	-0.49	0.00	0.05	0.00	0.00	
			Cargas permanentes	33.42	-0.45	0.87	0.01	0.01	-0.00	33.43	-0.46	0.87	0.01	-0.00	0.00	
			Sobrecarga	7.31	-0.11	-0.01	0.00	0.00	-0.00	6.93	-0.10	0.00	0.00	-0.00	0.00	
Piso 2	60.0	1.41/6.31	Peso próprio	269.58	-0.68	-0.01	0.06	0.00	-0.00	230.33	-0.52	-0.02	0.05	0.00	0.01	
			Cargas permanentes	31.50	-0.52	0.85	-0.03	0.01	-0.00	33.43	-0.45	0.87	0.01	0.01	0.00	
			Sobrecarga	7.27	-0.13	-0.00	-0.01	0.00	0.00	7.36	-0.11	-0.01	0.00	0.00	0.00	
Piso 1	60.0	0.00/1.41	Peso próprio	269.18	0.03	0.01	0.98	0.03	0.00	267.09	-0.68	-0.01	0.18	0.02	0.00	
			Cargas permanentes	29.52	-0.56	0.79	-0.03	0.01	-0.01	31.13	-0.52	0.83	-0.03	0.02	-0.00	
			Sobrecarga	6.92	-0.15	-0.00	-0.02	0.00	0.00	7.21	-0.13	-0.01	-0.01	0.00	0.00	
C7	Piso 6	50.0	21.01/25.91	Peso próprio	35.22	-0.24	-0.02	0.02	0.01	0.00	7.32	0.37	0.09	-0.76	-0.01	0.14
				Cargas permanentes	-3.60	-0.29	0.59	0.05	0.06	0.00	6.84	1.20	0.22	-1.62	0.02	0.34
				Sobrecarga	-0.67	-0.05	-0.00	0.00	0.00	0.00	1.95	-0.10	0.01	0.01	-0.00	0.02
	Piso 5	50.0	16.11/21.01	Peso próprio	74.52	-0.22	-0.00	0.00	0.00	-0.00	34.82	-0.24	-0.02	0.01	0.01	-0.00
				Cargas permanentes	-6.10	-0.25	0.69	0.01	0.02	-0.00	-4.04	-0.29	0.58	0.03	0.05	-0.00
				Sobrecarga	-1.26	-0.05	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-0.75	-0.05	-0.00	-0.00	0.00	0.00
Piso 4	50.0	11.21/16.11	Peso próprio	115.07	-0.25	-0.00	0.01	-0.01	-0.00	74.40	-0.22	-0.00	-0.01	-0.00	-0.00	
			Cargas permanentes	-6.55	-0.26	0.73	0.00	0.00	-0.00	-6.15	-0.25	0.69	-0.00	0.02	0.00	
			Sobrecarga	-1.61	-0.05	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	-1.29	-0.05	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	
Piso 3	50.0	6.31/11.21	Peso próprio	156.87	-0.26	0.00	0.01	-0.00	-0.00	114.99	-0.25	0.00	-0.02	-0.01	-0.00	
			Cargas permanentes	-6.51	-0.25	0.72	0.01	-0.01	-0.00	-6.55	-0.26	0.73	-0.00	0.00	0.00	
			Sobrecarga	-1.89	-0.06	-0.00	-0.00	-0.00	0.00	-1.64	-0.05	0.00	-0.00	-0.00	-0.00	
Piso 2	50.0	1.41/6.31	Peso próprio	207.14	-0.35	-0.01	0.24	0.00	0.03	156.96	-0.26	0.00	-0.03	-0.00	-0.00	
			Cargas permanentes	-5.30	-0.28	0.69	0.02	-0.01	0.00	-6.48	-0.25	0.72	-0.00	-0.01	0.00	
			Sobrecarga	-1.90	-0.07	-0.00	0.00	-0.00	0.00	-1.91	-0.06	-0.00	-0.00	-0.00	-0.00	
Piso 1	50.0	0.00/1.41	Peso próprio	232.85	2.59	-0.01	4.50	-0.01	-0.04	209.37	-0.35	0.01	0.60	-0.03	0.01	
			Cargas permanentes	-2.59	-0.14	0.71	0.17	-0.02	-0.02	-4.88	-0.28	0.70	0.04	-0.02	-0.00	
			Sobrecarga	-1.43	-0.06	-0.00	0.01	-0.00	0.00	-1.83	-0.07	-0.00	0.00	-0.00	-0.00	

## ARRANQUES EM PILARES, PILARES-PAREDES E MUROS POR HIPÓTESE

Nota:

- Esforços em relação aos eixos locais do pilar.
- Os esforços em pilares-paredes e muros são em relação aos eixos globais e referidos ao centro de gravidade do pilar-parede ou muro, no piso.

Pilar	Hipótese	Esforços em elem.fundação					
		N (t)	Mx (t-m)	My (t-m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t-m)
C1	Peso próprio	104.69	-31.33	0.67	-1.72	1.60	1.04
	Cargas permanentes	15.39	-14.24	0.05	-0.06	0.12	0.01
	Sobrecarga	3.44	-3.32	0.01	-0.00	0.02	-0.01
C2	Peso próprio	183.98	-71.60	-0.00	-2.05	-0.02	-0.01
	Cargas permanentes	28.36	-27.70	0.00	-0.04	-0.00	-0.00
	Sobrecarga	6.67	-6.38	-0.00	0.02	-0.00	-0.00
C3	Peso próprio	104.71	-31.32	-0.67	-1.71	-1.60	-1.04
	Cargas permanentes	14.88	-14.10	-0.05	-0.05	-0.11	-0.01
	Sobrecarga	3.45	-3.32	-0.01	-0.00	-0.02	0.01
C6	Peso próprio	269.18	0.03	0.01	0.98	0.03	0.00
	Cargas permanentes	29.52	-0.56	0.79	-0.03	0.01	-0.01
	Sobrecarga	6.92	-0.15	-0.00	-0.02	0.00	0.00
C7	Peso próprio	232.85	2.59	-0.01	4.50	-0.01	-0.04
	Cargas permanentes	-2.59	-0.14	0.71	0.17	-0.02	-0.02
	Sobrecarga	-1.43	-0.06	-0.00	0.01	-0.00	0.00

## DESFAV. PILARES, PILARES-PAREDES E CORTINAS

### Pilares da torre

Resumo das verificações												
Pilares	Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Esforços desfavoráveis					Desfavorável	Aprov. (%)	Estado	
				Natureza	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Qx (t)				Qy (t)
P1	Piso 8 (31.41 - 33.51 m)	40x40	Ext.Superior	AP, SCU	10.57	-1.93	1.21	-2.30	-9.95	Q	54.4	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	11.33	11.50	-1.90	-2.30	-9.95	N,M	95.1	Passa
	Piso 7 (25.91 - 31.41 m)	40x40	31.41 m	AP, SCU	11.33	11.50	-1.90	-2.30	-9.95	N,M	95.7	Passa
			Ext.Superior	AP, SCU	43.74	-4.77	-0.37	0.45	-1.51	N,M	35.2	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	46.40	2.39	1.76	0.45	-1.51	N,M	30.8	Passa
			Fundação	Elemento de Fundação	AP, SCU	46.40	2.39	1.76	0.45	-1.51	N,M	30.6
P2	Piso 8 (31.41 - 33.51 m)	40x40	Ext.Superior	AP, SCU	10.51	-2.08	-1.15	2.20	-9.44	Q	91.4	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	11.27	10.67	1.82	2.20	-9.44	N,M	96.7	Passa
	Piso 7 (25.91 - 31.41 m)	40x40	31.41 m	AP, SCU	11.27	10.67	1.82	2.20	-9.44	N,M	96.7	Passa
			Ext.Superior	AP, SCU	43.77	-4.44	0.89	-0.47	-1.46	N,M	34.3	Passa
			Ext.Inferior	AP	44.45	2.50	-1.29	-0.45	-1.46	Q	11.8	Passa
			Fundação	Elemento de Fundação	AP, SCU	46.43	2.52	-1.37	-0.47	-1.46	N,M	29.0
P3	Piso 8 (31.41 - 33.51 m)	40x40	Ext.Superior	AP, SCU	10.53	1.99	1.19	-2.11	9.84	Q	53.6	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	11.29	-11.30	-1.66	-2.11	9.84	N,M	92.9	Passa
	Piso 7 (25.91 - 31.41 m)	40x40	31.41 m	AP, SCU	11.29	-11.30	-1.66	-2.11	9.84	N,M	93.4	Passa
			Ext.Superior	AP, SCU	43.38	4.67	-0.48	0.47	1.47	N,M	35.0	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	46.04	-2.34	1.77	0.47	1.47	N,M	30.5	Passa
			Fundação	Elemento de Fundação	AP, SCU	46.04	-2.34	1.77	0.47	1.47	N,M	30.3
P4	Piso 8 (31.41 - 33.51 m)	40x40	Ext.Superior	AP, SCU	10.53	2.02	-1.16	2.21	9.55	Q	92.4	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	11.28	-10.88	1.82	2.21	9.55	N,M	98.9	Passa
	Piso 7 (25.91 - 31.41 m)	40x40	31.41 m	AP, SCU	11.28	-10.88	1.82	2.21	9.55	N,M	98.9	Passa
			Ext.Superior	AP, SCU	42.74	4.57	0.83	-0.45	1.50	N,M	34.5	Passa
			Ext.Inferior	AP	43.43	-2.53	-1.22	-0.42	1.49	Q	12.4	Passa
			Fundação	Elemento de Fundação	AP, SCU	45.40	-2.54	-1.29	-0.45	1.50	N,M	28.5

Notas:  
 Q: Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante  
 N,M: Estado limite de ruptura frente a solicitações normais

## Cortinas da torre

### Referências:

- Aproveitamento: Nível de tensões (relação entre a tensão máxima e a admissível). Equivale ao inverso do coeficiente de segurança.
- $N_x$  : Axial vertical.
- $N_y$  : Axial horizontal.
- $N_{xy}$ : Axial tangencial.
- $M_x$  : Momento vertical (em torno do eixo horizontal).
- $M_y$  : Momento horizontal (em torno do eixo vertical).
- $M_{xy}$ : Momento torsor.
- $Q_x$  : Cortante transversal vertical.
- $Q_y$  : Cortante transversal horizontal.

TORRE- Cortina C1: Comprimento: 400,0 cm [Nó inicial: 2.50;7.52 -> Nó final: 6.14;7.52]										
Planta	Verificação	Aproveitamento (%)	Desfavoráveis							
			$N_x$ (t/m)	$N_y$ (t/m)	$N_{xy}$ (t/m)	$M_x$ (t·m/m)	$M_y$ (t·m/m)	$M_{xy}$ (t·m/m)	$Q_x$ (t/m)	$Q_y$ (t/m)
Piso 6 (e=35.0 cm)	Arm. vert. dir.	5.23	-86.42	-108.00	-45.45	-1.73	-0.67	-0.27	---	---
	Arm. horz. dir.	5.97	-86.42	-108.00	-45.45	-1.73	-0.67	-0.27	---	---
	Arm. vert. esq.	5.23	-86.42	-108.00	-45.45	1.73	-0.67	-0.27	---	---
	Arm. horz. esq.	5.43	-86.42	-108.00	-45.45	-1.73	-0.67	-0.27	---	---
	Concreto	14.55	-86.42	-108.00	-45.45	-1.73	-0.67	-0.27	---	---
	Arm. transv.	1.10	3.16	-16.04	16.30	---	---	---	-0.80	-1.73
Piso 5 (e=35.0 cm)	Arm. vert. dir.	2.02	-33.33	-0.07	-0.33	-0.67	-0.01	0.04	---	---
	Arm. horz. dir.	0.05	-18.58	-0.15	-0.81	-0.37	-0.10	0.02	---	---
	Arm. vert. esq.	2.02	-33.33	-0.07	-0.33	0.67	-0.01	0.04	---	---
	Arm. horz. esq.	0.07	-26.09	-0.86	-0.85	-0.52	0.05	-0.01	---	---
	Concreto	4.91	-33.33	-0.07	-0.33	0.67	-0.01	0.04	---	---
	Arm. transv.	0.22	-22.79	0.42	-1.25	---	---	---	-0.10	0.36
Piso 4 (e=35.0 cm)	Arm. vert. dir.	2.11	-34.83	-0.30	-0.16	-0.70	-0.00	0.03	---	---
	Arm. horz. dir.	0.07	-27.89	-1.58	0.91	0.56	0.03	0.01	---	---
	Arm. vert. esq.	2.11	-34.83	-0.30	-0.16	0.70	-0.00	0.03	---	---
	Arm. horz. esq.	0.10	-27.89	-1.58	0.91	0.56	0.03	0.01	---	---
	Concreto	5.10	-34.83	-0.30	-0.16	0.70	-0.00	0.03	---	---
	Arm. transv.	0.12	-24.62	1.08	0.06	---	---	---	0.03	-0.20
Piso 3 (e=35.0 cm)	Arm. vert. dir.	2.67	-44.16	2.30	-1.02	-0.88	0.02	-0.02	---	---
	Arm. horz. dir.	0.12	-41.21	-2.25	-0.77	0.82	-0.01	0.03	---	---
	Arm. vert. esq.	2.67	-44.16	2.30	-1.02	0.88	0.02	-0.02	---	---
	Arm. horz. esq.	0.11	-41.21	-2.25	-0.77	0.82	-0.01	0.03	---	---
	Concreto	6.51	-44.16	2.30	-1.02	-0.88	0.02	-0.02	---	---
	Arm. transv.	0.25	-35.30	0.39	-0.53	---	---	---	-0.15	0.41
Piso 2 (e=35.0 cm)	Arm. vert. dir.	3.19	-52.65	-0.36	1.19	-1.05	-0.00	0.02	---	---
	Arm. horz. dir.	0.14	-35.53	-2.58	-0.79	0.71	-0.02	0.00	---	---
	Arm. vert. esq.	3.19	-52.65	-0.36	1.19	1.05	-0.00	0.02	---	---
	Arm. horz. esq.	0.13	-35.53	-2.58	-0.79	0.71	-0.02	0.00	---	---
	Concreto	7.74	-52.57	-0.12	0.26	-1.05	0.00	0.01	---	---

TORRE - Cortina C1: Comprimento: 400,0 cm [Nó inicial: 2.50;7.52 -> Nó final: 6.14;7.52]										
Planta	Verificação	Aproveitamento (%)	Desfavoráveis							
			Nx (t/m)	Ny (t/m)	Nxy (t/m)	Mx (t-m/m)	My (t-m/m)	Mxy (t-m/m)	Qx (t/m)	Qy (t/m)
Piso 1 (e=35.0 cm)	Arm. transv.	0.10	-37.46	1.31	0.80	---	---	---	0.09	-0.15
	Arm. vert. dir.	3.66	-60.47	-7.78	6.58	-1.21	0.02	-0.00	---	---
	Arm. horz. dir.	0.43	-37.27	-6.82	-2.41	-0.75	-0.17	-0.00	---	---
	Arm. vert. esq.	3.66	-60.47	-7.78	6.58	1.21	0.02	-0.00	---	---
	Arm. horz. esq.	0.45	-51.86	-8.32	7.26	-1.04	0.03	-0.01	---	---
	Concreto	8.18	-60.47	-7.78	6.58	-1.21	0.02	-0.00	---	---
	Arm. transv.	0.16	-35.60	-5.59	-7.09	---	---	---	-0.26	-0.10

TORRE - Cortina C2: Comprimento: 400,0 cm [Nó inicial: 2.50;4.10 -> Nó final: 6.14;4.10]										
Planta	Verificação	Aproveitamento (%)	Desfavoráveis							
			Nx (t/m)	Ny (t/m)	Nxy (t/m)	Mx (t-m/m)	My (t-m/m)	Mxy (t-m/m)	Qx (t/m)	Qy (t/m)
Piso 6 (e=70.0 cm)	Arm. vert. dir.	1.13	-38.84	-1.19	2.70	-1.36	-0.00	-0.00	---	---
	Arm. horz. dir.	0.38	-21.07	-14.31	-10.05	0.74	0.01	0.00	---	---
	Arm. vert. esq.	1.13	-38.84	-1.19	2.70	1.36	-0.00	-0.00	---	---
	Arm. horz. esq.	0.38	-21.07	-14.31	-10.05	0.74	0.01	0.00	---	---
	Concreto	2.70	-38.84	-1.19	2.70	1.36	-0.00	-0.00	---	---
	Arm. transv.	0.01	-5.36	-1.74	10.87	---	---	---	-0.00	0.03
Piso 5 (e=70.0 cm)	Arm. vert. dir.	1.77	-60.80	-0.05	0.22	-2.13	0.00	-0.00	---	---
	Arm. horz. dir.	0.11	-40.87	-4.18	1.62	-1.43	0.00	-0.00	---	---
	Arm. vert. esq.	1.77	-60.80	-0.05	0.22	2.13	0.00	-0.00	---	---
	Arm. horz. esq.	0.11	-40.87	-4.18	1.62	1.43	0.00	-0.00	---	---
	Concreto	4.30	-60.80	-0.05	0.22	-2.13	0.00	-0.00	---	---
	Arm. transv.	0.00	-19.74	-0.64	1.82	---	---	---	0.00	0.01
Piso 4 (e=70.0 cm)	Arm. vert. dir.	2.00	-68.89	-0.61	-0.17	-2.41	0.00	0.00	---	---
	Arm. horz. dir.	0.08	-55.41	-3.16	1.84	1.94	-0.00	0.00	---	---
	Arm. vert. esq.	2.00	-68.89	-0.61	-0.17	2.41	0.00	0.00	---	---
	Arm. horz. esq.	0.08	-55.41	-3.16	1.84	-1.94	-0.00	0.00	---	---
	Concreto	4.84	-68.89	-0.61	-0.17	-2.41	0.00	0.00	---	---
	Arm. transv.	0.00	-33.47	-0.28	0.68	---	---	---	0.00	0.00
Piso 3 (e=70.0 cm)	Arm. vert. dir.	2.57	-88.24	4.56	-2.21	-3.09	-0.00	-0.00	---	---
	Arm. horz. dir.	0.12	-82.15	-4.57	-1.73	2.88	-0.00	0.00	---	---
	Arm. vert. esq.	2.57	-88.24	4.56	-2.21	3.09	-0.00	-0.00	---	---
	Arm. horz. esq.	0.12	-82.15	-4.57	-1.73	2.88	-0.00	0.00	---	---
	Concreto	6.25	-88.24	4.56	-2.21	-3.09	-0.00	-0.00	---	---
	Arm. transv.	0.00	-82.15	-4.57	-1.73	---	---	---	-0.00	-0.00
Piso 2 (e=70.0 cm)	Arm. vert. dir.	2.97	-102.21	-0.29	-0.02	-3.58	-0.00	0.00	---	---
	Arm. horz. dir.	0.13	-66.91	-5.05	-0.89	2.34	0.00	-0.00	---	---
	Arm. vert. esq.	2.97	-102.21	-0.29	-0.02	3.58	-0.00	0.00	---	---
	Arm. horz. esq.	0.13	-66.91	-5.05	-0.89	2.34	0.00	-0.00	---	---
	Concreto	7.22	-102.21	-0.29	-0.02	3.58	-0.00	0.00	---	---
	Arm. transv.	0.00	-72.01	-2.96	-0.64	---	---	---	0.00	-0.00
Piso 1 (e=70.0 cm)	Arm. vert. dir.	3.34	-114.97	-14.91	12.52	-4.02	0.00	-0.00	---	---
	Arm. horz. dir.	0.42	-97.68	-15.86	13.66	3.42	0.00	-0.00	---	---
	Arm. vert. esq.	3.34	-114.97	-14.91	12.52	4.02	0.00	-0.00	---	---
	Arm. horz. esq.	0.42	-97.68	-15.86	13.66	3.42	0.00	-0.00	---	---
	Concreto	7.43	-114.97	-14.91	12.52	-4.02	0.00	-0.00	---	---
	Arm. transv.	0.01	-63.85	-12.99	-6.49	---	---	---	-0.03	-0.01

TORRE-Cortina C3: Comprimento: 400,0 cm [Nó inicial: 2.50;0.67 -> Nó final: 6.14;0.67]										
Planta	Verificação	Aproveitamento (%)	Desfavoráveis							
			Nx (t/m)	Ny (t/m)	Nxy (t/m)	Mx (t-m/m)	My (t-m/m)	Mxy (t-m/m)	Qx (t/m)	Qy (t/m)
Piso 6 (e=35.0 cm)	Arm. vert. dir.	5.16	-85.26	-105.02	-44.77	-1.71	0.70	0.28	---	---
	Arm. horz. dir.	5.26	-85.26	-105.02	-44.77	1.71	0.70	0.28	---	---
	Arm. vert. esq.	5.16	-85.26	-105.02	-44.77	1.71	0.70	0.28	---	---
	Arm. horz. esq.	5.83	-85.26	-105.02	-44.77	1.71	0.70	0.28	---	---
	Concreto	14.30	-85.26	-105.02	-44.77	1.71	0.70	0.28	---	---
	Arm. transv.	1.16	2.99	-15.49	15.77	---	---	---	0.84	1.83
Piso 5 (e=35.0 cm)	Arm. vert. dir.	2.00	-33.08	-0.07	-0.33	-0.66	0.01	-0.04	---	---
	Arm. horz. dir.	0.07	-25.88	-0.85	-0.84	-0.52	-0.05	0.01	---	---
	Arm. vert. esq.	2.00	-33.08	-0.07	-0.33	0.66	0.01	-0.04	---	---
	Arm. horz. esq.	0.05	-18.40	-0.14	-0.80	-0.37	0.10	-0.02	---	---
	Concreto	4.88	-33.08	-0.07	-0.33	-0.66	0.01	-0.04	---	---
	Arm. transv.	0.22	-22.59	0.42	-1.24	---	---	---	0.10	-0.36
Piso 4 (e=35.0 cm)	Arm. vert. dir.	2.10	-34.62	-0.29	-0.17	-0.69	0.00	-0.03	---	---
	Arm. horz. dir.	0.10	-27.73	-1.57	0.90	0.55	-0.03	-0.01	---	---
	Arm. vert. esq.	2.10	-34.62	-0.29	-0.17	0.69	0.00	-0.03	---	---
	Arm. horz. esq.	0.07	-27.73	-1.57	0.90	0.55	-0.03	-0.01	---	---
	Concreto	5.07	-34.62	-0.29	-0.17	-0.69	0.00	-0.03	---	---
	Arm. transv.	0.12	-24.42	1.08	0.07	---	---	---	-0.03	0.20
Piso 3 (e=35.0 cm)	Arm. vert. dir.	2.66	-43.95	2.30	-1.02	-0.88	-0.02	0.02	---	---
	Arm. horz. dir.	0.12	-41.06	-2.25	-0.78	-0.82	0.01	-0.03	---	---
	Arm. vert. esq.	2.66	-43.95	2.30	-1.02	0.88	-0.02	0.02	---	---
	Arm. horz. esq.	0.12	-41.06	-2.25	-0.78	-0.82	0.01	-0.03	---	---
	Concreto	6.48	-43.95	2.30	-1.02	0.88	-0.02	0.02	---	---
	Arm. transv.	0.25	-35.12	0.39	-0.53	---	---	---	0.15	-0.41
Piso 2 (e=35.0 cm)	Arm. vert. dir.	3.18	-52.45	-0.36	1.18	-1.05	0.00	-0.02	---	---
	Arm. horz. dir.	0.13	-35.38	-2.56	-0.80	0.71	0.02	-0.00	---	---
	Arm. vert. esq.	3.18	-52.45	-0.36	1.18	1.05	0.00	-0.02	---	---
	Arm. horz. esq.	0.14	-35.38	-2.56	-0.80	-0.71	0.02	-0.00	---	---
	Concreto	7.71	-52.38	-0.12	0.26	1.05	-0.00	-0.01	---	---
	Arm. transv.	0.10	-37.29	1.31	0.79	---	---	---	-0.08	0.15
Piso 1 (e=35.0 cm)	Arm. vert. dir.	3.65	-60.25	-7.75	6.55	-1.21	-0.01	0.00	---	---
	Arm. horz. dir.	0.45	-51.67	-8.29	7.22	1.03	-0.03	0.01	---	---
	Arm. vert. esq.	3.65	-60.25	-7.75	6.55	1.21	-0.01	0.00	---	---
	Arm. horz. esq.	0.43	-51.67	-8.29	7.22	-1.03	-0.03	0.01	---	---
	Concreto	8.15	-60.25	-7.75	6.55	1.21	-0.01	0.00	---	---
	Arm. transv.	0.16	-35.44	-5.56	-7.10	---	---	---	0.26	0.10

TORRE- Cortina C6: Comprimento: 720,0 cm [Nó inicial: 4.75;0.67 -> Nó final: 4.75;7.52]										
Planta	Verificação	Aproveitamento (%)	Desfavoráveis							
			Nx (t/m)	Ny (t/m)	Nxy (t/m)	Mx (t-m/m)	My (t-m/m)	Mxy (t-m/m)	Qx (t/m)	Qy (t/m)
Piso 6 (e=60.0 cm)	Arm. vert. dir.	0.73	-21.23	-1.09	1.91	-0.64	0.02	0.03	---	---
	Arm. horz. dir.	0.11	-10.28	0.06	6.37	0.41	-0.08	0.01	---	---
	Arm. vert. esq.	0.76	-17.99	-1.58	-0.00	0.54	-0.02	-0.00	---	---
	Arm. horz. esq.	0.09	-10.28	0.06	6.37	-0.31	-0.08	0.01	---	---
	Concreto	1.76	-20.64	-1.60	4.50	-0.62	0.04	0.10	---	---
	Arm. transv.	0.19	-3.88	1.55	0.07	---	---	---	0.59	0.11
Piso 5 (e=60.0 cm)	Arm. vert. dir.	1.13	-33.09	-0.63	0.69	-0.99	0.08	0.02	---	---
	Arm. horz. dir.	0.07	-21.56	-2.30	0.82	0.65	-0.01	0.01	---	---
	Arm. vert. esq.	1.13	-33.09	-0.63	0.69	0.99	0.08	0.02	---	---
	Arm. horz. esq.	0.07	-21.74	-2.28	-0.71	-0.65	-0.01	-0.01	---	---
	Concreto	2.73	-33.09	-0.63	0.69	-0.99	0.08	0.02	---	---
	Arm. transv.	0.03	-25.64	-0.73	-2.98	---	---	---	0.07	-0.06
Piso 4 (e=60.0 cm)	Arm. vert. dir.	1.49	-43.66	-0.68	0.09	-1.31	0.04	0.01	---	---
	Arm. horz. dir.	0.02	-35.10	-0.66	0.11	-1.05	0.03	0.01	---	---
	Arm. vert. esq.	1.49	-43.66	-0.68	0.09	1.31	0.04	0.01	---	---
	Arm. horz. esq.	0.04	-25.40	-0.47	0.09	-0.76	0.18	0.00	---	---
	Concreto	3.60	-43.66	-0.68	0.09	-1.31	0.04	0.01	---	---
	Arm. transv.	0.04	-35.51	-0.30	-0.64	---	---	---	0.12	-0.04
Piso 3 (e=60.0 cm)	Arm. vert. dir.	1.85	-54.19	-0.75	-0.19	-1.63	0.11	0.01	---	---
	Arm. horz. dir.	0.01	-54.13	-0.58	-0.12	1.62	0.03	-0.00	---	---
	Arm. vert. esq.	1.85	-54.19	-0.75	-0.19	1.63	0.11	0.01	---	---
	Arm. horz. esq.	0.04	-31.97	-0.71	-0.07	-0.96	0.15	0.02	---	---
	Concreto	4.48	-54.19	-0.75	-0.19	-1.63	0.11	0.01	---	---
	Arm. transv.	0.05	-46.10	-0.52	-0.35	---	---	---	0.16	-0.03
Piso 2 (e=60.0 cm)	Arm. vert. dir.	2.15	-62.84	-0.54	-3.07	-1.89	0.03	0.01	---	---
	Arm. horz. dir.	0.13	-61.33	-4.50	0.19	1.84	0.06	-0.01	---	---
	Arm. vert. esq.	2.15	-62.84	-0.54	-3.07	1.89	0.03	0.01	---	---
	Arm. horz. esq.	0.15	-61.33	-4.50	0.19	1.84	0.06	-0.01	---	---
	Concreto	5.20	-62.84	-0.54	-3.07	-1.89	0.03	0.01	---	---
	Arm. transv.	0.05	-56.55	-0.54	0.03	---	---	---	0.17	-0.03
Piso 1 (e=60.0 cm)	Arm. vert. dir.	2.25	-65.89	-6.67	-5.98	-1.98	0.02	0.00	---	---
	Arm. horz. dir.	0.32	-55.38	-10.97	-0.42	-1.66	0.12	-0.01	---	---
	Arm. vert. esq.	2.25	-65.89	-6.67	-5.98	1.98	0.02	0.00	---	---
	Arm. horz. esq.	0.35	-55.38	-10.97	-0.42	-1.66	0.12	-0.01	---	---
	Concreto	5.11	-65.89	-6.67	-5.98	-1.98	0.02	0.00	---	---
	Arm. transv.	0.05	-57.60	-9.62	3.88	---	---	---	0.16	-0.05

TORRE- Cortina C7: Comprimento: 720,0 cm [Nó inicial: 6.14;0.67 -> Nó final: 6.14;7.52]										
Planta	Verificação	Aproveitamento (%)	Desfavoráveis							
			Nx (t/m)	Ny (t/m)	Nxy (t/m)	Mx (t-m/m)	My (t-m/m)	Mxy (t-m/m)	Qx (t/m)	Qy (t/m)
Piso 6 (e=50.0 cm)	Arm. vert. dir.	1.75	-35.47	-20.78	-19.77	-2.41	-0.34	-0.05	---	---
	Arm. horz. dir.	0.89	-28.50	-22.26	16.17	0.71	-0.36	0.05	---	---
	Arm. vert. esq.	1.59	-38.54	-0.80	1.16	0.96	0.02	0.13	---	---
	Arm. horz. esq.	0.76	-28.50	-22.26	16.17	0.71	-0.36	0.05	---	---
	Concreto	4.07	-35.47	-20.78	-19.77	-2.41	-0.34	-0.05	---	---
	Arm. transv.	0.66	-28.57	-11.22	-14.14	---	---	---	-1.71	-0.22
Piso 5 (e=50.0 cm)	Arm. vert. dir.	0.55	-13.47	-0.06	0.15	-0.34	-0.00	0.01	---	---
	Arm. horz. dir.	0.05	-5.90	-1.36	0.26	0.15	-0.00	0.00	---	---
	Arm. vert. esq.	0.55	-13.47	-0.06	0.15	0.34	-0.00	0.01	---	---
	Arm. horz. esq.	0.05	-5.90	-1.36	0.26	0.15	-0.00	0.00	---	---
	Concreto	1.35	-13.47	-0.06	0.15	0.34	-0.00	0.01	---	---
	Arm. transv.	0.01	-8.43	-0.24	0.86	---	---	---	0.02	0.02
Piso 4 (e=50.0 cm)	Arm. vert. dir.	0.87	-21.22	0.06	-0.01	-0.53	-0.01	0.00	---	---
	Arm. horz. dir.	0.01	-11.93	0.08	-0.00	0.30	-0.05	0.00	---	---
	Arm. vert. esq.	0.87	-21.22	0.06	-0.01	0.53	-0.01	0.00	---	---
	Arm. horz. esq.	0.02	-15.39	-0.23	0.07	-0.38	0.04	0.00	---	---
	Concreto	2.13	-21.22	0.06	-0.01	0.53	-0.01	0.00	---	---
	Arm. transv.	0.01	-15.63	-0.02	-0.14	---	---	---	-0.00	-0.03
Piso 3 (e=50.0 cm)	Arm. vert. dir.	1.22	-29.65	0.07	0.07	-0.74	-0.01	0.00	---	---
	Arm. horz. dir.	0.01	-16.92	0.08	0.06	-0.42	-0.05	0.00	---	---
	Arm. vert. esq.	1.22	-29.65	0.07	0.07	0.74	-0.01	0.00	---	---
	Arm. horz. esq.	0.01	-25.77	0.04	-0.00	-0.64	0.05	0.00	---	---
	Concreto	2.97	-29.65	0.07	0.07	-0.74	-0.01	0.00	---	---
	Arm. transv.	0.01	-23.71	0.08	0.02	---	---	---	-0.00	-0.03
Piso 2 (e=50.0 cm)	Arm. vert. dir.	1.69	-41.00	-1.03	-1.15	-1.02	-0.05	0.00	---	---
	Arm. horz. dir.	0.09	-36.38	-3.02	-0.09	0.91	0.12	-0.01	---	---
	Arm. vert. esq.	1.69	-41.00	-1.03	-1.15	1.02	-0.05	0.00	---	---
	Arm. horz. esq.	0.13	-36.38	-3.02	-0.09	0.91	0.12	-0.01	---	---
	Concreto	4.05	-41.00	-1.03	-1.15	1.02	-0.05	0.00	---	---
	Arm. transv.	0.04	-38.60	-2.62	-2.49	---	---	---	0.01	0.11
Piso 1 (e=50.0 cm)	Arm. vert. dir.	2.40	-47.07	-5.95	-0.01	-1.18	-0.07	-0.00	---	---
	Arm. horz. dir.	0.29	-47.07	-5.95	-0.01	-1.18	-0.07	-0.00	---	---
	Arm. vert. esq.	2.40	-47.07	-5.95	-0.01	1.18	-0.07	-0.00	---	---
	Arm. horz. esq.	0.30	-42.25	-6.61	-0.98	1.06	0.29	-0.01	---	---
	Concreto	5.33	-47.07	-5.95	-0.01	1.18	-0.07	-0.00	---	---
	Arm. transv.	0.17	-42.37	-6.71	3.28	---	---	---	0.44	-0.03

## RELATÓRIO DE ARMADURAS DE CORTINAS

<b>TORRE- Cortina C1: Comprimento: 400,0 cm [Nó inicial: 2.50;7.52 -&gt; Nó final: 6.14;7.52]</b>											
Planta	Espessura (cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C. (%)	Estado
		Esquerda	Direita	Esquerda	Direita	Ramos	Diam.	Esp.ver (cm)	Esp.hor (cm)		
Piso 6	35.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---
Piso 5	35.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---
Piso 4	35.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---
Piso 3	35.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---
Piso 2	35.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---
Piso 1	35.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---

<b>TORRE-Cortina C2: Comprimento: 400,0 cm [Nó inicial: 2.50;4.10 -&gt; Nó final: 6.14;4.10]</b>											
Planta	Espessura (cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C. (%)	Estado
		Esquerda	Direita	Esquerda	Direita	Ramos	Diam.	Esp.ver (cm)	Esp.hor (cm)		
Piso 6	70.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---
Piso 5	70.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---
Piso 4	70.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---
Piso 3	70.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---
Piso 2	70.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---
Piso 1	70.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---

<b>TORRE- Cortina C3: Comprimento: 400,0 cm [Nó inicial: 2.50;0.67 -&gt; Nó final: 6.14;0.67]</b>											
Planta	Espessura (cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C. (%)	Estado
		Esquerda	Direita	Esquerda	Direita	Ramos	Diam.	Esp.ver (cm)	Esp.hor (cm)		
Piso 6	35.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---
Piso 5	35.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---
Piso 4	35.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---
Piso 3	35.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---
Piso 2	35.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---
Piso 1	35.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	Ø6,3c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---

<b>TORRE- Cortina C6: Comprimento: 720,0 cm [Nó inicial: 4.75;0.67 -&gt; Nó final: 4.75;7.52]</b>											
Planta	Espessura (cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C. (%)	Estado
		Esquerda	Direita	Esquerda	Direita	Ramos	Diam.	Esp.ver (cm)	Esp.hor (cm)		
Piso 6	60.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---
Piso 5	60.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---
Piso 4	60.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---
Piso 3	60.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---
Piso 2	60.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---
Piso 1	60.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---

TORRE-Cortina C7: Comprimento: 720,0 cm [Nó inicial: 6.14;0.67 -> Nó final: 6.14;7.52]											
Planta	Espessura (cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C. (%)	Estado
		Esquerda	Direita	Esquerda	Direita	Ramos	Diam.	Esp.ver (cm)	Esp.hor (cm)		
Piso 6	50.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---
Piso 5	50.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---
Piso 4	50.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---
Piso 3	50.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---
Piso 2	50.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---
Piso 1	50.0	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	Ø10c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---

F.C. = O fator de cumprimento indica a porcentagem da área na qual a armadura e a espessura de concreto são suficientes.

## RELATÓRIO QUANTITATIVOS PILARES DA TORRE

Tabela resumo - Piso 7 e 8									
Pilares	Dimensões cm	Fôrmas esp. 17mm (m <sup>2</sup> )	Concreto C30, em geral (m <sup>3</sup> )	Armaduras					Taxa (kg/m <sup>3</sup> )
				CA-50 e CA-60					
				Longitudinal		Estribos		Total +10%	
				Ø12.5	Ø10	Ø8	Ø5.0		
				(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	
P1 e P3	40x40	15,20	1,52	56,82	17,74	0,00	27,07	111,79	73,55
P2 e P4	40x40	15,20	1,52	52,61	16,38	0,00	27,72	106,38	69,99
<b>Total</b>		<b>30,40</b>	<b>3,04</b>	<b>109,43</b>	<b>34,12</b>	<b>0,00</b>	<b>54,79</b>	<b>218,17</b>	<b>143,54</b>

## RELATÓRIO QUANTITATIVOS FUNDAÇÃO (CAIXA DE MONTANTE)

Tabela resumo - Paredes laterais									
Paredes	Dimensões m <sup>2</sup>	Fôrmas esp. 17mm (m <sup>2</sup> )	Concreto C30, em geral (m <sup>3</sup> )	Armaduras					Taxa (kg/m <sup>3</sup> )
				CA-50 e CA-60					
				Longitudinal		Estribos		Total +10%	
				Ø16.0	Ø10	Ø8	Ø5.0		
				(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	
P1	6,06	17,19	18,30	866,00	0,00	0,00	0,00	952,60	52,05
P2	9,49	36,25	28,66	866,00	0,00	0,00	0,00	952,60	33,24
P3	6,06	15,20	18,30	866,00	0,00	0,00	0,00	952,60	52,05
<b>Total</b>		<b>68,64</b>	<b>65,26</b>	<b>2598,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>2857,80</b>	<b>43,79</b>

Tabela resumo - laje fundação									
lajes	Dimensões m <sup>2</sup>	Fôrmas esp. 17mm (m <sup>2</sup> )	Concreto C30, em geral (m <sup>3</sup> )	Armaduras					Taxa (kg/m <sup>3</sup> )
				CA-50 e CA-60					
				Longitudinal		Estribos		Total +10%	
				Ø16	Ø10	Ø8	Ø5.0		
				(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	
superior	10,49	66,76	75,53	1757,00				1932,70	25,59
inferior	8,72	30,20	62,78	2015,00				2216,50	35,30
<b>Total</b>		<b>96,96</b>	<b>138,31</b>	<b>3772,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>4149,20</b>	<b>30,00</b>

## SOMATÓRIO DE ESFORÇOS EM PILARES, PAREDES E MUROS/CORTINAS POR AÇÕES E PISO

Somente são levados em conta os esforços de pilares, muros e paredes. Se a obra tem vigas com vinculação externa, vigas inclinadas, diagonais ou estruturas 3D integradas, os esforços dos referidos elementos não serão mostrados no relatório a seguir.

Este relatório é útil para se conhecer as cargas atuantes no nível da cota da base dos pilares sobre um piso. Para casos tais como pilares apoiados tracionados, os esforços terão a influência não só das cargas atuantes provenientes dos pisos superiores, mas também das cargas que recebe de pisos inferiores.

### Resumido

Valores referidos à origem (X=0.00, Y=0.00)								
Planta	Cota (m)	Hipótese	N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)
Piso 7	31.41	Peso próprio	23.27	89.57	95.41	0.00	0.00	-0.00
		Cargas permanentes	5.40	20.78	22.13	0.00	-0.00	-0.00
		Sobrecarga	3.60	13.85	14.76	0.00	0.00	0.00
Piso 6	25.91	Peso próprio	44.88	172.74	184.02	-0.00	0.00	0.00
		Cargas permanentes	81.08	311.90	335.63	0.00	-0.00	-0.00
		Sobrecarga	5.65	21.74	23.16	0.00	-0.00	-0.00
Piso 5	21.01	Peso próprio	213.89	982.24	876.88	-0.00	-0.00	0.00
		Cargas permanentes	84.13	323.88	348.12	0.00	-0.00	-0.00
		Sobrecarga	14.78	57.68	60.62	0.00	-0.00	-0.00
Piso 4	16.11	Peso próprio	373.13	1763.6	1529.6	-0.00	-0.00	-0.00
		Cargas permanentes	84.48	325.00	349.57	0.00	-0.00	-0.00
		Sobrecarga	15.85	61.05	64.98	0.00	-0.00	-0.00
Piso 3	11.21	Peso próprio	532.36	2544.9	2182.3	-0.00	-0.00	-0.00
		Cargas permanentes	84.84	326.12	351.03	0.00	-0.00	-0.00
		Sobrecarga	16.91	64.42	69.35	0.00	-0.00	-0.00
Piso 2	6.31	Peso próprio	691.64	3326.4	2835.1	-0.00	-0.00	-0.00
		Cargas permanentes	85.19	327.26	352.49	0.00	-0.00	-0.00
		Sobrecarga	17.99	67.83	73.72	0.00	-0.00	-0.00
Piso 1	1.41	Peso próprio	850.87	4107.6	3487.8	-0.00	-0.00	-0.00
		Cargas permanentes	85.55	328.38	353.94	0.00	-0.00	-0.00
		Sobrecarga	19.05	71.20	78.08	0.00	-0.00	-0.00
Fundação	0.00	Peso próprio	895.42	4328.4	3670.4	-0.00	-0.00	-0.00
		Cargas permanentes	85.55	328.38	353.94	0.00	-0.00	-0.00
		Sobrecarga	19.05	71.20	78.08	0.00	-0.00	-0.00

#### 4.3.1.4 - Escada de acesso a torre de comando

#### 4.3.1.5 - Dados de Entrada

### VERSÃO DO PROGRAMA E NÚMERO DA LICENÇA

- Versão: 2016
- Número de licença: 116220

## DADOS GERAIS DA ESTRUTURA

- Projeto: Poço Comprido
- Chave: Escada de acesso

## NORMAS CONSIDERADAS

- Concreto: ABNT NBR 6118:2014
- Aços dobrados: ABNT NBR 14762: 2014
- Aços laminados e soldados: ABNT NBR 8800:2008

## AÇÕES CONSIDERADAS

### Verticais

Piso	S.C.U (t/m <sup>2</sup> )	C. permanentes (t/m <sup>2</sup> )
Piso lance da escada	0,30	0,10
Piso patamar	0,30	0,10

### Vento

Sem ação de vento

### Sismo

Sem ação de sismo

### Hipóteses/ações de carga

Automáticas: Peso próprio, Cargas permanentes e Sobrecarga

## ESTADOS LIMITES

E.L.U. Concreto E.L.Útil Fissuração. Concreto E.L.U. Concreto em fundações	ABNT NBR 6118:2014(ELU)
Tensões sobre o terreno Deslocamentos	Ações características

- Tensões sobre o terreno
- Deslocamentos

Comb.	PP	cp	Qa
1	1.00	1.00	0
2	1.00	1.00	1.00

## MATERIAIS UTILIZADOS

### Concretos

Elemento	Concreto	Fck (kgf/cm <sup>2</sup> )	gc	Tamanho máximo do agregado (mm)	Ec (kgf/cm <sup>2</sup> )
Todos	C30, em geral	306	1.40	15	265759

### Aços por elemento

#### Aços em barras

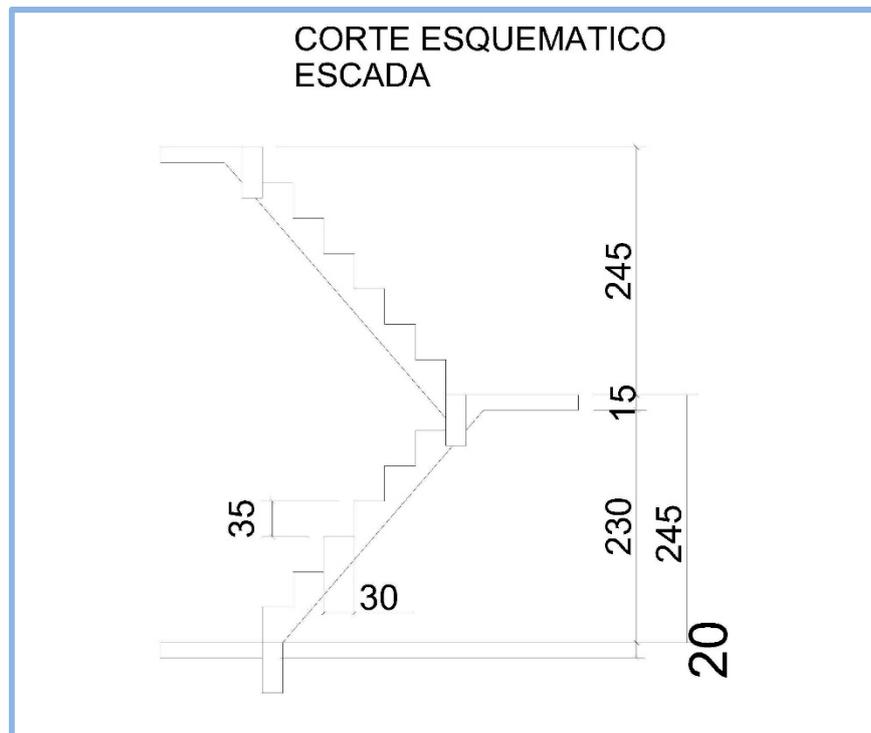
Elemento	Aço	Fyk (kgf/cm <sup>2</sup> )	gs
Todos	CA-50 e CA-60	5097 a 6116	1.15

#### Aços em perfis

Tipo de aço para perfis	Aço	Limite elástico (kgf/cm <sup>2</sup> )	Módulo de elasticidade (kgf/cm <sup>2</sup> )
Aço dobrado	CF-26	2650	2038736
Aço laminado	A-36	2548	2038736

### 4.3.1.6 - Dimensionamento

#### 4.3.1.6.1 - Modelo digital



#### 4.3.1.6.2 - dimensionamento

Dimensionamento da laje da escada.

DIMENSIONAMENTO DA ESCADA ARMADURA TRANSVERSAL			
Desnível (cm)	245,000	Altura útil cálculo (cm)	2,250
Degraus sugeridos	7,000	Cobrimento (cm)	2,500
Espelho	35,000	Altura (h - cm)	5,000
Pisada	30,000	Altura utilizada (cm)	6,000
Inclinação (graus)	49,399	h1	9,220
Largura escada (cm)	90,000	hm	26,720
Concreto (fck)	30,000	Altura útil (cm)	3,500
Aço (classe - KN/cm <sup>2</sup> )	50,000	Coefficiente Carga	1,400
Comprimento inclinado (cm)	276,586	Coefficiente Concreto	1,400
Comprimento horizontal (cm)	180,000	Coefficiente Aço	1,150
Concreto (KN/m <sup>3</sup> )		Esforços	
Peso patamar (KN/m <sup>2</sup> )		Mk (KNm/m)	1,030713469
Peso trecho inclinado (KN/m <sup>2</sup> )		Md (KNm/m)	1,442998857
Revestimento (KN/m <sup>2</sup> )		Md (KNcm/m)	144,2998857
Sobreuso (KN/m <sup>2</sup> )		Vk (KN/m)	4,580948751
Total da carga (KN/m <sup>2</sup> )		Vd (KN/m)	6,413328252
Verificações		Kmd	0,054971385
Cisalhamento		Situação	OK
Trd1		Beta x	0,083787721
Tensão cisalhamento		Kz	0,966484912
Situação		Beta x34	0,628321873
Dimensionamento Armadura			
Kc (cm <sup>2</sup> /KN.m)			
Ks (cm <sup>2</sup> /KN.m)			
As (cm <sup>2</sup> /m)			
As mínimo (cm <sup>2</sup> /m)			
As utilizado (cm <sup>2</sup> /m)			
Aço utilizado (mm)		Quant. De ferro	9
Espaçamento (cm)		compr.(cm)	87

DIMENSIONAMENTO DE ESCADA ARMADURA TRANSVERSAL			
Desnível (cm)	245,0000	Altura útil cálculo (cm)	2,250
Degraus sugeridos	7,0000	Cobrimento (cm)	2,500
Espelho	35,0000	Altura (h - cm)	5,000
Pisada	30,0000	Altura utilizada (cm)	10,000
Inclinação (graus)	49,3987	h1	15,366
Largura escada (cm)	90,0000	hm	32,866
Concreto (fck)	30,0000	Altura útil (cm)	7,500
Aço (classe - KN/cm <sup>2</sup> )	50,0000	Coefficiente Carga	1,400
Comprimento inclinado (cm)	276,5863	Coefficiente Concreto	1,400
Comprimento horizontal (cm)	180,0000	Coefficiente Aço	1,150
Concreto (KN/m <sup>3</sup> )	25,0000	Esforços	
Peso patamar (KN/m <sup>2</sup> )	2,5000	Mk (KNm/m)	4,745
Peso trecho inclinado (KN/m <sup>2</sup> )	8,2165	Md (KNm/m)	6,643
Revestimento (KN/m <sup>2</sup> )	1,0000	Md (KNcm/m)	664,324
Sobreuso (KN/m <sup>2</sup> )	2,5000	Vk (KN/m)	6,862
Peso Unitário Parapeito (KN/m <sup>2</sup> )	0,0000	Vd (KN/m)	9,607
Carga horizontal parapeito (KN/m <sup>2</sup> )	2,2222		
Total da carga (KN/m <sup>2</sup> )	11,7165		
<b>Verificações</b>		Kmd	0,055
Cisalhamento		Situação	OK
Trd1	0,0907	Beta x	0,084
Tensão cisalhamento	0,0128	Kz	0,966
Situação	OK	Beta x34	0,628
Dimensionamento Armadura			
Kc (cm <sup>2</sup> /KN.m)	8,4673		
Ks (cm <sup>2</sup> /KN.m)	0,0238		
As (cm <sup>2</sup> /m)	2,1081		
As mínimo (cm <sup>2</sup> /m)	1,0125		
As utilizado (cm <sup>2</sup> /m)	2,1081		
Aço utilizado (mm)	8.0	Quant. De ferro	10
Espaçamento (cm)	10,0000	compr.(cm)	246

Dimensionamento do Patamar

DIMENSIONAMENTO DO PATAMAR DA ESCADA ARMADURA TRANSVERSAL			
Total da carga (KN/m <sup>2</sup> )	5,000	Esforços	
Comprimento (cm)	190,000	Mk (KNm/m)	2,377
Verificações		Md (KNm/m)	3,327
Cisalhamento		Md (KNcm/m)	332,719
Trd1	0,108	Vk (KN/m)	2,250
Tensão cisalhamento	0,009	Vd (KN/m)	3,150
Situação	OK		
Dimensionamento Armadura			
Kc (cm <sup>2</sup> /KN.m)	3,682	Kmd	0,120
Ks (cm <sup>2</sup> /KN.m)	0,025	Situação	OK
As (cm <sup>2</sup> /m)	2,380	Beta x	0,192
As mínimo (cm <sup>2</sup> /m)	0,525	Kz	0,923
As utilizado (cm <sup>2</sup> /m)	2,380	Beta x34	0,628
Aço utilizado (mm)	6,300	Quant. De ferro	10
Espaçamento (cm)	20,000	compr.(cm)	192

DIMENSIONAMENTO DO PATAMAR ARMADURA TRANSVERSAL			
Total da carga (KN/m <sup>2</sup> )	6,000	Esforços	
Comprimento (cm)	100,000	Mk (KNm/m)	0,750
Verificações		Md (KNm/m)	1,050
Cisalhamento		Md (KNcm/m)	105,000
Trd1	0,086	Vk (KN/m)	3,000
Tensão cisalhamento	0,006	Vd (KN/m)	4,200
Situação	OK		
Dimensionamento Armadura			
Kc (cm <sup>2</sup> /KN.m)	53,571	Kmd	0,009
Ks (cm <sup>2</sup> /KN.m)	0,023	Situação	OK
As (cm <sup>2</sup> /m)	0,324	Beta x	0,013
As mínimo (cm <sup>2</sup> /m)	1,125	Kz	0,995
As utilizado (cm <sup>2</sup> /m)	1,125		
Aço utilizado (mm)	6,300	Quant. De ferro	10
Espaçamento (cm)	10,000	compr.(cm)	122

#### Dimensionamento do engaste escada/patamar

DIMENSIONAMENTO DO ENGASTE PATAMAR ARMADURA TRANSVERSAL			
Mk (KN.cm/m)	112,745	Verificações	
Md (Kn.cm/m)	157,843	Kmd	0,010
Esgaste patamar		Situação	OK
Mk (KN.cm/m)	57,737	Beta x	0,016
Momento Compatibilizado (KN.cm/m)		Kz	0,994
Média	119,337	Beta x34	0,628
80% maior	126,275		
Utilizado	126,275		
Kc (cm <sup>2</sup> /KN.m)	44,546		
Ks (cm <sup>2</sup> /KN.m)	0,023		
As (cm <sup>2</sup> /m)	0,390		
Aço utilizado (mm)	6,300	Quant. De ferro	9
Espaçamento (cm)	10,000	compr.(cm)	161

#### 4.3.2 - Boca de Jusante

##### 4.3.2.1 - Dados de entrada

#### VERSÃO DO PROGRAMA E NÚMERO DA LICENÇA

- Versão: 2016
- Número de licença: 116220

#### DADOS GERAIS DA ESTRUTURA

- Projeto: Poço Comprido
- Chave: BOCA DE JUSANTE

#### NORMAS CONSIDERADAS

- Concreto: ABNT NBR 6118:2014
- Aços dobrados: ABNT NBR 14762: 2010
- Aços laminados e soldados: ABNT NBR 8800:2008
- Categoria de uso: Edificações residenciais

#### AÇÕES CONSIDERADAS

##### Verticais

Piso	S.C.U (t/m <sup>2</sup> )	C. permanentes (t/m <sup>2</sup> )
Piso 2	0,30	0,10
Piso 1	0,00	0,10
Fundação	0,30	0,00

##### Vento

Sem ação de vento

##### Hipóteses/ações de carga

Automáticas: Peso próprio, Cargas permanentes e Sobrecarga

##### Empuxos nas cortinas

Empuxo Padrão

##### Uma situação de carga horizontal

- Carga: Cargas permanentes
- Com reaterro/água: Cota 7.00 m
- Ângulo do talude 30.00 Graus

- Densidade aparente 1.80 t/m<sup>3</sup>
- Densidade submersa 1.10 t/m<sup>3</sup>
- Ângulo atrito interno 30.00 Graus
- Alívio por drenagem 100.00 %

#### ESTADOS LIMITES

E.L.U. Concreto E.L. Útil Fissuração. Concreto E.L.U. Concreto em fundações	ABNT NBR 6118:2014(ELU)
Tensões sobre o terreno Deslocamentos	Ações características

#### SITUAÇÕES DE PROJETO

Para as distintas situações de projeto, as combinações de ações serão definidas de acordo com os seguintes critérios:

- Com coeficientes de combinação
- Sem coeficientes de combinação

Onde:

Gk Ação permanente

Pk Ação de pré-esforço

Qk Ação variável

gG Coeficiente parcial de segurança das ações permanentes

gP Coeficiente parcial de segurança da ação de pré-esforço

gQ,1 Coeficiente parcial de segurança da ação variável principal

gQ,i Coeficiente parcial de segurança das ações variáveis de acompanhamento

yp,1 Coeficiente de combinação da ação variável principal

ya,i Coeficiente de combinação das ações variáveis de acompanhamento

Coeficientes parciais de segurança (g) e coeficientes de combinação (y)

Para cada situação de projeto e estado limite, os coeficientes a utilizar serão:

- E.L.U. Concreto: ABNT NBR 6118:2014
- E.L.U. Concreto em fundações: ABNT NBR 6118:2014

<b>Situação 1</b>				
	<b>Coefficientes parciais de segurança (g)</b>		<b>Coefficientes de combinação (y)</b>	
	<b>Favorável</b>	<b>Desfavorável</b>	<b>Principal (yp)</b>	<b>Acompanhamento (ya)</b>
Permanente (G)	1.000	1.400		
Sobrecarga (Q)	0.000	1.400	1.000	0.500

– E.L.ÚtilFissuração. Concreto: ABNT NBR 6118:2014

<b>Situação 1</b>				
	<b>Coefficientes parciais de segurança (g)</b>		<b>Coefficientes de combinação (y)</b>	
	<b>Favorável</b>	<b>Desfavorável</b>	<b>Principal (yp)</b>	<b>Acompanhamento (ya)</b>
Permanente (G)	1.000	1.000		
Sobrecarga (Q)	0.000	1.00	0.4	0.300

#### Tensões sobre o terreno

	<b>Ações variáveis sem sismo</b>	
	<b>Favorável</b>	<b>Desfavorável</b>
Permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000

#### Deslocamentos

	<b>Ações variáveis sem sismo</b>	
	<b>Favorável</b>	<b>Desfavorável</b>
Permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000

#### Combinações

- Nomes das ações

PP Peso próprio

CP Cargas permanentes

Qa Sobrecarga

- E.L.U. Concreto

- E.L.U. Concreto em fundações

Comb.	PP	cp	Qa
1	1.00	1.00	0
2	1.40	1.40	0
3	1.00	1.00	1.40
4	1.40	1.40	1.40

- E.L.Útil Fissuração. Concreto

Comb.	PP	cp	Qa
1	1.00	1.00	0
2	1.00	1.00	0.40

- Tensões sobre o terreno

- Deslocamentos

Comb.	PP	cp	Qa
1	1.00	1.00	0
2	1.00	1.00	1.00

#### DADOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS E PISOS

Grupo	Nome de grupo	Piso	Nome de Piso	Altura	Cota
2	Piso 2	2	Piso 2	5.90	7.00
1	Piso 1	1	Piso 1	1.10	1.10
0	Fundação	0			0

#### DADOS GEOMÉTRICOS DE PILARES, PILARES-PAREDES E CORTINAS

##### Cortinas

- As coordenadas dos vértices inicial e final são absolutas.
- As dimensões estão expressas em metros.

### Dados geométricos da cortina

Referência	Tipo cort.	GI- GF	Inicial/vértices/final	Piso	Dimensões Esquerda+Direita=Total
C1	Cortina de concreto armado	0-2	(0.35, 13.40) ( 30.05, 13.40)	2	0.25+0.25=0.5
				1	0.25+0.25=0.5
C2	Cortina de concreto armado	0-2	(0.35, 0.25) ( 30.05, 0.25)	2	0.25+0.25=0.5
				1	0.25+0.25=0.5
C3	Cortina de concreto armado	0-2	(0.35, 0.25) ( 0.35, 13.40)	2	0.35+0.35=0.7
				1	0.35+0.35=0.7
C6	Cortina de concreto armado	0-2	(15.52, 4.95) ( 30.05, 4.95)	2	0.25+0.25=0.5
				1	0.25+0.25=0.5
C5	Cortina de concreto armado	0-2	(15.52, 0.25) ( 15.52, 13.40)	2	0.175+0.175=0.35
				1	0.175+0.175=0.35

### Empuxos e sapata da cortina

Referência	Empuxos	Sapata da cortina
C1	Empuxo esquerdo: Sem empuxos Empuxo direito: Sem empuxos	Viga de fundação: 0.500 x 0.700 Balanços: esq.:0.00 dir.:0.00 altura:0.70 Tensões admissíveis -Combinações fundamentais: 5.00 kgf/cm <sup>2</sup> -Combinações acidentais: 6.50 kgf/cm <sup>2</sup> Módulo de Winkler: 10000.00 t/m <sup>3</sup>
C2	Empuxo esquerdo: Sem empuxos Empuxo direito: Sem empuxos	Viga de fundação: 0.500 x 0.700 Balanços: esq.:0.00 dir.:0.00 altura:0.70 Tensões admissíveis -Combinações fundamentais: 5.00 kgf/cm <sup>2</sup> -Combinações acidentais: 6.50 kgf/cm <sup>2</sup> Módulo de Winkler: 10000.00 t/m <sup>3</sup>
C3	Empuxo esquerdo: Sem empuxos Empuxo direito: Sem empuxos	Viga de fundação: 0.70 x 0.700 Balanços: esq.:0.00 dir.:0.00 altura:0.70 Tensões admissíveis -Combinações fundamentais: 5.00 kgf/cm <sup>2</sup> -Combinações acidentais: 6.50 kgf/cm <sup>2</sup> Módulo de Winkler: 10000.00 t/m <sup>3</sup>
C6	Empuxo esquerdo: Sem empuxos Empuxo direito: Sem empuxos	Viga de fundação: 0.500 x 0.700 Balanços: esq.:0.00 dir.:0.00 altura:0.70 Tensões admissíveis -Combinações fundamentais: 5.00 kgf/cm <sup>2</sup> -Combinações acidentais: 6.50 kgf/cm <sup>2</sup> Módulo de Winkler: 10000.00 t/m <sup>3</sup>
C7	Empuxo esquerdo: Sem empuxos Empuxo direito: Sem empuxos	Viga de fundação: 0.350 x 0.700 Balanços: esq.:0.00 dir.:0.00 altura:0.70 Tensões admissíveis -Combinações fundamentais: 5.00 kgf/cm <sup>2</sup> -Combinações acidentais: 6.50 kgf/cm <sup>2</sup> Módulo de Winkler: 10000.00 t/m <sup>3</sup>

## LAJES E ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO

Lajes fundação	Altura (cm)	Coef. de recalque (t/m <sup>3</sup> )	Tensão admissível em combinações fundamentais (kgf/cm <sup>2</sup> )	Tensão admissível em combinações acidentais (kgf/cm <sup>2</sup> )
Todas	70	10000.00	5.00	6.50

## MATERIAIS UTILIZADOS

### Concretos

Elemento	Concreto	Fck (kgf/cm <sup>2</sup> )	gc	Tamanho máximo do agregado (mm)	Ec (kgf/cm <sup>2</sup> )
Todos	C30, em geral	306	1.40	15	265759

### Aços por elemento

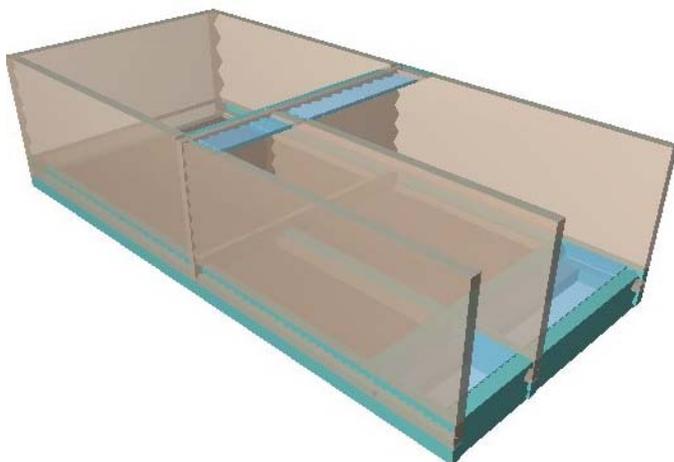
#### Aços em barras

Elemento	Aço	Fyk (kgf/cm <sup>2</sup> )	gs
Todos	CA-50 e CA-60	5097 a 6116	1.15

#### Aços em perfis

Tipo de aço para perfis	Aço	Limite elástico (kgf/cm <sup>2</sup> )	Módulo de elasticidade (kgf/cm <sup>2</sup> )
Aço dobrado	CF-26	2650	2038736
Aço laminado	A-36	2548	2038736

### 4.3.2.2 - Modelo digital 3d



#### 4.3.2.3 - Esforços e armaduras de pilares, paredes, cortinas e muros.

### MATERIAIS

#### Concretos

Elemento	Concreto	$f_{ck}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\gamma_c$	Tamanho máximo do agregado (mm)	$E_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
Todos	C30, em geral	306	1.40	15	265759

#### Aços por elemento

#### Aços em barras

Elemento	Aço	$f_{yk}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\gamma_s$
Todos	CA-50 e CA-60	5097 a 6116	1.15

#### Aços em perfis

Tipo de aço para perfis	Aço	Limite elástico (kgf/cm <sup>2</sup> )	Módulo de elasticidade (kgf/cm <sup>2</sup> )
Aço dobrado	CF-26	2650	2038736
Aço laminado	A-36	2548	2038736

### ESFORÇOS EM PILARES, PILARES-PAREDES E MUROS POR HIPÓTESE

Tramo: Nível inicial / nível final do tramo entre pisos.

Pilar	Planta	Dimensão (cm)	Tramo (m)	Hipótese	Base						Ext.Sup.					
					N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)	N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)
C1	Piso 2	50.0	1.10/7.00	Peso próprio	171.91	-129.4	-26.46	-6.53	-13.17	50.74	0.29	4.39	-0.96	-0.14	0.89	-2.67
				Cargas permanentes	1.52	-0.92	-0.24	-0.03	-0.12	0.08	1.69	0.72	-0.21	0.24	0.18	0.30
				Sobrecarga	5.44	-0.05	-0.21	-0.04	-0.11	-0.63	5.08	2.12	-0.62	0.67	0.55	0.98
C2	Piso 1	50.0	0.00/1.10	Peso próprio	222.73	9.78	-73.20	-41.45	-28.46	-14.95	184.62	30.51	-44.55	-33.89	-18.32	37.10
				Cargas permanentes	2.82	12.04	-0.99	-2.46	0.79	13.20	2.54	11.67	-1.88	-2.12	0.94	14.44
				Sobrecarga	9.04	34.55	-1.53	-6.11	2.91	38.97	8.20	33.01	-4.73	-5.24	3.15	41.60
C6	Piso 2	50.0	1.10/7.00	Peso próprio	170.31	-144.0	22.48	-4.70	11.22	-60.97	0.11	3.88	0.80	0.16	-0.79	1.70
				Cargas permanentes	1.39	-1.56	0.16	0.04	0.09	-0.22	1.66	0.64	0.16	0.19	-0.14	-0.21
				Sobrecarga	5.01	-2.63	0.06	0.12	0.04	0.35	5.01	1.89	0.48	0.47	-0.41	-0.69
C5	Piso 1	50.0	0.00/1.10	Peso próprio	205.23	-152.6	52.00	-20.46	37.78	160.00	170.45	-123.2	15.90	-16.19	27.80	102.38
				Cargas permanentes	2.11	5.97	0.43	-1.71	-0.30	-5.95	1.92	5.56	0.67	-1.45	-0.25	-4.79
				Sobrecarga	6.98	17.19	0.23	-4.02	-1.50	-19.29	6.41	15.84	1.56	-3.44	-1.20	-15.48
C6	Piso 2	50.0	1.10/7.00	Peso próprio	126.60	-207.2	1.11	-4.38	0.25	-2.50	3.45	-20.70	0.24	-0.08	-0.16	1.20
				Cargas permanentes	1.32	-6.81	0.02	-0.44	0.01	-0.09	1.22	-2.72	0.05	0.07	-0.06	0.31
				Sobrecarga	3.47	-16.21	0.02	-0.94	0.03	-0.23	3.62	-8.01	0.15	0.40	-0.17	0.94
C5	Piso 1	50.0	0.00/1.10	Peso próprio	185.58	-34.21	7.39	-35.36	-6.47	-59.66	160.89	-31.27	15.56	-31.21	-9.15	-61.17
				Cargas permanentes	3.53	0.89	0.10	-2.98	-1.26	-7.02	3.12	2.56	1.37	-2.61	-1.17	-6.18
				Sobrecarga	8.92	2.37	0.10	-6.65	-4.05	-21.18	7.98	6.31	4.16	-5.77	-3.70	-18.72
C5	Piso 2	35.0	1.10/7.00	Peso próprio	154.92	-0.91	53.53	-0.78	0.98	-1.34	13.23	4.88	5.58	-2.52	0.16	1.54
				Cargas permanentes	2.23	-0.08	1.29	-0.03	0.01	0.08	1.99	1.24	1.02	-0.73	0.02	0.32
				Sobrecarga	5.13	-0.22	3.04	-0.08	0.02	0.27	5.84	3.72	3.09	-2.21	0.05	0.97

Pilar	Planta	Dimensão (cm)	Tramo (m)	Hipótese	Base						Ext.Sup.					
					N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)	N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)
	Piso 1	35.0	0.00/1.10	Peso próprio	190.46	-4.10	50.95	-5.27	0.96	-10.91	159.16	-0.91	53.79	-1.35	0.99	-2.64
				Cargas permanentes	2.37	-0.14	1.30	-0.08	0.01	0.01	2.26	-0.08	1.30	-0.04	0.01	0.06
				Sobrecarga	5.13	-0.36	3.13	-0.16	0.03	0.24	5.12	-0.22	3.07	-0.11	0.02	0.24
C3	Piso 2	60.0	1.10/7.00	Peso próprio	102.85	26.58	-2.88	13.12	0.01	0.49	-0.00	-0.00	-0.01	-0.24	-0.00	0.02
				Cargas permanentes	0.54	0.13	-0.11	0.07	0.00	-0.00	0.79	-0.00	0.00	-0.00	0.00	-0.00
				Sobrecarga	1.94	-0.08	-0.34	-0.04	0.01	-0.02	2.36	-0.00	0.00	-0.01	0.00	-0.01
	Piso 1	60.0	0.00/1.10	Peso próprio	121.28	44.89	-4.48	18.20	-0.00	-0.39	101.73	26.58	-3.22	15.09	0.03	-0.13
				Cargas permanentes	0.48	0.23	-0.14	0.09	0.00	-0.01	0.52	0.13	-0.12	0.08	0.00	-0.01
				Sobrecarga	1.83	-0.13	-0.43	-0.05	0.01	-0.01	1.91	-0.08	-0.37	-0.05	0.01	-0.01

## ARRANQUES EM PILARES, PILARES-PAREDES E MUROS POR HIPÓTESE

Nota:

- Os esforços em pilares-paredes e muros são em relação aos eixos globais e referidos ao centro de gravidade do pilar-parede ou muro, no piso.

Pilar	Hipótese	Esforços em elem.fundação					
		N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)
C1	Peso próprio	222.73	9.78	-73.20	-41.45	-28.46	-14.95
	Cargas permanentes	2.82	12.04	-0.99	-2.46	0.79	13.20
	Sobrecarga	9.04	34.55	-1.53	-6.11	2.91	38.97
C2	Peso próprio	205.23	-152.6	52.00	-20.46	37.78	160.00
	Cargas permanentes	2.11	5.97	0.43	-1.71	-0.30	-5.95
	Sobrecarga	6.98	17.19	0.23	-4.02	-1.50	-19.29
C6	Peso próprio	185.58	-34.21	7.39	-35.36	-6.47	-59.66
	Cargas permanentes	3.53	0.89	0.10	-2.98	-1.26	-7.02
	Sobrecarga	8.92	2.37	0.10	-6.65	-4.05	-21.18
C5	Peso próprio	190.46	-4.10	50.95	-5.27	0.96	-10.91
	Cargas permanentes	2.37	-0.14	1.30	-0.08	0.01	0.01
	Sobrecarga	5.13	-0.36	3.13	-0.16	0.03	0.24
C3	Peso próprio	121.28	44.89	-4.48	18.20	-0.00	-0.39
	Cargas permanentes	0.48	0.23	-0.14	0.09	0.00	-0.01
	Sobrecarga	1.83	-0.13	-0.43	-0.05	0.01	-0.01

## DESFAV. PILARES, PILARES-PAREDES E CORTINAS

### Cortinas

Referências:

- Aproveitamento: Nível de tensões (relação entre a tensão máxima e a admissível). Equivale ao inverso do coeficiente de segurança.
- Nx : Axial vertical.
- Ny : Axial horizontal.
- Nxy: Axial tangencial.
- Mx : Momento vertical (em torno do eixo horizontal).

- My : Momento horizontal (em torno do eixo vertical).
- Mxy: Momento torsor.
- Qx : Cortante transversal vertical.
- Qy : Cortante transversal horizontal.

CAIXA DE JUSANTE-Cortina C1: Comprimento: 3000 cm [Nó inicial: 0.35;13.40 -> Nó final: 30.05;13.40]										
Planta	Verificação	Aproveitamento (%)	Desfavoráveis							
			Nx (t/m)	Ny (t/m)	Nxy (t/m)	Mx (t·m/m)	My (t·m/m)	Mxy (t·m/m)	Qx (t/m)	Qy (t/m)
Piso 2 (e=50.0 cm)	Arm. vert. dir.	57.77	22.15	40.88	-19.46	0.00	1.74	-0.37	---	---
	Arm. horz. dir.	160.27	6.27	59.70	6.10	0.31	1.83	0.00	---	---
	Arm. vert. esq.	2.20	-35.32	-1.07	3.92	2.58	0.44	0.62	---	---
	Arm. horz. esq.	1.08	0.91	-12.75	-1.33	0.00	2.17	1.24	---	---
	Concreto	7.81	22.15	40.88	-19.46	-0.60	1.74	-0.37	---	---
	Arm. transv.	3.29	8.03	3.87	12.40	---	---	---	2.41	8.19
Piso 1 (e=50.0 cm)	Arm. vert. dir.	4.42	-26.41	-5.16	5.95	-13.85	-1.74	0.15	---	---
	Arm. horz. dir.	0.95	-13.84	-7.37	16.46	0.35	-1.80	1.44	---	---
	Arm. vert. esq.	79.36	-7.95	-1.18	6.83	-14.29	-1.78	0.00	---	---
	Arm. horz. esq.	74.06	5.89	13.49	15.46	-9.76	-1.18	0.39	---	---
	Concreto	9.57	-26.41	-5.16	5.95	-13.85	-1.74	0.15	---	---
	Arm. transv.	27.57	-22.67	-5.56	22.89	---	---	---	9.11	-8.65

CAIXA DE JUSANTE-Cortina C2: Comprimento: 300 cm [Nó inicial: 0.35;0.25 -> Nó final: 30.05;0.25]										
Planta	Verificação	Aproveitamento (%)	Desfavoráveis							
			Nx (t/m)	Ny (t/m)	Nxy (t/m)	Mx (t·m/m)	My (t·m/m)	Mxy (t·m/m)	Qx (t/m)	Qy (t/m)
Piso 2 (e=50.0 cm)	Arm. vert. dir.	1.27	-24.90	12.86	0.68	-0.62	-0.03	-0.71	---	---
	Arm. horz. dir.	0.52	7.24	2.95	11.46	0.15	-2.26	0.13	---	---
	Arm. vert. esq.	55.71	20.73	38.55	-18.36	0.00	-2.04	0.51	---	---
	Arm. horz. esq.	142.58	20.73	38.55	-18.36	0.00	-2.04	0.51	---	---
	Concreto	7.67	20.73	38.55	-18.36	0.54	-2.04	0.51	---	---
	Arm. transv.	1.78	7.24	2.95	11.46	---	---	---	-1.42	-4.41
Piso 1 (e=50.0 cm)	Arm. vert. dir.	0.78	-15.13	-1.63	5.86	-0.38	1.13	-0.57	---	---
	Arm. horz. dir.	0.66	-13.47	-6.01	12.51	-0.34	-1.69	-0.96	---	---
	Arm. vert. esq.	1.99	-12.82	-1.18	6.42	6.03	0.77	-0.19	---	---
	Arm. horz. esq.	0.39	-10.66	-3.43	6.56	-0.27	0.83	-0.71	---	---
	Concreto	4.51	-12.82	-1.18	6.42	6.03	0.77	-0.19	---	---
	Arm. transv.	30.77	-12.50	-5.27	11.20	---	---	---	-10.13	8.73

CAIXA DE JUSANTE-Cortina C6: Comprimento: 1465 cm [Nó inicial: 15.52;4.95 -> Nó final: 30.05;4.95]										
Planta	Verificação	Aproveitamento (%)	Desfavoráveis							
			Nx (t/m)	Ny (t/m)	Nxy (t/m)	Mx (t-m/m)	My (t-m/m)	Mxy (t-m/m)	Qx (t/m)	Qy (t/m)
Piso 2 (e=50.0 cm)	Arm. vert. dir.	2.11	-51.37	-6.49	2.42	-1.28	0.13	-0.26	---	---
	Arm. horz. dir.	0.57	-4.21	-11.13	0.30	-0.11	-0.26	-0.13	---	---
	Arm. vert. esq.	2.11	-51.37	-6.49	2.42	1.28	0.13	-0.26	---	---
	Arm. horz. esq.	0.46	-4.21	-11.13	0.30	0.30	-0.26	-0.13	---	---
	Concreto	4.71	-51.37	-6.49	2.42	-1.28	0.13	-0.26	---	---
	Arm. transv.	0.54	2.13	4.93	1.31	---	---	---	-0.46	-1.33
Piso 1 (e=50.0 cm)	Arm. vert. dir.	2.01	-39.21	0.94	12.04	-0.98	0.64	-0.46	---	---
	Arm. horz. dir.	0.82	-30.49	-12.08	30.03	0.76	-1.23	-0.21	---	---
	Arm. vert. esq.	3.06	-39.21	0.94	12.04	5.50	0.64	-0.46	---	---
	Arm. horz. esq.	0.62	-30.49	-12.08	30.03	-0.76	-1.23	-0.21	---	---
	Concreto	7.80	-39.21	0.94	12.04	5.50	0.64	-0.46	---	---
	Arm. transv.	18.16	-28.44	-11.00	27.39	---	---	---	-8.51	6.77

CAIXA DE JUSANTE-Cortina C5: Comprimento: 1365 cm [Nó inicial: 15.52;0.25 -> Nó final: 15.52;13.40]										
Planta	Verificação	Aproveitamento (%)	Desfavoráveis							
			Nx (t/m)	Ny (t/m)	Nxy (t/m)	Mx (t-m/m)	My (t-m/m)	Mxy (t-m/m)	Qx (t/m)	Qy (t/m)
Piso 2 (e=35.0 cm)	Arm. vert. dir.	1.42	-23.44	0.05	3.20	-0.47	-0.00	0.01	---	---
	Arm. horz. dir.	0.43	-2.49	0.08	-12.69	0.05	-0.12	0.06	---	---
	Arm. vert. esq.	1.42	-23.44	0.05	3.20	0.47	-0.00	0.01	---	---
	Arm. horz. esq.	0.40	-2.49	0.08	-12.69	-0.19	-0.12	0.06	---	---
	Concreto	3.51	-23.44	0.05	3.20	-0.47	-0.00	0.01	---	---
	Arm. transv.	0.47	-5.93	2.34	-0.50	---	---	---	-0.20	0.78
Piso 1 (e=35.0 cm)	Arm. vert. dir.	1.81	-24.14	-2.79	0.25	-0.48	0.06	-0.05	---	---
	Arm. horz. dir.	0.38	-13.43	-5.04	-4.20	0.42	-0.29	0.14	---	---
	Arm. vert. esq.	2.35	-14.59	-2.16	0.43	2.64	0.37	0.01	---	---
	Arm. horz. esq.	0.35	-19.25	-1.88	-3.05	1.45	0.46	-0.14	---	---
	Concreto	5.08	-14.59	-2.16	0.43	2.64	0.37	0.01	---	---
	Arm. transv.	1.72	-13.43	-5.04	-4.20	---	---	---	-2.94	-0.39

CAIXA DE JUSANTE-Cortina C3: Comprimento: 1365 cm [Nó inicial: 0.35;0.25 -> Nó final: 0.35;13.40]										
Planta	Verificação	Aproveitamento (%)	Desfavoráveis							
			Nx (t/m)	Ny (t/m)	Nxy (t/m)	Mx (t-m/m)	My (t-m/m)	Mxy (t-m/m)	Qx (t/m)	Qy (t/m)
Piso 2 (e=70.0 cm)	Arm. vert. dir.	1.02	-12.30	-0.72	-0.43	-3.55	-0.77	0.24	---	---
	Arm. horz. dir.	0.22	-11.89	-0.78	0.08	-3.19	-1.27	-0.01	---	---
	Arm. vert. esq.	0.55	-12.95	-0.08	0.71	0.39	-0.82	-0.49	---	---
	Arm. horz. esq.	0.33	-1.54	1.64	-1.29	0.39	2.58	0.11	---	---
	Concreto	2.19	-12.30	-0.72	-0.43	-3.55	-0.77	0.24	---	---
	Arm. transv.	0.73	-8.72	3.10	-0.73	---	---	---	1.28	1.90

CAIXA DE JUSANTE-Cortina C3: Comprimento: 1365 cm [Nó inicial: 0.35;0.25 -> Nó final: 0.35;13.40]										
Planta	Verificação	Aproveitamento (%)	Desfavoráveis							
			Nx (t/m)	Ny (t/m)	Nxy (t/m)	Mx (t·m/m)	My (t·m/m)	Mxy (t·m/m)	Qx (t/m)	Qy (t/m)
Piso 1 (e=70.0 cm)	Arm. vert. dir.	1.50	-15.80	-2.00	-1.14	-5.77	-0.73	0.80	---	---
	Arm. horz. dir.	0.27	-13.85	-2.56	0.92	0.42	-1.16	-0.32	---	---
	Arm. vert. esq.	0.67	-15.80	-2.00	-1.14	0.47	-0.73	0.80	---	---
	Arm. horz. esq.	0.14	2.36	2.23	0.59	-0.13	1.46	-0.02	---	---
	Concreto	3.28	-15.80	-2.00	-1.14	-5.77	-0.73	0.80	---	---
	Arm. transv.	1.08	-7.82	2.60	-0.44	---	---	---	2.51	-2.28

## RELATÓRIO DE ARMADURAS DE CORTINAS - CAIXA DE JUSANTE-

CAIXA DE JUSANTE-Cortina C1: Comprimento: 3000 cm [Nó inicial: 0.35;13.40 -> Nó final: 30.05;13.40]											
Planta	Espessura (cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C. (%)	Estado
		Esquerda	Direita	Esquerda	Direita	Ramos	Diam.	Esp.ver (cm)	Esp.hor (cm)		
Piso 2	50.0	Ø10c/10 cm	Ø10c/10 cm	Ø8c/20 cm	Ø8c/20 cm	-	-	-	-	99.9	---
Piso 1	50.0	Ø10c/10 cm	Ø10c/10 cm	Ø8c/20 cm	Ø8c/20 cm	-	-	-	-	100.0	---

CAIXA DE JUSANTE-Cortina C2: Comprimento: 3000 cm [Nó inicial: 0.35;0.25 -> Nó final: 30.05;0.25]											
Planta	Espessura (cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C. (%)	Estado
		Esquerda	Direita	Esquerda	Direita	Ramos	Diam.	Esp.ver (cm)	Esp.hor (cm)		
Piso 2	50.0	Ø10c/10 cm	Ø10c/10 cm	Ø8c/20 cm	Ø8c/20 cm	-	-	-	-	99.9	---
Piso 1	50.0	Ø10c/10 cm	Ø10c/10 cm	Ø8c/20 cm	Ø8c/20 cm	-	-	-	-	100.0	---

CAIXA DE JUSANTE-Cortina C6: Comprimento: 1465 cm [Nó inicial: 15.52;4.95 -> Nó final: 30.05;4.95]											
Planta	Espessura (cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C. (%)	Estado
		Esquerda	Direita	Esquerda	Direita	Ramos	Diam.	Esp.ver (cm)	Esp.hor (cm)		
Piso 2	50.0	Ø10c/10 cm	Ø10c/10 cm	Ø8c/20 cm	Ø8c/20 cm	-	-	-	-	100.0	---
Piso 1	50.0	Ø10c/10 cm	Ø10c/10 cm	Ø8c/20 cm	Ø8c/20 cm	-	-	-	-	100.0	---

CAIXA DE JUSANTE-Cortina C5: Comprimento: 1365 cm [Nó inicial: 15.52;0.25 -> Nó final: 15.52;13.40]											
Planta	Espessura (cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C. (%)	Estado
		Esquerda	Direita	Esquerda	Direita	Ramos	Diam.	Esp.ver (cm)	Esp.hor (cm)		
Piso 2	35.0	Ø8c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø8c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---
Piso 1	35.0	Ø8c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø8c/20 cm	Ø8c/20 cm	---	---	---	---	100.0	---

CAIXA DE JUSANTE-Cortina C3: Comprimento: 1365 cm [Nó inicial: 0.35;0.25 -> Nó final: 0.35;13.40]											
Planta	Espessura (cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura transversal				F.C. (%)	Estado
		Esquerda	Direita	Esquerda	Direita	Ramos	Diam.	Esp.ver (cm)	Esp.hor (cm)		
Piso 2	70.0	Ø12.5c/10 cm	Ø10c/10 cm	Ø10c/10 cm	Ø10c/10 cm	---	---	---	---	100.0	---
Piso 1	70.0	Ø12.5c/10 cm	Ø10c/10 cm	Ø10c/10 cm	Ø10c/10 cm	---	---	---	---	100.0	---

CAIXA DE JUSANTE-Fundação laje: Comprimento: 3000x1365 cm [Nó inicial: 0.35;0.25 -> Nó final: 30,05;13.40]											
Planta	Espessura (cm)	Armadura transversal		Armadura longitudinal		Armadura transversal				F.C. (%)	Estado
		superior	Inferior	Superior	inferior	Ramos	Diam.	Esp.ver (cm)	Esp.hor (cm)		
Piso 1	70.0	Ø12,5c/15 cm	Ø12,5c/15 cm	Ø12,5c/15 cm	Ø12,5c/15 cm	---	---	---	---	100.0	---

F.C. = O fator de cumprimento indica a porcentagem da área na qual a armadura e a espessura de concreto são suficientes.

## SOMATÓRIO DE ESFORÇOS EM PILARES, PAREDES E MUROS/CORTINAS POR AÇÕES E PISO

- Somente são levados em conta os esforços de pilares, muros e paredes. Se a obra tem vigas com vinculação externa, vigas inclinadas, diagonais ou estruturas 3D integradas, os esforços dos referidos elementos não serão mostrados no relatório a seguir.
- Este relatório é útil para se conhecer as cargas atuantes no nível da cota da base dos pilares sobre um piso. Para casos tais como pilares apoiados tracionados, os esforços terão a influência não só das cargas atuantes provenientes dos pisos superiores, mas também das cargas que recebe de pisos inferiores.

### Resumido

Valores referidos à origem (X=0.00, Y=0.00)								
Planta	Cota (m)	Hipótese	N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)
Piso 1	1.10	Peso próprio	726.58	9996.7	4778.6	-3.27	-0.71	4.15
		Cargas permanentes	7.01	99.37	47.36	-0.39	-0.01	2.13
		Sobrecarga	20.99	296.75	142.07	-0.98	-0.01	5.66
Fundação	0.00	Peso próprio	925.28	13500	6113.1	-84.34	3.79	729.06
		Cargas permanentes	11.32	210.27	75.94	-7.14	-0.75	27.29
		Sobrecarga	31.89	576.91	215.98	-16.98	-2.61	45.50

### 4.3.3 - Casa de Comando

#### 4.3.3.1 - Dados de entrada

#### VERSÃO DO PROGRAMA E NÚMERO DA LICENÇA

- Versão: 2016
- Número de licença: 116220

#### DADOS GERAIS DA ESTRUTURA

- Projeto: POÇO COMPRIDO
- Chave: CASA DE COMANDO

## NORMAS CONSIDERADAS

- Concreto: ABNT NBR 6118:2014
- Aços dobrados: ABNT NBR 14762: 2010
- Aços laminados e soldados: ABNT NBR 8800:2008
- Categoria de uso: Edificações residenciais

## AÇÕES CONSIDERADAS

### Verticais

Piso	S.C.U (t/m <sup>2</sup> )	C. permanentes (t/m <sup>2</sup> )
Piso 2	0,10	0,15
Piso 1	0,30	0,10
Fundação	0,00	0,00

### Vento

Sem ação de vento

### Hipóteses/ações de carga

Automáticas: Peso próprio, Cargas permanentes e Sobrecarga

## ESTADOS LIMITES

E.L.U. Concreto E.L.Útil Fissuração. Concreto E.L.U. Concreto em fundações	ABNT NBR 6118:2007(ELU)
Tensões sobre o terreno Deslocamentos	Ações características

## SITUAÇÕES DE PROJETO

Para as distintas situações de projeto, as combinações de ações serão definidas de acordo com os seguintes critérios:

- Com coeficientes de combinação
- Sem coeficientes de combinação

Onde:

Gk Ação permanente

Pk Acção de pré-esforço

Qk Ação variável

gG Coeficiente parcial de segurança das ações permanentes

gP Coeficiente parcial de segurança da ação de pré-esforço

gQ,1 Coeficiente parcial de segurança da ação variável principal

gQ,i Coeficiente parcial de segurança das ações variáveis de acompanhamento

yp,1 Coeficiente de combinação da ação variável principal

ya,i Coeficiente de combinação das ações variáveis de acompanhamento

Coeficientes parciais de segurança (g) e coeficientes de combinação (y)

Para cada situação de projeto e estado limite, os coeficientes a utilizar serão:

- E.L.U. Concreto: ABNT NBR 6118:2014
- E.L.U. Concreto em fundações: ABNT NBR 6118:2014

<b>Situação 1</b>				
	<b>Coeficientes parciais de segurança (g)</b>		<b>Coeficientes de combinação (y)</b>	
	<b>Favorável</b>	<b>Desfavorável</b>	<b>Principal (yp)</b>	<b>Acompanhamento (ya)</b>
Permanente (G)	1.000	1.400		
Sobrecarga (Q)	0.000	1.400	1.000	0.500

- E.L.Útil Fissuração. Concreto: ABNT NBR 6118:2014

<b>Situação 1</b>				
	<b>Coeficientes parciais de segurança (g)</b>		<b>Coeficientes de combinação (y)</b>	
	<b>Favorável</b>	<b>Desfavorável</b>	<b>Principal (yp)</b>	<b>Acompanhamento (ya)</b>
Permanente (G)	1.000	1.000		
Sobrecarga (Q)	0.000	1.400	0.4	0.300

#### Tensões sobre o terreno

	<b>Ações variáveis sem sismo</b>	
	<b>Favorável</b>	<b>Desfavorável</b>
Permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000

#### Deslocamentos

	<b>Ações variáveis sem sismo</b>	
	<b>Favorável</b>	<b>Desfavorável</b>
Permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000

### Combinações

- Nomes das ações

PP Peso próprio

CP Cargas permanentes

Qa Sobrecarga

- E.L.U. Concreto
- E.L.U. Concreto em fundações

<b>Comb.</b>	<b>PP</b>	<b>cp</b>	<b>Qa</b>
1	1.00	1.00	0
2	1.40	1.40	0
3	1.00	1.00	1.40
4	1.40	1.40	1.40

- E.L.Útil Fissuração. Concreto

<b>Comb.</b>	<b>PP</b>	<b>cp</b>	<b>Qa</b>
1	1.00	1.00	0
2	1.00	1.00	0.40

- Tensões sobre o terreno

- Deslocamentos

<b>Comb.</b>	<b>PP</b>	<b>cp</b>	<b>Qa</b>
1	1.00	1.00	0
2	1.00	1.00	1.00

### DADOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS E PISOS

<b>Grupo</b>	<b>Nome de grupo</b>	<b>Piso</b>	<b>Nome de Piso</b>	<b>Altura</b>	<b>cota</b>
2	Piso 2	2	Piso 2	4.00	5.00
1	Piso 1	1	Piso 1	1.00	1.00
0	Fundação	0			0

### DADOS GEOMÉTRICOS DE PILARES, PILARES-PAREDES E CORTINAS

#### Pilares

GI: grupo inicial

GF: grupo final

Ang: ângulo do pilar em graus sexagesimais

#### Dados dos pilares

Referência	Coord (P.Fixo)	GI- GF	Vinculação exterior	Ang.	Ponto fixo	Altura de apoio
P1	0.10, 4.71	0-2	com vinculação exterior	0.0	Centro	0.30
P2	3.90, 4.71	0-2	com vinculação exterior	0.0	Centro	0.30
P3	0.10, 0.51	0-2	com vinculação exterior	0.0	Centro	0.30
P4	3.90, 0.51	0-2	com vinculação exterior	0.0	Centro	0.30

#### DIMENSÕES, COEFICIENTES DE ENGASTAMENTO E COEFICIENTES DE FLAMBAGEM PARA CADA PISO

Pilar	Piso	Dimensões	Coeficiente de engastamento		Coeficiente de flambagem		Coeficiente de rigidez axial
		(cm)	Ext.Superior	Ext.Inferior	X	Y	
Para todos os pilares	2	20x20	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
	1	20x20	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

#### LAJES E ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO

- Tensão admissível em combinações fundamentais: 2.00 kgf/cm<sup>2</sup>
- Tensão admissível em combinações acidentais: 3.00 kgf/cm<sup>2</sup>

#### MATERIAIS UTILIZADOS

##### Concretos

Elemento	Concreto	Fck (kgf/cm <sup>2</sup> )	gc	Tamanho máximo do agregado (mm)	Ec (kgf/cm <sup>2</sup> )
Todos	C20, em geral	204	1.40	15	216993

##### Aços por elemento

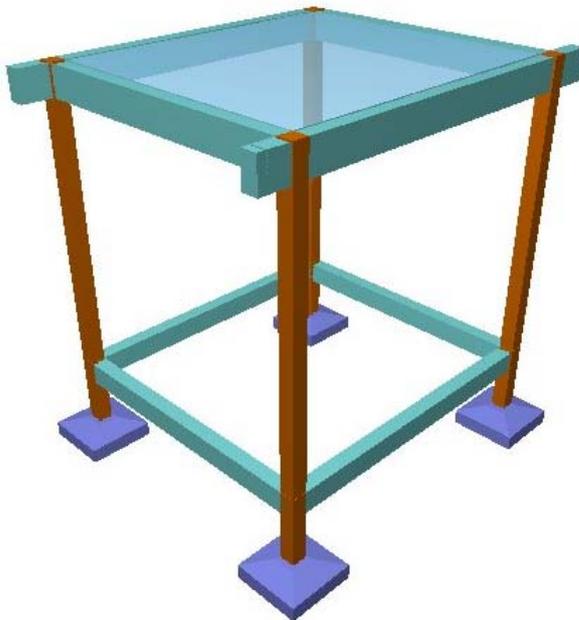
##### Aços em barras

Elemento	Aço	Fyk (kgf/cm <sup>2</sup> )	gs
Todos	CA-50 e CA-60	5097 a 6116	1.15

## Aços em perfis

Tipo de aço para perfis	Aço	Limite elástico (kgf/cm <sup>2</sup> )	Módulo de elasticidade (kgf/cm <sup>2</sup> )
Aço dobrado	CF-26	2650	2038736
Aço laminado	A-36	2548	2038736

### 4.3.3.2 - Modelo Digital 3d



### 4.3.3.3 - Esforços e armaduras de pilares, paredes, cortinas e muros.

#### MATERIAIS

##### Concretos

Elemento	Concreto	$f_{ck}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\gamma_c$	Tamanho máximo do agregado (mm)	$E_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
Todos	C20, em geral	204	1.40	15	216993

##### Aços por elemento

##### Aços em barras

Elemento	Aço	$f_{yk}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\gamma_s$
Todos	CA-50 e CA-60	5097 a 6116	1.15

## Aços em perfis

Tipo de aço para perfis	Aço	Limite elástico (kgf/cm <sup>2</sup> )	Módulo de elasticidade (kgf/cm <sup>2</sup> )
Aço dobrado	CF-26	2650	2038736
Aço laminado	A-36	2548	2038736

### ARM.PILARES E PILARES PAREDES

#### Pilares da casa de comando

Armadura de pilares									
Concreto: C20, em geral									
Pilar	Geometria			Armaduras				Aprov. (%)	Estado
	Planta	Dimensões (cm)	Tramo (m)	Barras		Estribos			
				Cantos	Taxa (%)	Descrição <sup>(1)</sup>	Espaçamento (cm)		
P1	Piso 2	20x20	1.00/4.60	4Ø10.0	1.23	1eØ5.0	12	27.2	Passa
	Piso 1	20x20	0.00/0.70	2Ø10.0	1.23	1eØ5.0	12	26.9	Passa
	Fundação	-	-	4Ø12.5	1.23	1eØ5.0	-	13.2	Passa
P2	Piso 2	20x20	1.00/4.60	4Ø10.0	1.23	1eØ5.0	12	27.7	Passa
	Piso 1	20x20	0.00/0.70	2Ø10.0	1.23	1eØ5.0	12	27.4	Passa
	Fundação	-	-	4Ø12.5	1.23	1eØ5.0	-	13.5	Passa
P3	Piso 2	20x20	1.00/4.60	4Ø10.0	1.23	1eØ5.0	12	28.4	Passa
	Piso 1	20x20	0.00/0.70	2Ø10.0	1.23	1eØ5.0	12	28.0	Passa
	Fundação	-	-	4Ø12.5	1.23	1eØ5.0	-	13.2	Passa
P4	Piso 2	20x20	1.00/4.60	4Ø10.0	1.23	1eØ5.0	12	28.3	Passa
	Piso 1	20x20	0.00/0.70	2Ø10.0	1.23	1eØ5.0	12	28.0	Passa
	Fundação	-	-	4Ø12.5	1.23	1eØ5.0	-	13.2	Passa

Notas:  
<sup>(1)</sup> e = estribo, r = ramo

### ESFORÇOS EM PILARES, PILARES-PAREDES E MUROS POR HIPÓTESE

Tramo: Nível inicial / nível final do tramo entre pisos.

Nota:

Esforços em relação aos eixos locais dos pilares da casa de comando.

Pilar	Planta	Dimensão (cm)	Tramo (m)	Hipótese	Base						Ext.Sup.					
					N (t)	Mx (t-m)	My (t-m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t-m)	N (t)	Mx (t-m)	My (t-m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t-m)
P1	Piso 2	20x20	1.00/4.60	Peso próprio	2.21	0.05	-0.06	0.03	-0.04	-0.00	1.85	-0.06	0.07	0.03	-0.04	-0.00
				Cargas permanentes	0.64	0.02	-0.02	0.01	-0.01	-0.00	0.64	-0.02	0.03	0.01	-0.01	-0.00
				Sobrecarga	0.43	0.01	-0.02	0.01	-0.01	-0.00	0.43	-0.01	0.02	0.01	-0.01	-0.00
P1	Piso 1	20x20	0.00/0.70	Peso próprio	2.88	0.05	-0.06	0.17	-0.20	-0.00	2.81	-0.07	0.09	0.17	-0.20	-0.00
				Cargas permanentes	0.72	0.00	-0.00	0.01	-0.01	-0.00	0.72	-0.00	0.00	0.01	-0.01	-0.00
				Sobrecarga	0.65	0.02	-0.02	0.07	-0.09	-0.00	0.65	-0.03	0.04	0.07	-0.09	-0.00
P2	Piso 2	20x20	1.00/4.60	Peso próprio	2.31	-0.05	-0.06	-0.03	-0.04	-0.00	1.95	0.06	0.07	-0.03	-0.04	-0.00
				Cargas permanentes	0.65	-0.02	-0.02	-0.01	-0.01	-0.00	0.65	0.02	0.03	-0.01	-0.01	-0.00
				Sobrecarga	0.44	-0.01	-0.02	-0.01	-0.01	-0.00	0.44	0.01	0.02	-0.01	-0.01	-0.00
P2	Piso 1	20x20	0.00/0.70	Peso próprio	2.98	-0.05	-0.06	-0.17	-0.20	-0.00	2.91	0.07	0.09	-0.17	-0.20	-0.00
				Cargas permanentes	0.73	-0.00	-0.00	-0.01	-0.01	-0.00	0.73	0.00	0.00	-0.01	-0.01	-0.00
				Sobrecarga	0.66	-0.02	-0.02	-0.07	-0.09	-0.00	0.66	0.03	0.04	-0.07	-0.09	-0.00
P3	Piso 2	20x20	1.00/4.60	Peso próprio	2.35	0.05	0.06	0.03	0.04	-0.00	1.99	-0.06	-0.07	0.03	0.04	-0.00
				Cargas permanentes	0.68	0.02	0.02	0.01	0.01	-0.00	0.68	-0.02	-0.03	0.01	0.01	-0.00

Pilar	Planta	Dimensão (cm)	Tramo (m)	Hipótese	Base						Ext.Sup.					
					N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)	N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)
P4	Piso 1	20x20	0.00/0.70	Sobrecarga	0.45	0.01	0.02	0.01	0.01	-0.00	0.45	-0.02	-0.02	0.01	0.01	-0.00
				Peso próprio	3.02	0.05	0.06	0.17	0.20	-0.00	2.95	-0.07	-0.09	0.17	0.20	-0.00
				Cargas permanentes	0.76	0.00	0.00	0.01	0.01	-0.00	0.76	-0.00	-0.00	0.01	0.01	-0.00
	Piso 2	20x20	1.00/4.60	Sobrecarga	0.68	0.02	0.02	0.07	0.09	-0.00	0.68	-0.03	-0.04	0.07	0.09	-0.00
				Peso próprio	2.35	-0.05	0.06	-0.03	0.04	-0.00	1.99	0.06	-0.07	-0.03	0.04	-0.00
				Cargas permanentes	0.68	-0.02	0.02	-0.01	0.01	-0.00	0.68	0.02	-0.03	-0.01	0.01	-0.00
Piso 1	20x20	0.00/0.70	Sobrecarga	0.45	-0.01	0.02	-0.01	0.01	-0.00	0.45	0.02	-0.02	-0.01	0.01	-0.00	
			Peso próprio	3.02	-0.05	0.06	-0.17	0.20	-0.00	2.95	0.07	-0.09	-0.17	0.20	-0.00	
			Cargas permanentes	0.76	-0.00	0.00	-0.01	0.01	-0.00	0.76	0.00	-0.00	-0.01	0.01	-0.00	
				Sobrecarga	0.68	-0.02	0.02	-0.07	0.09	-0.00	0.68	0.03	-0.04	-0.07	0.09	-0.00

## ARRANQUES EM PILARES, PILARES-PAREDES E MUROS POR HIPÓTESE

Nota:

Esforços em relação aos eixos locais do pilar.

Pilar	Hipótese	Esforços em elem.fundação					
		N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)
P1	Peso próprio	2.88	0.05	-0.06	0.17	-0.20	-0.00
	Cargas permanentes	0.72	0.00	-0.00	0.01	-0.01	-0.00
	Sobrecarga	0.65	0.02	-0.02	0.07	-0.09	-0.00
P2	Peso próprio	2.98	-0.05	-0.06	-0.17	-0.20	-0.00
	Cargas permanentes	0.73	-0.00	-0.00	-0.01	-0.01	-0.00
	Sobrecarga	0.66	-0.02	-0.02	-0.07	-0.09	-0.00
P3	Peso próprio	3.02	0.05	0.06	0.17	0.20	-0.00
	Cargas permanentes	0.76	0.00	0.00	0.01	0.01	-0.00
	Sobrecarga	0.68	0.02	0.02	0.07	0.09	-0.00
P4	Peso próprio	3.02	-0.05	0.06	-0.17	0.20	-0.00
	Cargas permanentes	0.76	-0.00	0.00	-0.01	0.01	-0.00
	Sobrecarga	0.68	-0.02	0.02	-0.07	0.09	-0.00

## DESFAV. PILARES, PILARES-PAREDES E CORTINAS

### Pilares da casa de comando

Resumo das verificações												
Pilares	Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Esforços desfavoráveis					Desfavorável	Aprov. (%)	Estado	
				Natureza	N (t)	Mxx (t·m)	Myy (t·m)	Qx (t)				Qy (t)
P1	Piso 2 (1 - 5 m)	20x20	Ext.Superior	AP, SCU	4.08	-0.17	0.13	-0.07	-0.09	N,M	27.2	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	4.59	0.14	-0.11	-0.07	-0.09	N,M	26.9	Passa
	Piso 1 (0 - 1 m)	20x20	1 m	AP, SCU	4.59	0.14	-0.11	-0.07	-0.09	N,M	26.9	Passa
			Ext.Superior	AP, SCU	5.85	-0.18	0.15	-0.36	-0.43	Q	24.6	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	5.95	0.12	-0.10	-0.36	-0.43	Q	15.5	Passa
Fundação	20x20	Elemento de Fundação	AP, SCU	5.95	0.12	-0.10	-0.36	-0.43	N,M	13.2	Passa	
P2	Piso 2 (1 - 5 m)	20x20	Ext.Superior	AP, SCU	4.25	-0.17	-0.13	0.07	-0.09	N,M	27.7	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	4.75	0.14	0.11	0.07	-0.09	N,M	27.4	Passa
	Piso 1 (0 - 1 m)	20x20	1 m	AP, SCU	4.75	0.14	0.11	0.07	-0.09	N,M	27.4	Passa
			Ext.Superior	AP, SCU	6.02	-0.18	-0.15	0.36	-0.43	Q	24.0	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	6.12	0.12	0.10	0.36	-0.43	Q	15.3	Passa
Fundação	20x20	Elemento de Fundação	AP, SCU	6.12	0.12	0.10	0.36	-0.43	N,M	13.5	Passa	

Resumo das verificações												
Pilares	Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Esforços desfavoráveis						Desfavorável	Aprov. (%)	Estado
				Natureza	N (t)	Mxx (t-m)	Myy (t-m)	Qx (t)	Qy (t)			
P3	Piso 2 (1 - 5 m)	20x20	Ext.Superior	AP, SCU	4.38	0.17	0.13	-0.07	0.09	N,M	28.4	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	4.88	-0.14	-0.11	-0.07	0.09	N,M	28.0	Passa
	Piso 1 (0 - 1 m)	20x20	1 m	AP, SCU	4.88	-0.14	-0.11	-0.07	0.09	N,M	28.0	Passa
			Ext.Superior	AP, SCU	6.15	0.18	0.15	-0.35	0.43	Q	23.2	Passa
	Ext.Inferior	AP, SCU	6.25	-0.12	-0.10	-0.35	0.43	Q	14.9	Passa		
Fundação	20x20	Elemento de Fundação	AP, SCU	6.25	-0.12	-0.10	-0.35	0.43	N,M	13.2	Passa	
P4	Piso 2 (1 - 5 m)	20x20	Ext.Superior	AP, SCU	4.37	0.17	-0.13	0.07	0.09	N,M	28.3	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	4.87	-0.14	0.11	0.07	0.09	N,M	28.0	Passa
	Piso 1 (0 - 1 m)	20x20	1 m	AP, SCU	4.87	-0.14	0.11	0.07	0.09	N,M	28.0	Passa
			Ext.Superior	AP, SCU	6.14	0.18	-0.15	0.35	0.43	Q	23.4	Passa
	Ext.Inferior	AP, SCU	6.23	-0.12	0.10	0.35	0.43	Q	15.0	Passa		
Fundação	20x20	Elemento de Fundação	AP, SCU	6.23	-0.12	0.10	0.35	0.43	N,M	13.2	Passa	
Notas: <i>N,M: Estado limite de ruptura frente a solicitações normais</i> <i>Q: Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante</i>												

## RELATÓRIO QUANTITATIVOS DOS PILARES DA CASA DE COMANDO

Tabela resumo - Piso 1 e Piso 2							
Pilares	Dimensões (cm)	Fôrmas (m <sup>2</sup> )	Concreto C20, em geral (m <sup>3</sup> )	Armaduras CA-50 e CA-60			Taxa (kg/m <sup>3</sup> )
				Longitudinal Ø 10,0 (kg)	Estribos Ø 5,0 (kg)	Total +10 % (kg)	
P1, P2, P3 e P4	20x20	3.28	0.164	10.8	2.2	14,3	87,19
<b>Total</b>		<b>3.28</b>	<b>0.164</b>	<b>10.8</b>	<b>2.2</b>	<b>14.3</b>	<b>87.19</b>

## SOMATÓRIO DE ESFORÇOS EM PILARES, PAREDES E MUROS/CORTINAS POR AÇÕES E PISO

- Somente são levados em conta os esforços de pilares, muros e paredes. Se a obra tem vigas com vinculação externa, vigas inclinadas, diagonais ou estruturas 3D integradas, os esforços dos referidos elementos não serão mostrados no relatório a seguir.
- Este relatório é útil para se conhecer as cargas atuantes no nível da cota da base dos pilares sobre um piso. Para casos tais como pilares apoiados tracionados, os esforços terão a influência não só das cargas atuantes provenientes dos pisos superiores, mas também das cargas que recebe de pisos inferiores.

## Resumido

Valores referidos à origem (X=0.00, Y=0.00)								
Planta	Cota (m)	Hipótese	N (t)	Mx (t·m)	My (t·m)	Qx (t)	Qy (t)	T (t·m)
Piso 1	1.00	Peso próprio	9.21	18.60	23.64	0.00	0.00	-0.00
		Cargas permanentes	2.65	5.33	6.79	-0.00	-0.00	-0.00
		Sobrecarga	1.77	3.56	4.52	0.00	0.00	-0.00
Fundação	0.00	Peso próprio	11.89	23.96	30.63	-0.00	-0.00	0.00
		Cargas permanentes	2.96	5.94	7.58	-0.00	0.00	-0.00
		Sobrecarga	2.68	5.38	6.90	-0.00	-0.00	-0.00

### 4.3.4 - Passarela

#### 4.3.4.1 - Passarela trecho 1

##### 4.3.4.1.1 - Dados de Entrada

#### VERSÃO DO PROGRAMA E NÚMERO DA LICENÇA

- Versão: 2016
- Número de licença: 116220

#### DADOS GERAIS DA ESTRUTURA

- Projeto: Poço Comprido
- Chave: Passarela Trecho 1

#### NORMAS CONSIDERADAS

- Concreto: ABNT NBR 6118:2014
- Aços dobrados: ABNT NBR 14762: 2014
- Aços laminados e soldados: ABNT NBR 8800:2008
- Categoria de uso: Edificações residenciais

#### AÇÕES CONSIDERADAS

##### Verticais

Piso	S.C.U (t/m <sup>2</sup> )	C. permanentes (t/m <sup>2</sup> )
Piso 2	0,30	0,10
Piso 1	0,30	0,10
Fundação	0,30	0,00

##### Vento

Sem ação de vento

## Sismo

Sem ação de sismo

## Hipóteses/ações de carga

Automáticas: Peso próprio, Cargas permanentes e Sobrecarga

## Relatório de cargas

Cargas especiais introduzidas (em t, t/m e t/m<sup>2</sup>)

Grupo	Hipótese	Tipo	Valor		Coordenadas
2	Cargas permanentes	Linear	0.20	( -3.26, 1.00)	(0.00, 1.00)
	Cargas permanentes	Linear	0.20	( 0.00, 1.00)	(8.00, 1.00)
	Cargas permanentes	Linear	0.20	( 8.00, 1.00)	(16.00, 1.00)
	Cargas permanentes	Linear	0.20	( 16.00, 1.00)	(24.00, 1.00)
	Cargas permanentes	Linear	0.20	( -3.26, -1.00)	(0.00, -1.00)
	Cargas permanentes	Linear	0.20	( 8.00, -1.00)	(16.00, -1.00)
	Cargas permanentes	Linear	0.20	( 16.00, -1.00)	(24.00, -1.00)
	Cargas permanentes	Linear	0.20	( 0.00, -1.00)	(8.00, -1.00)
	Cargas permanentes	Linear	0.20	( 24.00, 1.00)	(32.00, 1.00)
	Cargas permanentes	Linear	0.20	( 24.00, 1.00)	(32.00, -1.00)

## ESTADOS LIMITES

E.L.U. Concreto E.L.Útil Fissuração. Concreto E.L.U. Concreto em fundações	ABNT NBR 6118:2014(ELU)
Tensões sobre o terreno Deslocamentos	Ações características

## SITUAÇÕES DE PROJETO

Para as distintas situações de projeto, as combinações de ações serão definidas de acordo com os seguintes critérios:

- Com coeficientes de combinação
- Sem coeficientes de combinação

Onde:

Gk Ação permanente

Pk Acção de pré-esforço

Qk Ação variável

gG Coeficiente parcial de segurança das ações permanentes

gP Coeficiente parcial de segurança da acção de pré-esforço

gQ,1 Coeficiente parcial de segurança da ação variável principal

gQ,i Coeficiente parcial de segurança das ações variáveis de acompanhamento

yp,1 Coeficiente de combinação da ação variável principal

ya,i Coeficiente de combinação das ações variáveis de acompanhamento

Coeficientes parciais de segurança (g) e coeficientes de combinação (y)

Para cada situação de projeto e estado limite, os coeficientes a utilizar serão:

- E.L.U. Concreto: ABNT NBR 6118:2014
- E.L.U. Concreto em fundações: ABNT NBR 6118:2014

Situação 1				
	Coeficientes parciais de segurança (g)		Coeficientes de combinação (y)	
	Favorável	Desfavorável	Principal (yp)	Acompanhamento (ya)
Permanente (G)	1.000	1.400		
Sobrecarga (Q)	0.000	1.400	1.000	0.500

- E.L.Útil Fissuração. Concreto: ABNT NBR 6118:2014

Situação 1				
	Coeficientes parciais de segurança (g)		Coeficientes de combinação (y)	
	Favorável	Desfavorável	Principal (yp)	Acompanhamento (ya)
Permanente (G)	1.000	1.000		
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	0.40	0.300

Tensões sobre o terreno

	Ações variáveis sem sismo	
	Favorável	Desfavorável
Permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000

Deslocamentos

	Ações variáveis sem sismo	
	Favorável	Desfavorável
Permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000

### Combinações

- Nomes das ações

PP Peso próprio

CP Cargas permanentes

Qa Sobrecarga

- E.L.U. Concreto
- E.L.U. Concreto em fundações

<b>Comb.</b>	<b>PP</b>	<b>cp</b>	<b>Qa</b>
1	1.00	1.00	0
2	1.40	1.40	0
3	1.00	1.00	1.40
4	1.40	1.40	1.40

- E.L.Útil Fissuração. Concreto

<b>Comb.</b>	<b>PP</b>	<b>cp</b>	<b>Qa</b>
1	1.00	1.00	0
2	1.00	1.00	0.40

- Tensões sobre o terreno

- Deslocamentos

<b>Comb.</b>	<b>PP</b>	<b>cp</b>	<b>Qa</b>
1	1.00	1.00	0
2	1.00	1.00	1.00

### DADOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS E PISOS

<b>Grupo</b>	<b>Nome de grupo</b>	<b>Piso</b>	<b>Nome de Piso</b>	<b>Altura</b>	<b>cota</b>
2	Piso 2	2	Piso 2	12.34	27.34
1	Piso 1	1	Piso 1	15.00	15.00
0	Fundação	0			0

## DADOS GEOMÉTRICOS DE PILARES, PILARES-PAREDES E CORTINAS

### Pilares

GI: grupo inicial

GF: grupo final

Ang: ângulo do pilar em graus sexagesimais

#### Dados dos pilares da passarela trecho 1

Referência	Coord (P.Fixo)	GI- GF	Vinculação exterior	Ang.	Ponto fixo	Altura de apoio	Desnível de apoio
P1	0.00, 0.00	0-2	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.35	
P2	8.00, 0.00	0-2	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.35	
P3	16.00, 0.00	0-2	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.35	
P4	24.00, 0.00	0-2	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.35	
P5	32.00, 0.00	0-2	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.40	12.80

## DIMENSÕES, COEFICIENTES DE ENGASTAMENTO E COEFICIENTES DE FLAMBAGEM PARA CADA PISO

Pilar	Piso	Dimensões (cm)	Coeficiente de engastamento		Coeficiente de flambagem		Coeficiente de rigidez axial
			Ext.Superior	Ext.Inferior	X	Y	
Para todos os pilares	2	60x160	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00
	1	60x160	1.00	1.00	1.00	1.00	2.00

## LAJES E ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO

- Tensão admissível em combinações fundamentais: 3.50 kgf/cm<sup>2</sup>
- Tensão admissível em combinações acidentais: 4.55 kgf/cm<sup>2</sup>

## MATERIAIS UTILIZADOS

### Concretos

Elemento	Concreto	Fck (kgf/cm <sup>2</sup> )	gc	Tamanho máximo do agregado (mm)	Ec (kgf/cm <sup>2</sup> )
Todos	C30, em geral	306	1.40	15	265759

### Aços por elemento

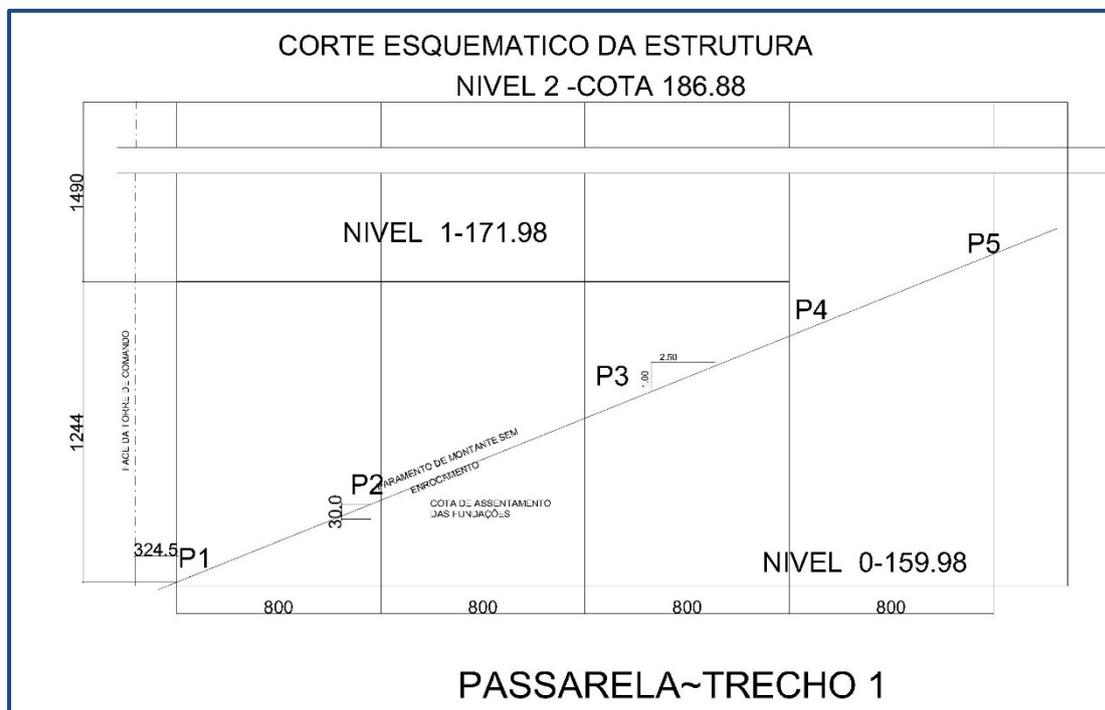
#### Aços em barras

Elemento	Aço	Fyk (kgf/cm <sup>2</sup> )	gs
Todos	CA-50 e CA-60	5097 a 6116	1.15

#### Aços em perfis

Tipo de aço para perfis	Aço	Limite elástico (kgf/cm <sup>2</sup> )	Módulo de elasticidade (kgf/cm <sup>2</sup> )
Aço dobrado	CF-26	2650	2038736
Aço laminado	A-36	2548	2038736

#### 4.3.4.1.2 - Esquema de dimensionamento



#### 4.3.4.1.3 - Esforços e Armaduras de Pilares, Paredes, Cortinas e Muros.

### MATERIAIS

#### Concretos

Elemento	Concreto	$f_{ck}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\gamma_c$	Tamanho máximo do agregado (mm)	$E_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
Todos	C30, em geral	306	1.40	15	265759

#### Aços por elemento

##### Aços em barras

Elemento	Aço	$f_{yk}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\gamma_s$
Todos	CA-50 e CA-60	5097 a 6116	1.15

#### Aços em perfis

Tipo de aço para perfis	Aço	Limite elástico (kgf/cm <sup>2</sup> )	Módulo de elasticidade (kgf/cm <sup>2</sup> )
Aço dobrado	CF-26	2650	2038736
Aço laminado	A-36	2548	2038736

## ARM.PILARES E PILARES PAREDES

### Pilares da passarela trecho 1

Passarela Trecho 1 - Armadura de pilares									
Concreto: C30, em geral									
Pilar	Geometria			Armaduras				Aprov. (%)	Estado
	Planta	Dimensões	Tramo	Barras		Estribos			
		(cm)	(m)	VERTICAL	Taxa (%)	Descrição <sup>(1)</sup>	Espaç. (cm)		
P1	Piso 5	60X160	21.7/27.34	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	43eØ6.3	14	27.2	Passa
	Piso 4	60X160	15.00/21.7	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	43eØ6.3	14	27.2	Passa
	Piso 3	60X160	10.00/15.0	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	35eØ6.3	14	27.2	Passa
	Piso 2	60X160	5.00/10.00	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	35eØ6.3	14	27.2	Passa
	Piso 1	60X160	0.00/5.00	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	35eØ6.3	14	27.2	Passa
	Fundação	160X230	0.00/0.35	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23		-	13.2	Passa
P2	Piso 5	60X160	21.7/24.15	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	43eØ6.3	14	27.2	Passa
	Piso 4	60X160	15.00/21.7	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	43eØ6.3	14	27.2	Passa
	Piso 3	60X160	10.00/15.0	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	35eØ6.3	14	27.2	Passa
	Piso 2	60X160	5.00/10.00	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	35eØ6.3	14	27.2	Passa
	Piso 1	60X160	0.00/5.00	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	35eØ6.3	14	27.2	Passa
	Fundação	160X230	0.00/0.35	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23		-	13.2	Passa
P3	Piso 5	60X160	0	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	43eØ6.3	14	27.2	Passa
	Piso 4	60X160	15.00/20,96	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	43eØ6.3	14	27.2	Passa
	Piso 3	60X160	10.00/15.0	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	35eØ6.3	14	27.2	Passa
	Piso 2	60X160	5.00/10.00	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	35eØ6.3	14	27.2	Passa
	Piso 1	60X160	0.00/5.00	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	35eØ6.3	14	27.2	Passa
	Fundação	160X230	0.00/0.35	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23		-	13.2	Passa
P4	Piso 4	60X160	15.00/17.7	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	43eØ6.3	14	27.2	Passa
	Piso 3	60X160	10.00/15.0	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	35eØ6.3	14	27.2	Passa
	Piso 2	60X160	5.00/10.00	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	35eØ6.3	14	27.2	Passa
	Piso 1	60X160	0.00/5.00	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	35eØ6.3	14	27.2	Passa
	Fundação	160X230	0.00/0.35	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23		-	13.2	Passa
P5	Piso 3	60X160	9.60/15	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	40eØ6.3	14	27.2	Passa
	Piso 2	60X160	5.00/9.60	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	35eØ6.3	14	27.2	Passa
	Piso 1	60X160	0.00/5.00	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	35eØ6.3	14	27.2	Passa
	Fundação	160X230	0.00/0.35	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23		-	13.2	Passa

Notas:

<sup>(1)</sup> e = estribo, r = ramo

## ESFORÇOS EM PILARES, PILARES-PAREDES E MUROS POR HIPÓTESE

Tramo: Nível inicial / nível final do tramo entre pisos.

Nota: Esforços em relação aos eixos locais dos pilares da passarela trecho 1.

Passarela Trecho 1 - Resumo das verificações												
Pilares	Tramo	Dimensão (cm)	Posição	Natureza	Esforços desfavoráveis					Desfav.	Aprov. (%)	Estado
					N	M <sub>xx</sub>	M <sub>yy</sub>	Q <sub>x</sub>	Q <sub>y</sub>			
					(t)	(t-m)	(t-m)	(t)	(t)			
P1	P5	60X160	Ext.Superior	AP, SCU	13,504	1134	10,31	-2,07	-3,65	Q	55,6	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	28,48	23,89	13,16	-2,07	-3,65	N,M	88,5	Passa
	P4	60X160	Ext.Superior	AP, SCU	28,48	23,89	13,16	-2,07	-3,65	N,M	88,4	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	43,91	36,9	10,36	-1,35	-2,65	N,M	65,3	Passa
	P3	60X160	Ext.Superior	AP, SCU	43,91	36,9	10,36	-1,35	-2,65	N,M	64,5	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	55,43	46,56	13,07	-0,75	-1,16	N,M	45,3	Passa
	P2	60X160	Ext.Superior	AP, SCU	55,43	46,56	13,07	-0,75	-1,16	N,M	44,1	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	66,95	56,24	1,75	-0,12	-0,75	N,M	32,4	Passa
P1	60X160	Ext.Superior	AP, SCU	66,95	56,24	1,75	-0,12	-0,75	N,M	32,1	Passa	
		Ext.Inferior	AP, SCU	78,47	65,91	0,08	0	0,01	N,M	24,5	Passa	
Fundação	160X230	amento de Fundaç	AP, SCU	78,47	65,91	0,08	0	0,01	Q	24,3	Passa	
P2	P5	60X160	Ext.Superior	AP, SCU	13,504	1134	8,16	-2,01	-3,5	Q	54,3	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	21,56	18,11	9,6	-2,01	-3,5	N,M	86,3	Passa
	P4	60X160	Ext.Superior	AP, SCU	21,56	18,11	9,6	-2,01	-3,5	N,M	86,1	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	37	3108	8,72	-1,16	-2,35	N,M	62,3	Passa
	P3	60X160	Ext.Superior	AP, SCU	37	3108	8,72	-1,16	-2,35	N,M	62,0	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	48,52	40,76	5,08	-0,73	-1,10	N,M	42,1	Passa
	P2	60X160	Ext.Superior	AP, SCU	48,52	40,76	5,08	-0,73	-1,10	N,M	39,8	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	60,04	50,43	1,57	-0,05	-0,3	N,M	30,7	Passa
P1	60X160	Ext.Superior	AP, SCU	60,04	50,43	1,57	-0,05	-0,3	N,M	30,1	Passa	
		Ext.Inferior	AP, SCU	71,56	68,51	0,08	0	0,01	N,M	24,4	Passa	
Fundação	160X230	amento de Fundaç	AP, SCU	71,56	68,51	0,08	0	0,01	Q	24,1	Passa	
P3	P4	60X160	Ext.Superior	AP, SCU	13,504	1134	6,24	-1,13	-2,10	Q	53,2	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	25,25	2121	5,95	-1,13	-2,10	N,M	62,1	Passa
	P3	60X160	Ext.Superior	AP, SCU	25,25	2121	5,95	-1,13	-2,10	N,M	61,7	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	36,77	30,89	3,85	-0,6	-0,9	N,M	41,5	Passa
	P2	60X160	Ext.Superior	AP, SCU	36,77	30,89	3,85	-0,6	-0,9	N,M	41,1	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	48,29	40,56	1,26	-0,10	-0,6	N,M	29,8	Passa
	P1	60X160	Ext.Superior	AP, SCU	48,29	40,56	1,26	-0,10	-0,6	N,M	29,5	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	59,81	50,24	0,06	0	0,01	N,M	23,2	Passa
Fundação	20x20	amento de Fundaç	AP, SCU	59,81	50,24	0,06	0	0,01	Q	23,0	Passa	
P4	P4	60X160	Ext.Superior	AP, SCU	13,5	1134	4,43	-1,09	-1,90	Q	49,5	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	19,88	16,7	4,68	-1,09	-1,90	N,M	58,7	Passa
	P3	60X160	Ext.Superior	AP, SCU	19,88	16,7	4,68	-1,09	-1,90	N,M	58,4	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	31,4	26,38	3,29	-0,55	-0,83	N,M	40,8	Passa
	P2	60X160	Ext.Superior	AP, SCU	31,4	26,38	3,29	-0,55	-0,83	N,M	40,1	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	42,92	36,05	1,12	-0,10	-0,43	N,M	28,5	Passa
	P1	60X160	Ext.Superior	AP, SCU	42,92	36,05	1,12	-0,10	-0,43	N,M	28,2	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	54,44	45,73	0,05	-0,01	-0,02	N,M	22,8	Passa
Fundação	160X230	amento de Fundaç	AP, SCU	54,44	45,73	0,05	-0,01	-0,02	Q	22,7	Passa	
p5	P3	60X160	Ext.Superior	AP, SCU	13,5	1134	3,18	-0,55	-0,83	Q	45	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	25,94	2179	2,71	-0,55	-0,83	N,M	40,7	Passa
	P2	60X160	Ext.Superior	AP, SCU	25,94	2179	2,71	-0,55	-0,83	N,M	40,2	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	29,63	24,89	0,7	-0,09	-0,33	N,M	27,1	Passa
	P1	60X160	Ext.Superior	AP, SCU	29,63	24,89	0,7	-0,09	-0,33	N,M	26,8	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	41,15	34,57	0,04	-0,01	-0,02	N,M	22,2	Passa
	Fundação	160X230	amento de Fundaç	AP, SCU	41,15	34,57	0,04	-0,01	-0,02	Q	21,3	Passa

Notas:

N,M : Estado limite de ruptura frente a solicitações normais

Q : Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante

## RELATÓRIO DE ARMADURAS DE CORTINAS

Passarela Trecho 1 - Tabela resumo - PILARES 1 A 5									
Pilares	Dimensões cm	Fôrmas esp. 17mm (m²)	Concreto C30, em geral (m³)	Armaduras					Taxa (kg/m³)
				CA-50 e CA-60					
				Longitudinal		Estribos		Total +10%	
				Ø20.0	Ø12.5	Ø6.3	Ø5.0		
				(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	
P1	60X160	119,24	26,02	774,80	117,20	598,80		1639,88	63,03
P2	60X160	106,26	23,18	704,35	161,15	543,90		1550,34	66,87
P3	60X160	92,22	20,12	651,51	149,11	502,73		1433,69	71,25
P4	60X160	77,88	16,99	633,90	145,10	489,00		1394,80	82,09
P5	60X160	66,00	14,40	502,90	115,30	388,60		1107,48	76,91
<b>Total</b>		<b>461,60</b>	<b>100,71</b>	<b>3267,46</b>	<b>687,86</b>	<b>2523,03</b>	<b>0,00</b>	<b>7126,19</b>	<b>70,76</b>

Passarela Trecho 1 - Tabela resumo - fundação									
Pilares	Dimensões cm	Fôrmas (m²)	Concreto C30, em geral (m³)	Armaduras					Taxa (kg/m³)
				CA-50 e CA-60					
				Longitudinal		Estribos		Total +10%	
				Ø12.5	Ø10	Ø8	Ø5.0		
				(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	
P1, P2,	160x230	1,95	2,21	18,50	62,90	0,00	0,00	89,54	40,55
P3, P4 e P5	160x230	1,95	3,31	0,00	80,40	0,00	0,00	88,44	26,70
<b>Total</b>		<b>3,90</b>	<b>5,52</b>	<b>18,50</b>	<b>143,30</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>177,98</b>	<b>67,26</b>

Tabela resumo - laje passarela									
lajes	Dimensões m²	Fôrmas esp. 17mm (m²)	Concreto C30, em geral (m³)	Armaduras					Taxa (kg/m³)
				CA-50 e CA-60					
				Longitudinal		Estribos		Total +10%	
				Ø16	Ø10	Ø8	Ø5.0		
				(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	
laje	220x20	2,60	15,49	0,00		588,50	129,70	790,02	51,01
<b>Total</b>		<b>2,60</b>	<b>15,49</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>588,50</b>	<b>129,70</b>	<b>790,02</b>	<b>51,01</b>

Passarela Trecho 1 - Tabela resumo - Paredes laterais passarela									
Paredes	Dimensões m²	Fôrmas esp. 17mm (m²)	Concreto C30, em geral (m³)	Armaduras					Taxa (kg/m³)
				CA-50 e CA-60					
				Longitudinal		Estribos		Total +10%	
				Ø12.5	Ø10	Ø8	Ø5.0		
				(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	(kg)	
V1	20x70	1,40	5,10	240,45	299,54	5,61	132,66	746,09	146,21
V2	20x70	1,40	5,10	240,45	299,54	5,61	132,66	746,09	146,21
<b>Total</b>		<b>2,80</b>	<b>10,21</b>	<b>480,90</b>	<b>599,08</b>	<b>11,22</b>	<b>265,32</b>	<b>1492,17</b>	<b>146,21</b>

Passarela Trecho 1 -Tabela resumo - laje passarela														
lajes	Dimensões m <sup>2</sup>	Fôrmas esp. 17mm (m <sup>2</sup> )	Concreto C30, em geral (m <sup>3</sup> )	Armaduras CA-50 e CA-60					Taxa (kg/m <sup>3</sup> )					
				Longitudinal			Estribos Ø5.0 (kg)	Total +10% (kg)						
				Ø16 (kg)	Ø10 (kg)	Ø8 (kg)								
				laje	220x20	2,60	15,49	0,00			588,50	129,70	790,02	51,01
				<b>Total</b>		<b>2,60</b>	<b>15,49</b>	<b>0,00</b>		<b>0,00</b>	<b>588,50</b>	<b>129,70</b>	<b>790,02</b>	<b>51,01</b>

#### 4.3.4.2 - Passarela trecho 2

##### 4.3.4.2.1 - Dados de Entrada

#### VERSÃO DO PROGRAMA E NÚMERO DA LICENÇA

- Versão: 2016
- Número de licença: 116220

#### DADOS GERAIS DA ESTRUTURA

- Projeto: Poço Comprido
- Chave: Passarela Trecho 2

#### NORMAS CONSIDERADAS

- Concreto: ABNT NBR 6118:2014
- Aços dobrados: ABNT NBR 14762: 2010
- Aços laminados e soldados: ABNT NBR 8800:2008
- Categoria de uso: Edificações residenciais

#### AÇÕES CONSIDERADAS

##### Verticais

Piso	S.C.U (t/m <sup>2</sup> )	C. permanentes (t/m <sup>2</sup> )
Piso 1	0,30	0,10
Fundação	0,30	0,00

##### Vento

Sem ação de vento

##### Hipóteses/ações de carga

Automáticas: Peso próprio, Cargas permanentes e Sobrecarga

## Relatório de cargas

Cargas especiais introduzidas (em t, t/m e t/m<sup>2</sup>)

Grupo	Hipótese	Tipo	Valor	Coordenadas	
1	Cargas permanentes	Linear	0.20	(32.00, 1.00)	( 4 0.00, 1.00)
	Cargas permanentes	Linear	0.20	( 40.00, 1.00)	( 48.00, 1.00)
	Cargas permanentes	Linear	0.20	( 48.00, 1.00)	( 56.00, 1.00)
	Cargas permanentes	Linear	0.20	(56.00, 1.00)	( 64.00, 1.00)
	Cargas permanentes	Linear	0.20	(64.00, 1.00)	( 67.25, 1.00)
	Cargas permanentes	Linear	0.20	64.00, -1.00)	( 67.25, -1.00)
	Cargas permanentes	Linear	0.20	(48.00, -1.00)	( 56.00, -1.00)
	Cargas permanentes	Linear	0.20	(40.00, -1.00)	( 48.00, -1.00)
	Cargas permanentes	Linear	0.20	(32.00, -1.00)	( 40.00, -1.00)
	Cargas permanentes	Linear	0.20	( 56.00, -1.00)	( 64.00, -1.00)

## ESTADOS LIMITES

E.L.U. Concreto E.L.Útil Fissuração. Concreto E.L.U. Concreto em fundações	ABNT NBR 6118:2014(ELU)
Tensões sobre o terreno Deslocamentos	Ações características

## SITUAÇÕES DE PROJETO

Para as distintas situações de projeto, as combinações de ações serão definidas de acordo com os seguintes critérios:

- Com coeficientes de combinação
- Sem coeficientes de combinação

Onde:

Gk Ação permanente

Pk Acção de pré-esforço

Qk Ação variável

gG Coeficiente parcial de segurança das ações permanentes

gP Coeficiente parcial de segurança da acção de pré-esforço

gQ,1 Coeficiente parcial de segurança da ação variável principal

gQ,i Coeficiente parcial de segurança das ações variáveis de acompanhamento

yp,1 Coeficiente de combinação da ação variável principal

ya,i Coeficiente de combinação das ações variáveis de acompanhamento

Coeficientes parciais de segurança (g) e coeficientes de combinação (y)

Para cada situação de projeto e estado limite, os coeficientes a utilizar serão:

- E.L.U. Concreto: ABNT NBR 6118:2014
- E.L.U. Concreto em fundações: ABNT NBR 6118:2014

Situação 1				
	Coeficientes parciais de segurança (g)		Coeficientes de combinação (y)	
	Favorável	Desfavorável	Principal (yp)	Acompanhamento (ya)
Permanente (G)	1.000	1.400		
Sobrecarga (Q)	0.000	1.400	1.000	0.500

- E.L.Útil Fissuração. Concreto: ABNT NBR 6118:2014

Situação 1				
	Coeficientes parciais de segurança (g)		Coeficientes de combinação (y)	
	Favorável	Desfavorável	Principal (yp)	Acompanhamento (ya)
Permanente (G)	1.000	1.000		
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000	0.40	0.300

Tensões sobre o terreno

	Ações variáveis sem sismo	
	Favorável	Desfavorável
Permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000

Deslocamentos

	Ações variáveis sem sismo	
	Favorável	Desfavorável
Permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000

Combinações

- Nomes das ações

PP Peso próprio

CP Cargas permanentes

Qa Sobrecarga

- E.L.U. Concreto
- E.L.U. Concreto em fundações

Comb.	PP	cp	Qa
1	1.00	1.00	0
2	1.40	1.40	0
3	1.00	1.00	1.40
4	1.40	1.40	1.40

- E.L.Útil Fissuração. Concreto

Comb.	PP	cp	Qa
1	1.00	1.00	0
2	1.00	1.00	0.40

- Tensões sobre o terreno
- Deslocamentos

Comb.	PP	cp	Qa
1	1.00	1.00	0
2	1.00	1.00	1.00

#### DADOS GEOMÉTRICOS DE GRUPOS E PISOS

Grupo	Nome de grupo	Piso	Nome de Piso	Altura	cota
1	Piso 1	1	Piso 1	12.50	12.50
0	Fundação	0			0

#### DADOS GEOMÉTRICOS DE PILARES, PILARES-PAREDES E CORTINAS

##### Pilares

GI: grupo inicial

GF: grupo final

Ang: ângulo do pilar em graus sexagesimais

### Dados dos pilares

Referência	Coord(P.Fixo)	GI-GF	Vinculação exterior	Ang.	Ponto fixo	Altura de apoio	Desnível de apoio
P5	32.00, 0.00	0-1	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.35	
P6	40.00, 0.00	0-1	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.50	3.20
P7	48.00, 0.00	0-1	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.50	6.40
P8	56.00, 0.00	0-1	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.50	9.60
P9	64.00, 0.00	0-1	Com vinculação exterior	0.0	Centro	0.50	9.60

### DIMENSÕES, COEFICIENTES DE ENGASTAMENTO E COEFICIENTES DE FLAMBAGEM PARA CADA PISO

Pilar	Piso	Dimensões (cm)	Coeficiente de engastamento		Coeficiente de flambagem		Coeficiente de rigidez axial
			Ext.Superior	Ext.Inferior	X	Y	
Para todos os pilares	1	60x160	0.30	1.00	1.00	1.00	2.00

### LAJES E ELEMENTOS DE FUNDAÇÃO

- Tensão admissível em combinações fundamentais: 3.50 kgf/cm<sup>2</sup>
- Tensão admissível em combinações acidentais: 4.55 kgf/cm<sup>2</sup>

### MATERIAIS UTILIZADOS

#### Concretos

Elemento	Concreto	Fck (kgf/cm <sup>2</sup> )	gc	Tamanho máximo do agregado (mm)	Ec (kgf/cm <sup>2</sup> )
Todos	C30, em geral	306	1.40	15	265759

#### Aços por elemento

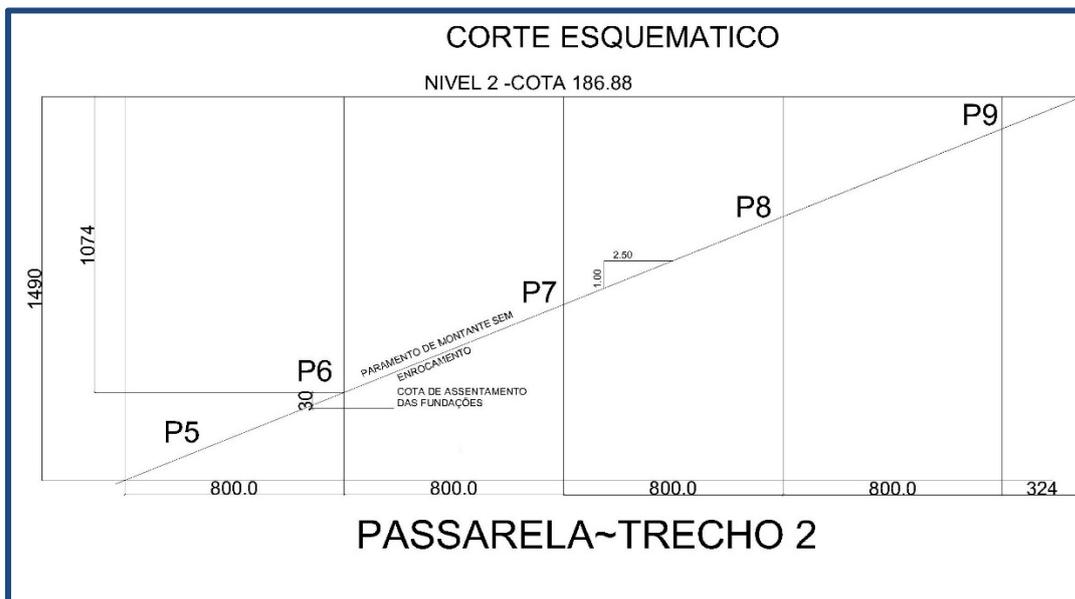
#### Aços em barras

Elemento	Aço	Fyk (kgf/cm <sup>2</sup> )	gs
Todos	CA-50 e CA-60	5097 a 6116	1.15

#### Aços em perfis

Tipo de aço para perfis	Aço	Limite elástico (kgf/cm <sup>2</sup> )	Módulo de elasticidade (kgf/cm <sup>2</sup> )
Aço dobrado	CF-26	2650	2038736
Aço laminado	A-36	2548	2038736

#### 4.3.4.2.2 - Modelo Digital



#### 4.3.4.2.3 - Esforços e Armaduras de Pilares, Paredes, Cortinas e Muros.

#### MATERIAIS

##### Concretos

Elemento	Concreto	$f_{ck}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\gamma_c$	Tamanho máximo do agregado (mm)	$E_c$ (kgf/cm <sup>2</sup> )
Todos	C30, em geral	306	1.40	15	265759

##### Aços por elemento

##### Aços em barras

Elemento	Aço	$f_{yk}$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\gamma_s$
Todos	CA-50 e CA-60	5097 a 6116	1.15

## Aços em perfis

Tipo de aço para perfis	Aço	Limite elástico (kgf/cm <sup>2</sup> )	Módulo de elasticidade (kgf/cm <sup>2</sup> )
Aço dobrado	CF-26	2650	2038736
Aço laminado	A-36	2548	2038736

## ARM.PILARES E PILARES PAREDES

### Pilares

Passarela Trecho 2 - Armadura de pilares									
Concreto: C30, em geral									
Pilar	Geometria			Armaduras				Aprov. (%)	Estado
	Planta	Dimensões	Tramo	Barras		Estribos			
		(cm)	(m)	VERTICAL	Taxa (%)	Descrição <sup>(1)</sup>	Espaçamento (cm)		
P6	Piso 2	60X160	6.10/14,9	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	43eØ6.3	15	27.2	Passa
	Piso 1	60X160	4.16/6,10	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	29eØ6.3	15	27.2	Passa
	Fundação	110X210	0.00/0.35	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	0	-	13.2	Passa
P7	Piso 1	60X160	7.40/14,90	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	50eØ6.3	15	27.2	Passa
	Fundação	110X210	0.00/0.35	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	0	-	13.2	Passa
P8	Piso 1	60X160	12.0/14.90	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	27eØ6.3	15	27.2	Passa
	Fundação	110X210	0.00/0.35	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	0	-	13.2	Passa
P9	Piso 1	60X160	10,74/14.90	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	27eØ6.3	15	27.2	Passa
	Fundação	110X210	0.00/0.35	10Ø20.0 6Ø12.5	1.23	0	-	13.2	Passa

Notas:

<sup>(1)</sup> e = estribo, r = ramo

## ESFORÇOS EM PILARES, PILARES-PAREDES E MUROS POR HIPÓTESE

Tramo: Nível inicial / nível final do tramo entre pisos.

Nota: Esforços em relação aos eixos locais do pilar.

Passarela Trecho 2 - Resumo das verificações												
Pilares	Tramo	Dimensão	Posição	Natureza	Esforços desfavoráveis					Desfav.	Aprov.	Estado
		(cm)			N	M <sub>xx</sub>	M <sub>yy</sub>	Q <sub>x</sub>	Q <sub>y</sub>		(%)	
					(t)	(t·m)	(t·m)	(t)	(t)			
P6	P2	60X160	Ext.Superior	AP, SCU	13,5	1134	2,21	-0,09	-0,33	N,M	35,7	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	28,24	23,72	1,1	-0,09	-0,33	N,M	34,4	Passa
	P1	60X160	Ext.Superior	AP, SCU	28,24	23,72	1,1	-0,09	-0,33	N,M	34,1	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	42,3	35,53	0,04	-0,01	0,00	N,M	25,4	Passa
Fundação	160X230	amento de Fundaçã	AP, SCU	42,3	35,53	0,04	-0,01	0,00	N,M	24,6	Passa	
P7	P1	60X160	Ext.Superior	AP, SCU	13,5	1134	0,52	-0,03	0,00	N,M	24,6	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	27,55	23,14	0,03	-0,03	0,00	N,M	15,5	Passa
Fundação	160X230	amento de Fundaçã	AP, SCU	27,55	23,14	0,03	-0,03	0,00	N,M	13,2	Passa	
P8	P1	60X160	Ext.Superior	AP, SCU	13,5	1134	0,21	-0,015	0,00	N,M	24,5	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	22,48	18,88	0,02	-0,015	0,00	N,M	16,7	Passa
	Fundação	160X230	amento de Fundaçã	AP, SCU	22,48	18,88	0,02	-0,015	0,00	N,M	14,3	Passa
P9	P1	60X160	Ext.Superior	AP, SCU	13,5	1134	0,21	-0,015	0,00	N,M	24,5	Passa
			Ext.Inferior	AP, SCU	22,48	18,88	0,02	-0,015	0,00	N,M	16,7	Passa
	Fundação	160X230	amento de Fundaçã	AP, SCU	22,48	18,88	0,02	-0,015	0,00	N,M	14,3	Passa

N,M: Estado limite de ruptura frente a solicitações normais  
Q: Estado limite de ruptura relativo ao esforço cortante

## RELATÓRIO DE ARMADURAS

Passarela Trecho 2 - Tabela resumo - PILARES 6 A 9									
Pilares	Dimensões cm	Fôrmas esp. 17mm (m²)	Concreto C30, em geral (m³)	Armaduras					Taxa (kg/m³)
				CA-50 e CA-60					
				Longitudinal		Estribos		Total	
				Ø20.0 (kg)	Ø12.5 (kg)	Ø6.3 (kg)	Ø5.0 (kg)	+10% (kg)	
P6	60X160	119,24	12,00	295,30	67,80	216,28		637,32	53,11
P7	60X160	106,26	5,86	215,30	49,10	155,30		461,67	78,84
P8	60X160	92,22	3,74	132,74	29,76	83,86		271,00	72,38
P9	60X160	77,88	3,74	132,74	29,76	83,86		271,00	72,38
<b>Total</b>		<b>395,60</b>	<b>25,34</b>	<b>776,08</b>	<b>176,42</b>	<b>539,30</b>	<b>0,00</b>	<b>1640,98</b>	<b>64,75</b>

Passarela Trecho 2 - Tabela resumo - fundação									
Pilares	Dimensões cm	Fôrmas (m <sup>2</sup> )	Concreto C30, em geral (m <sup>3</sup> )	Armaduras					Taxa (kg/m <sup>3</sup> )
				CA-50 e CA-60					
				Longitudinal		Estribos		Total	
				Ø12.5 (kg)	Ø10 (kg)	Ø8 (kg)	Ø5.0 (kg)	+10% (kg)	
P6 a p9,	110x210	1,60	1,39		33,30	0,00	0,00	36,63	26,43
<b>Total</b>		<b>1,60</b>	<b>1,39</b>	<b>0,00</b>	<b>33,30</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>36,63</b>	<b>26,43</b>

Passarela Trecho 2 - Tabela resumo - Paredes laterais passarela									
Paredes	Dimensões m <sup>2</sup>	Fôrmas esp. 17mm (m <sup>2</sup> )	Concreto C30, em geral (m <sup>3</sup> )	Armaduras					Taxa (kg/m <sup>3</sup> )
				CA-50 e CA-60					
				Longitudinal		Estribos		Total	
				Ø12.5 (kg)	Ø10 (kg)	Ø8 (kg)	Ø5.0 (kg)	+10% (kg)	
V1	20x70	46,54	4,65	96,60	121,50	2,80	57,10	305,80	65,71
V2	20x70	46,54	4,65	96,60	121,50	2,80	57,10	305,80	65,71
<b>Total</b>		<b>93,07</b>	<b>9,31</b>	<b>193,20</b>	<b>243,00</b>	<b>5,60</b>	<b>114,20</b>	<b>611,60</b>	<b>65,71</b>

Passarela Trecho 2 - Tabela resumo - laje passarela									
lajes	Dimensões m <sup>2</sup>	Fôrmas esp. 17mm (m <sup>2</sup> )	Concreto C30, em geral (m <sup>3</sup> )	Armaduras					Taxa (kg/m <sup>3</sup> )
				CA-50 e CA-60					
				Longitudinal		Estribos		Total	
				Ø16 (kg)	Ø10 (kg)	Ø8 (kg)	Ø5.0 (kg)	+10% (kg)	
laje l1 a l5	220x20	2,60	15,49	0,00		588,50	129,70	790,02	51,01
<b>Total</b>		<b>2,60</b>	<b>15,49</b>	<b>0,00</b>	<b>0,00</b>	<b>588,50</b>	<b>129,70</b>	<b>790,02</b>	<b>51,01</b>

#### 4.3.5 - Galeria

##### 4.3.5.1 - Dados de Entrada

##### VERSÃO DO PROGRAMA E NÚMERO DA LICENÇA

- Versão: 2016
- Número de licença: 116220

##### DADOS GERAIS DA ESTRUTURA

- Projeto: Poço Comprido
- Chave: envelope da galeria

##### NORMAS CONSIDERADAS

- Concreto: ABNT NBR 6118:2014
- Aços dobrados: ABNT NBR 14762: 2014

- Aços laminados e soldados: ABNT NBR 8800:2008

## AÇÕES CONSIDERADAS

### Verticais

Piso	S.C.U (t/m <sup>2</sup> )	C. permanentes (t/m <sup>2</sup> )
Piso 2	0,30	0,10
Piso 1	0,30	0,10
Fundação	0,30	0,00

### Vento

Sem ação de vento

### Sismo

Sem ação de sismo

### Hipóteses/ações de carga

Automáticas: Peso próprio, Cargas permanentes e Sobrecarga

## ESTADOS LIMITES

E.L.U. Concreto E.L.Útil Fissuração. Concreto E.L.U. Concreto em fundações	ABNT NBR 6118:2014(ELU)
Tensões sobre o terreno Deslocamentos	Ações características

- Tensões sobre o terreno
- Deslocamentos

Comb.	PP	cp	Qa
1	1.00	1.00	0
2	1.00	1.00	1.00

## ELEMENTOS DE FUDAÇÃO

- Tensão admissível em combinações fundamentais: 3.50 kgf/cm<sup>2</sup>
- Tensão admissível em combinações acidentais: 4.55 kgf/cm<sup>2</sup>

## MATERIAIS UTILIZADOS

### Concretos

Elemento	Concreto	Fck (kgf/cm <sup>2</sup> )	gc	Tamanho máximo do agregado (mm)	Ec (kgf/cm <sup>2</sup> )
Todos	C30, em geral	306	1.40	15	265759

### Aços por elemento

#### Aços em barras

Elemento	Aço	Fyk (kgf/cm <sup>2</sup> )	gs
Todos	CA-50 e CA-60	5097 a 6116	1.15

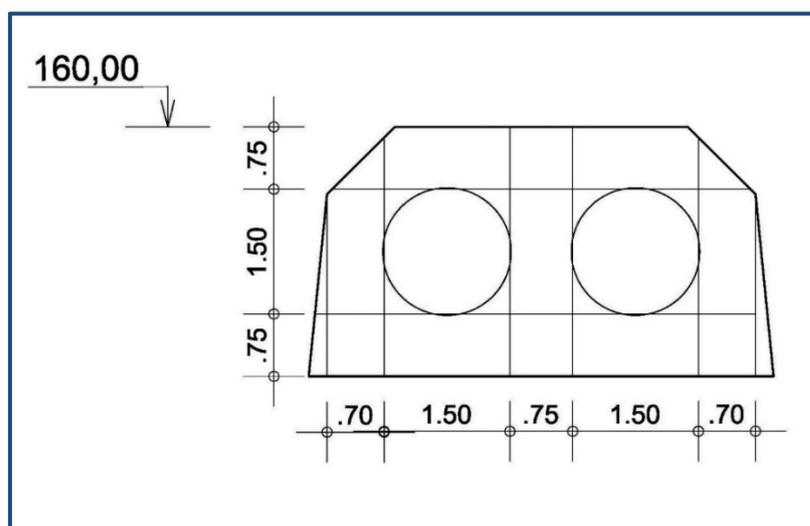
#### Aços em perfis

Tipo de aço para perfis	Aço	Limite elástico (kgf/cm <sup>2</sup> )	Módulo de elasticidade (kgf/cm <sup>2</sup> )
Aço dobrado	CF-26	2650	2038736
Aço laminado	A-36	2548	2038736

### 4.3.5.2 - Dimensionamento

#### 4.3.5.2.1 - Introdução

A galeria é composto de duas tubulações em aço envelopada por uma Estrutura de concreto armado, a galeria terá um comprimento total de 134,0m e será subdividido em blocos de concreto armado de no máximo de 12,0m, a mesma terá uma área de face transversal de concreto de 11,47m<sup>2</sup>, conforme mostra a **Figura 4.1** abaixo.



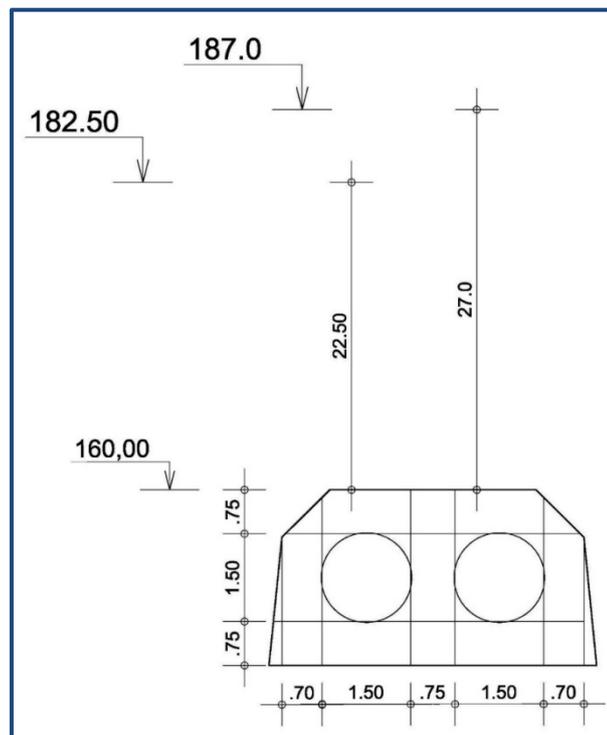
**Figura 4.1 - Seção tipo da galeria**

Inicialmente será verificado a capacidade de carga do terreno em seguida o dimensionamento da ferragem, tratando a obra de um envelopamento de tubulação de aço será definido a ferragem com da área mínima de ferro conforme a NORMA ABNT NBR 6118:2014.

4.3.5.2.2 - Verificação da capacidade de carga da fundação.

Para o dimensionamento da carga aplicada a fundação será considerada a seção crítica da galeria, localizada no trecho onde a mesma recebera maior sobrecarga provocada pelo aterro, faremos o dimensionamento para uma modulo de um metro de comprimento da galeria, a figura 4.2, a seguir mostra as cotas máximas do aterro do projeto;

- Peso próprio da estrutura ..... P.C. - 11,47 x 2400 = 27528 Kgf
- Peso próprio da tubulação de aço ..... P.A. - 2x4,81 x 50 = 481, Kgf
- Peso próprio da água ..... P.AG(2x1,84) x 1000 = 3680Kgf
- Peso próprio do aterro saturado ..... P.AG(187-160) x 2200 = 59400 Kgf
- Peso Total = 91089 Kgf
- Area de contato = 100 x 540cm=54000cm<sup>2</sup>
- C.S. =  $\frac{91089}{54000} = 1,68 \text{ kgf/cm}^2 > 4 \text{ kgf/cm}^2$  (Taxa ad. para o terreno com fund. em rocha 54000



**Figura 4.2 - Seção máxima de carga sobre a galeria**

#### 4.3.5.2.3 - Dimensionamento da ferragem:

Para o cálculo da armadura do envelopamento foi considerada a NBR 6118, onde define que a taxa de armadura mínima, ou seja, área de aço dividida pela área de concreto, nunca sendo inferior a 0,15%.

Para o cálculo definimos o sentido do envelope, Para a direção transversal consideramos duas vigas transversais uma de teto e a do piso, considerando ambas com as mesmas dimensões; altura de 75cm e largura linear de um metro temos:

Área de concreto de 7500cm<sup>2</sup>

Considerando a norma a ferragem mínima seria de 0,15% do concreto.

As = 11,25cm<sup>2</sup>

Adotando ferro com diam. de 12,5mm, seria necessário uma quantidade mínima de 10 ferros para cada metro linear de envelope.

Foram utilizados 10 ferros na parte superior da laje e 1 ferro na parte inferior.

No sentido longitudinal nas faces laterais, superiores e inferiores do envelopamento possuirá estribos com espaçamentos não maior do que 300mm.

Para ajudar no combate a fissuras e amarração da ferragem transversal será utilizado 52 ferros de diam. 6.0mm na face externa da estrutura

#### 4.3.5.3 - RELATÓRIO DE ARMADURAS DE CORTINAS

Envelope: Comprimento: 100 cm									
Planta	Espessura (cm)	Armadura vertical		Armadura horizontal		Armadura longitudinal		F.C. (%)	Estado
		Esquerda	Direita	Esquerda	Direita	Externa	interna		
Laje sup	75.0	Ø12,5c/10 cm	Ø12,5c/10 cm	Ø12,5c/10 cm	Ø12,5 c/10 cm	Ø6.0c/30 cm	tub. Aço	99.9	---
Laje inf.	75.0	Ø12,5c/10 cm	Ø12,5c/10 cm	Ø12,5c/10 cm	Ø12,5 c/10 cm	Ø6.0c/30 cm	tub. Aço	99.10	---
Pare esq.	70	Ø12,5c/10 cm	Ø12,5c/10 cm	Ø12,5c/10 cm	Ø12,5 c/10 cm	Ø6.0c/30 cm	tub. Aço	99.11	---
Pare interna	75.0	Ø12,5c/10 cm	Ø12,5c/10 cm	Ø12,5c/10 cm	Ø12,5 c/10 cm	Ø6.0c/30 cm	tub. Aço	99.12	---
Pare direita	70	Ø12,5c/10 cm	Ø12,5c/10 cm	Ø12,5c/10 cm	Ø12,5 c/10 cm	Ø6.0c/30 cm	tub. Aço	99.13	---

## 5 - BIBLIOGRAFIA

## 5 - BIBLIOGRAFIA

BROWN, Suggested Methods for Rock Characterization Testing and Monitoring – ISRM; 1981.

CHAMANI, M.R. and RAJARATNAM, N.; Onset of Skimming Flow on Stepped Spillways; Journal of Hydraulic Engineering, Hydraulics Division, ASCE, Vol.125, nº 9, pág. 969-971; Set/1999.

CHANSON, H.; Hydraulic Design of Stepped Cascades, Channels, Weirs an Spillways; Pergamon; Oxford, England, 1994;.

CRISTODOLOU, G. C.; Energy Dissipation on Stepped Spillways; Journal of Hydr. Div., ASCE, Vol 119, nº 5, pg. 644-649; 1993.

CRUZ, P.T. "100 Barragens Brasileiras - Casos Históricos, Materiais de Construção e Projeto". Oficina de Textos, São Paulo, SP, 1996.

ELETROBRAS - Centrais Elétricas Brasileiras S. A / ANEEL - Agência Nacional de Energia Elétrica - Diretrizes para Projetos de Pequenas Centrais Hidrelétricas - Rio de Janeiro - 1999.

FAO - Food and Agriculture Organization for United Nations - Guidelines for Computing Crops Water Requirements - FAO Irrigation and Drainage 56 - Rome 1998.

FORSTER & SKRINDER; Control of Hydraulics Jump by Sill; ASCE, Trans. Vol 115, pg 973-87; 1950.

GAIOTO, N. Introdução ao projeto de barragens de terra e de enrocamento. São Carlos, SP. EESC-USP. 2003.

H.-E.MINOR & W.H.HAGER; Hydraulics of Stepped Spillways – Zurique, 2000.

E. HOEK, C. Carranza-Torres and B. Corkum- 1998

ICOLD ;International Commission on Large Dams C.I.G.B., 1978.

MASSAD, F. Obras de terra: curso básico de geotecnia. São Paulo, 2010.

POST & LOND; Les Barrages en Terre Compactée – Gauthier-Villars, 1953.

SENTURK F.; Hydraulics of Dams and Reservoirs; WRP; Highlands Ranch, Col.USA 1994.

SHERARD, J. L. & all; Earth and Earth Rock Dams; J. Wiley & Sons, Inc.;London,1963.

SORENSEN,R.M.; Stepped Spillway Hydraulics Model Investigation; Journal of Hydr. Div. ASCE, Vol. 111, nº 12, pg 1461-72; 1985.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS; HEC-1 Flood Hydrograph Package, Davis, California, 1990.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS; Willow Creek Dam Concrete Report, District of Walla-Walla, Washington. VOLUMES 1 e 2. Atualizada para 1984.

U.S. BUREAU; Design of Small Dams; Washington, 2nd Edition, 1974.

U.S. BUREAU; The impact of freeboard on embankment dams 1992.

VISCHER, D.L. & HAGER, W.H.; Dam Hydraulics, J. Wiley, N.York, 1999.7.

*SMITH ; O Método de Saville, Manual do U. S. Army Corps of Engineers (1991)*

DNIT – Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transporte – Manual de drenagem - Rio de Janeiro - 1990.



**Companhia de Gestão dos Recursos Hídricos**