**ESTADO DE SANTA CATARINA**
SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL - SDC
DIRETORIA DE RESPOSTA AOS DESASTRES
GERÊNCIA DE OPERAÇÕES E ASSISTÊNCIA

# ELABORAÇÃO DE ESTUDOS E PROJETOS PARA A CONSTRUÇÃO DE UMA BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS NO RIO ITAJAÍ MIRIM A MONTANTE DA CIDADE DE BOTUVERÁ/SC

## FASE B – PROJETO EXECUTIVO

## TOMO V – RELATÓRIO DE PROJETO

## VOLUME 1 – MEMORIAL DESCRITIVO

**Consórcio:** **IGUATEMI - Consultoria e Serviços de Engenharia Ltda.**
**KL – Serviços de Engenharia S.A.**

**DEZEMBRO - 2014**

**SUMÁRIO**


**APRESENTAÇÃO ..... 9**

**1. INTRODUÇÃO ..... 11**

**2. SÍNTESE DOS ESTUDOS BÁSICOS ..... 13**

**2.1. Levantamentos topográficos ..... 13**
**2.2. Seções transversais e perfil da linha da água ..... 17**
**2.3. Equipamentos e programas ..... 18**
**2.4. Estudos geológicos e geotécnicos ..... 18**
**2.5. Estudos hidrológicos ..... 42**

**3. DESCRIÇÃO DO PROJETO ..... 72**

**3.1. Localização da obra ..... 72**
**3.2. Objetivos da barragem ..... 72**
**3.3. Estudos antecedentes ..... 74**
**3.4. Estudos complementares ..... 81**
**3.5. Concepção geral da barragem ..... 81**
**3.6. Ficha técnica do projeto ..... 82**

**4. DESENVOLVIMENTO DO PROJETO BÁSICO ..... 88**

**4.1. Descrição geral do Projeto ..... 88**
**4.2. Arranjo geral das estruturas ..... 89**
**4.3. Detalhamento do Projeto ..... 89**
**4.4. Projeto eletromecânico ..... 99**
**4.5. Projeto das obras complementares ..... 107**
**4.6. Adequação do sistema viário regional ..... 109**
**4.7. Medidas mitigadoras socioambientais ..... 109**

**5. ESPECIFICAÇÕES ..... 113**

**5.1. Objeto ..... 113**
**5.2. Apresentação das Especificações ..... 113**
**5.3. Mobilização ..... 113**

**6. ORÇAMENTO E ANÁLISE DE CUSTOS ..... 115**

7. PLANEJAMENTO DA CONSTRUÇÃO E CRONOGRAMA FÍSICO117

7.1. Introdução ..... 117

7.2. Planejamento executivo das obras ..... 117

8. EQUIPAMENTO MÍNIMO ..... 125

8.1. Túnel de desvio ..... 125

8.2. Escavações em geral ..... 126

8.3. Concretos ..... 126

8.4. Montagem eletromecânica ..... 127

8.5. Apoio ..... 127

9. CANTEIRO DE OBRAS ..... 130

9.1. Geral ..... 130

9.2. Canteiro de serviço e construção das instalações ..... 130

9.3. Operação e manutenção do canteiro de serviço ..... 130

9.4. Desmobilização e limpeza ..... 130

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - MAPA GEOMORFOLÓGICO. O CIRCULO VERMELHO DESTACA A LOCALIZAÇÃO EMPREENDIMENTO. ..... 20

Figura 2.2 - MAPA GEOLÓGICO-GRUPO BRUSQUE (NPb) NA COR VERDE ..... 24

Figura 2.3 – LOCALIZAÇÃO DAS SONDAGENS GEOFÍSICAS ..... 27

Figura 2.4 – SONDAGEM GEOELÉTRICA VERTICAL – MARGEM DIREITA ..... 31

Figura 2.5 – SONDAGEM GEOELÉTRICA VERTICAL – MARGEM ESQUERDA ..... 32

Figura 2.6 – IMAGEAMENTO GEOELÉTRICO ..... 34

Figura 2.7 – PERFIL GEOTÉCNICO ..... 34

Figura 2.8 - Mapa do Brasil e parte da América do Sul mostrando a distribuição dos tremores de terra. ..... 39

Figura 2.9 - Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil. (NBR 15421). ..... 40

Figura 2.10 –SITUAÇÃO DO RIO ITAJAÍ MIRIM NA BACIA DO RIO ITAJAÍ AÇU ..... 43

Figura 2.11 – HISTOGRAMA DE PRECIPITAÇÕES ..... 47

Figura 2.12 – HISTOGRAMA DE NÚMERO DE DIAS DE CHUVA ..... 48

Figura 2.13 – ISOZONAS DE IGUAL RELAÇÃO ..... 50

Figura 2.14 – FREQUÊNCIA DE CHUVAS ..... 53

Figura 2.15 – PERÍODOS DE REGISTROS DE VAZÕES MÁXIMAS ANUAIS DISPONÍVEIS PARA AS ESTAÇÕES FLUVIOMÉTRICAS EXISTENTES NA BACIA DO RIO ITAJAÍ-MIRIM ..... 55

Figura 2.16 – CORRELAÇÃO VAZÕES MÉDIAS NO PERÍODO COMUM DE DADOS ..... 56

Figura 2.17 – CORRELAÇÃO VAZÕES MÉDIAS MENSAIS – BOTUVERÁ MONTANTE x BOTUVERÁ ..... 56

Figura 2.18 – CORRELAÇÃO VAZÕES MÉDIAS MENSAIS – BOTUVERÁ MONTANTE x BRUSQUE ..... 57

Figura 2.19 – CORRELAÇÃO VAZÕES MÉDIAS MENSAIS – BOTUVERÁ MONTANTE x SALSEIRO ..... 57

Figura 2.20 – CORRELAÇÃO VAZÕES MÉDIAS MENSAIS – BRUSQUE x MAJOR GERCINO ..... 58

Figura 2.21 – HISTOGRAMA DE VAZÕES MENSAIS CARACTERÍSTICAS NO EIXO DO BARRAMENTO ..... 61

Figura 2.22 – CURVA DE PERMANÊNCIA DE VAZÕES MÉDIAS MENSAIS NO EIXO DO BARRAMENTO ($m^3/s$) ..... 63

Figura 2.23 – CURVAS COTA x ÁREA E COTA x VOLUME DO RESERVATÓRIO ..... 65

Figura 2.24 – FREQUÊNCIA DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM NA SEÇÃO DA BARRAGEM ..... 69

Figura 2.25 – HIDROGRAMA UNITÁRIO NA SEÇÃO DA BARRAGEM ..... 70

Figura 3.1 – REPRESENTAÇÃO DO RIO ITAJAÍ MIRIM PRÓXIMO À SUA FOZ ..... 74

Figura 3.2 – AVALIAÇÃO DOS PLANOS DE CONTROLE DE ENCHENTES NO RIO ITAJAÍ MIRIM PARA ENCHENTE DE 5 ANOS DE RETORNO ..... 75

Figura 3.3 – REPRESENTAÇÃO DAS COMPORTAS PROPOSTAS NO RIO ITAJAÍ MIRIM ..... 76

Figura 3.4 – REPRESENTAÇÃO DO ESQUEMA DE CONTROLE DAS COMPORTAS .. 77

Figura 3.5 – REPRESENTAÇÃO DO TRECHO A RECEBER MELHORAMENTO FLUVIAL E REPRESENTAÇÃO DE PONTE A SER RECONSTRUÍDA ..... 77

Figura 3.6 – REPRESENTAÇÃO DO DIQUE A SER CONSTRUÍDO ..... 78

Figura 3.7 – REPRESENTAÇÃO DA BARRAGEM A SER CONSTRUÍDA NO RIO ITAJAÍ MIRIM ..... 80

Figura 4.1 – CURVA DE DESCARGA DO TÚNEL DE DESVIO ..... 96

Figura 4.2 – CURVA DE DESCARGA DO VERTEDOURO DE SOLEIRA LIVRE ..... 97

Figura 4.3 – CURVA DE DESCARGA DOS DESCARREGADORES DE FUNDO ..... 98

Figura 4.4 – CURVA DE DESCARGA CONJUNTA – SOLEIRA LIVRE + DESCARREGADORES DE FUNDO ..... 98

Figura 4.5 – ÁREA IMPACTADA PELO EIXO SELECIONADO ..... 110

## LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 - COORDENADAS DO VÉRTICE DE ORIGEM DA POLIGONAL PRINCIPAL ..... 16

Quadro 2.2 - COORDENADAS DOS VÉRTICES DE APOIO ..... 17

Quadro 2.3 - PROGRAMA DE SONDAGENS – SONDAGENS A PERCUSSÃO ..... 35

Quadro 2.4 - PROGRAMA DE SONDAGENS – SONDAGENS MISTAS ..... 36

Quadro 2.5 - Aceleração horizontal sísmica quanto ao tipo de terreno ..... 40

Quadro 2.6 - PRECIPITAÇÕES DIÁRIAS MÁXIMAS OBSERVADAS NA ESTAÇÃO PLUVIOMÉTRICA DE BRUSQUE ..... 48

Quadro 2.7 - VARIAÇÃO DA VELOCIDADE MÉDIA MENSAL DO VENTO ..... 54

Quadro 2.8 - ESTAÇÃO FLUVIOMÉTRICA BASE UTILIZADA PADA OS ESTUDOS ..... 54

Quadro 2.9 - VAZÕES MÉDIAS MENSAIS NO EIXO DO BARRAMENTO ($m^3/s$) ..... 59

Quadro 2.10 - VAZÕES MENSAIS CARACTERÍSTICAS NO EIXO DO BARRAMENTO ($m^3/s$) ..... 61

Quadro 2.11 - CURVA DE PERMANÊNCIA DE VAZÕES MÉDIAS MENSAIS NO EIXO DO BARRAMENTO ($m^3/s$) ..... 62

Quadro 2.12 – PROJEÇÃO CONJUNTA DA DEMANDA DE ÁGUA PARA ABASTECIMENTO URBANO ..... 63

Quadro 2.13 – COMPOSIÇÃO DO VOLUME DO RESERVATÓRIO ($hm^3$) ..... 65

Quadro 2.14 – PROJEÇÃO DA DEMANDA DE ÁGUA PARA ABASTECIMENTO ..... 65

Quadro 2.15 – POTENCIAL HIDRELÉTRICO ..... 66

Quadro 2.16 - FREQUENCIA DE CHEIAS NA ESTAÇÃO BOTUVERÁ MONTANTE (médias diárias) ..... 68

Quadro 2.17 - FREQUÊNCIA DE CHEIAS NO EIXO DA BARRAGEM ..... 69

Quadro 3.1 – ESPECIFICAÇÃO DAS COMPORTAS E DIQUES (PARA CADA PLANO DE ENCHENTES) ..... 75

Quadro 3.2 – ESPECIFICAÇÃO BÁSICA PARA CONSTRUÇÃO DE BARRAGEM NO RIO ITAJAÍ MIRIM ..... 79

Quadro 4.1 – ESTIMATIVA DE CARGAS ..... 102

Quadro 4.2 – RELAÇÃO DE FAMÍLIAS ATINGIDAS PELO PROJETO ..... 111

Quadro 8.1 – EQUIPAMENTOS PARA ESCAVAÇÃO SUBTERRÂNEA ..... 125

Quadro 8.2 – EQUIPAMENTOS PARA ESCAVAÇÃO A CÉU ABERTO ..... 126

Quadro 8.3 – EQUIPAMENTOS PARA PRODUÇÃO, TRANSPORTE E LANÇAMENTO DE CONCRETO ..... 126

Quadro 8.4 – EQUIPAMENTOS PARA APOIO À OBRA E À MONTAGEM ..... 127

Quadro 8.5 – VEÍCULOS PARA APOIO À OBRA ..... 128

# APRESENTAÇÃO

## APRESENTAÇÃO

O presente relatório, intitulado MEMORIAL DESCRITIVO, é parte integrante dos Estudos de Engenharia para OBRAS DE CONSTRUÇÃO DE UMA BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS NO RIO ITAJAÍ MIRIM A MONTANTE DA CIDADE DE BOTUVERÁ/SC.

O relatório foi elaborado pelas empresas IGUATEMI - Consultoria e Serviços de Engenharia Ltda e KL – Serviços de Engenharia S.A. em conformidade com o Contrato celebrado com a Secretaria de Estado da Defesa Civil, cujos elementos principais estão relacionados a seguir.

| | |
|---|---|
| **Número do Contrato :** | **021/2013** |
| **Data de Assinatura do Contrato :** | **31/10/2013** |
| **Número da Ordem de Serviço :** | **62/2013/SDC** |
| **Data de Assinatura da Ordem de Serviço :** | **01/11/2013** |
| **Prazo Contratual :** | **365 dias** |

# CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

## 1. INTRODUÇÃO

O presente Relatório foi elaborado pelo Consórcio KL - Iguatemi para a Secretaria da Defesa Civil do Estado de Santa Catarina, com o objetivo da *elaboração de estudos e projetos para a construção de uma barragem de contenção de cheias no rio Itajaí Mirim a montante da cidade de Botuverá/SC*.

O Projeto da Barragem de Botuverá é apresentado sob a forma de Projeto Executivo, com a seguinte composição gráfica em termos de volumes:

a) VOLUME 1- Memorial Descritivo:

Contém o memorial técnico-descritivo, apresentado de forma conclusiva, os estudos desenvolvidos, alternativas analisadas, concepção das obras, dimensionamentos efetuados, detalhamentos construtivos, planejamento executivo e ficha técnica do projeto.

b) VOLUME 2 - Desenhos:

Apresenta nas diversas peças gráficas, elaboradas em ambiente CAD, os desenhos ilustrativos do projeto, e inclui desenhos gerais; de representação dos dados básicos; arranjo geral das estruturas; sequência construtiva; plantas, seções e detalhes das estruturas.

c) VOLUME 3 - Composição de concretos e argamassas:

Estabelece os requisitos dos concretos, argamassas e outros insumos a serem utilizados na construção das estruturas integrantes do barramento.

d) VOLUME 4 – Memórias de cálculo:

Apresenta a memória descritiva, explicativa e justificativa de todos os cálculos realizados para o dimensionamento das estruturas e dispositivos integrantes do empreendimento.

e) VOLUME 5 – Especificações Técnicas:

Apresenta os critérios e orientações técnicas para a construção da barragem no que se refere aos procedimentos executivos, equipamentos e controle de qualidade dos serviços, bem como características e controle de qualidade dos materiais e equipamentos a serem aplicados na obra.

f) VOLUME 6 – Quantitativos e Orçamentos:

Apresenta a planilha de quantidades de serviços, equipamentos e insumos para a construção da barragem, bem como os critérios de composição dos custos.

# CAPÍTULO 2 – SÍNTESE DOS ESTUDOS BÁSICOS

# 2. SÍNTESE DOS ESTUDOS BÁSICOS

## 2.1. Levantamentos topográficos

O Estudo Topográfico seguiu as recomendações da Instrução de Serviço IS - 03/98, vigente no DEINFRA.

O objetivo do estudo topográfico é a elaboração de um modelo digital do terreno que permita a definição da geometria do empreendimento e forneça os elementos necessários à elaboração dos demais estudos e projetos. Para tanto foram elaborados os serviços abaixo relacionados:

- implantação dos marcos de apoio;

- transporte de coordenadas e altitude dos marcos oficiais;

- levantamento planialtimétrico cadastral do terreno com seções transversais;

- levantamento do perfil da linha da água;

- seleção de equipamentos e programas para modelagem topográfica.

### 2.1.1. Cartografia básica disponível

Os dados cartográficos disponíveis para a região, utilizados como base para a elaboração dos estudos, são:

**Cartografia Básica (do IBGE – Diretoria de Geodésia e Cartografia):** Cartas na escala 1:50.000 - folhas:

**BOTUVERÁ ( SC )**

Secretaria de Planejamento da Presidência da República
IBGE – Diretoria de Geodésia e Cartografia
Superintendência de Cartografia
FOLHA SG-22-Z-D-I-2
Escala: 1: 50.000
Equidistância das curvas de nível 20m em 20m

**BRUSQUE ( SC )**

Secretaria de Planejamento da Presidência da República
IBGE – Diretoria de Geodésia e Cartografia
Superintendência de Cartografia
FOLHA SG-22-Z-D-II-1
Escala: 1: 50.000
Equidistância das curvas de nível 20m em 20m

**AGUTI ( SC )**

Secretaria de Planejamento da Presidência da República
IBGE – Diretoria de Geodésia e Cartografia
Superintendência de Cartografia
FOLHA SG-22-Z-D-I-4
Escala : 1: 50.000
Equidistância das curvas de nível 20m em 20m

**APIÚNA ( SC )**

Secretaria de Planejamento da Presidência da República
IBGE – Diretoria de Geodésia e Cartografia
Superintendência de Cartografia
FOLHA SG-22-Z-D-I-1
Escala : 1: 50.000
Equidistância das curvas de nível 20m em 20m

**VIDAL RAMOS ( SC )**

Secretaria de Planejamento da Presidência da República
IBGE – Diretoria de Geodésia e Cartografia
Superintendência de Cartografia
FOLHA SG-22-Z-D-I-3
Escala : 1: 50.000
Equidistância das curvas de nível 20m em 20m

**ALFREDO WAGNER ( SC )**

Secretaria de Planejamento da Presidência da República
IBGE – Diretoria de Geodésia e Cartografia
Superintendência de Cartografia
FOLHA SG-22-Z-D-IV-1
Escala : 1: 50.000
Equidistância das curvas de nível 20m em 20m

### 2.1.2. Posse da terra na área do reservatório

Os levantamentos preliminares conduzidos na etapa de estudos básicos identificaram, na área da ser impactada pela implantação do reservatório, a presença de sítios de lazer e residências permanentes, além de pequenos cultivos.

O Quadro a seguir apresenta o levantamento preliminar de propriedades afetadas pela implantação da obra.

Foram também identificadas interferências com a estrada que se desenvolve ao longo do rio, e com o Parque Nacional da Serra do Itajaí.

Para o eixo selecionado, a área de alague máximo avançará, para montante da localidade Areia Alta, cerca de 1,3 km a oeste ao longo do curso do rio Itajaí-Mirim, sendo que a zona de contato direto do parque com a mesma (limite coincidente do parque com a borda do rio) seria de aproximadamente 700 metros, incluindo trechos de sobreposição parcial entre o parque e a AID.

Estima-se em cerca de 6,2 hectares a área do Parque Nacional da Serra do Itajaí (PNSI) atingida pelo remanso do reservatório em seu nível de água máximo normal.

O cadastro socioeconômico das áreas afetadas será concluído em etapa subsequente dos trabalhos. Os estudos ambientais finais contemplarão a solução para a interferência identificada com o PNSI.

### 2.1.3. Reservatório

Os estudos do reservatório utilizaram como base o levantamento contratado pela Secretaria de Desenvolvimento Sustentável – SDS para a bacia do rio Itajaí Mirim. Este levantamentos consistem na Aerofotogrametria e Mapeamento Planialtimétrico de Santa Catarina, em escala 1:10.000, com precisão de até 39 cm, segundo estimativa da SDS.

Estas ortofotocartas proporcionam uma base adequada e suficiente para o desenvolvimento dos estudos iniciais de alternativas de arranjo das estruturas e de dimensionamento do reservatório.

### 2.1.4. Novos levantamentos topográficos

#### 2.1.4.1.Implantação dos marcos de apoio básico

Para atendimento dos serviços topográficos a serem realizados na barragem de Botuverá, foram implantados 06 (seis) novos Marcos Topográficos denominados BO03 a BO08, para apoio da poligonal principal.

Os Marcos de apoio foram confeccionados conforme o modelo padrão vigente no DEINFRA, ou seja, tronco piramidal com 0,50 m de altura e 0,30 m de base, sendo fixada placa de alumínio com nome e o número correspondente.

### 2.1.4.2.Transporte de coordenadas e altitude dos marcos oficiais

As coordenadas dos Marcos de apoio foram obtidas através do rastreio e transporte de coordenadas planialtimétricas do ponto BO03, ponto este ajustado pela RBMC (Rede Brasileira de Monitoramento Contínuo) conforme monografia no anexo B.

O ajustamento das componentes X, Y, e Z se deram pelo rastreio efetuado e triangulado aos Marcos Oficiais do Sistema Geodésico Brasileiro (SGB), que formam a rede de referência geodésica oficial brasileira composta de estações planimétricas e altimétricas, implantadas pelo IBGE. Os vértices utilizados para o referenciamento geodésico da rede de referência para o levantamento, foram as Estações SCLG (Lages/SC), IMBT(Imbituba) e BO03 (Botuverá/SC) – em forma de triângulo onde se pode obter um ajustamento de melhor precisão, (ver monografia das estações no anexo A).

O transporte de coordenadas planimétricas da rede geodésica oficial do IBGE para o Marco Base de referência topográfica situado no trecho da barragem, deu-se com o emprego de triangulação por meio do rastreio da constelação de satélites do sistema GNSS (Global Navigation Satellite System), e GLONASS (Sistema Orbital de Navegação por Satélite), tendo como sistema geodésico de referência para as coordenadas geográficas, o sistema WGS84 e do sistema de referência SIRGAS 2000 para as coordenadas planas no plano de projeção UTM (Universal Transversa de Mercator), com a devida consideração do fuso na zona 22 S e Meridiano Central (MC) 51º W.

O rastreio das constelações GPS e GLONASS, deu-se com a técnica de posicionamento estático com emprego de receptores de multi-frequência (L1/L2/L2C e L5) e com pós-processamento dos dados utilizando a solução fixa no processamento das observações.

Para o transporte da componente altimétrica da posição utilizou-se o modelo de ondulação geoidal MAPGEO2010 da fundação IBGE a fim de se obter a altitude ortométrica, a partir das altitudes geométricas (elipsoidais) observadas no rastreio do sistema GNSS. Na região, o modelo da ondulação geoidal obtido foi para uma diferença de 1,79 m.

Na obtenção das coordenadas dos vértices de apoio BO03 a BO08 implantados na região da barragem, utilizou-se a mesma metodologia de triangulação e rastreio do sistema GNSS para realização do transporte de coordenadas, tendo como origem dessas coordenadas o vértice BO03, implantado nas imediações da barragem.

As coordenadas geográficas e planas do vértice de origem da poligonal principal (BO03) são dadas conforme quadro a seguir:

**Quadro 2.1 - COORDENADAS DO VÉRTICE DE ORIGEM DA POLIGONAL PRINCIPAL**

| VÉRTICE | COORDENADAS GEOGRÁFICAS ELIP. WGS-84 | | COORDENADAS PLANAS – UTM ELIP. SIRGAS 2000 | | ALTITUDE ORTOMÉTRICA (H) |
|---|---|---|---|---|---|
| | LATITUDE (S) | LONGITUDE (W) | N (m) | E (m) | |
| BO03 | 27º12’21,20934” | 49º10’52,37834” | 6.989.452,591 | 680.138,903 | 117,219m |

O resultado das coordenadas obtidas nos vértices de apoio da poligonal principal é apresentado no quadro abaixo:

**Quadro 2.2 - COORDENADAS DOS VÉRTICES DE APOIO**

| VÉRTICE | COORDENADAS GEOGRÁFICAS ELIP. WGS-84 | | COORDENADAS PLANAS – UTM ELIP. SIRGAS 2000 | | ALTITUDE ORTOMÉTRICA (H) |
|---|---|---|---|---|---|
| | LATITUDE (S) | LONGITUDE (W) | N (m) | E (m) | |
| BO04 | 27°12'19,26829" | 49°10'51,77854" | 6989512,090 | 6989512,09 | 114,24 |
| BO05 | 27°12'52,79512" | 49°12'04,97269" | 6988509,339 | 678127,335 | 117,396 |
| BO06 | 27°12'51,02610" | 49°12'05,75085" | 6988564,091 | 678106,705 | 104,749 |
| BO07 | 27°12'51,78600" | 49°12'29,96186" | 6988550,252 | 677440,198 | 143,932 |
| BO08 | 27°12'56,05538" | 49°12'31,92897" | 6988419,630 | 677384,193 | 145,679 |

A monografia do Marco Base BO03 implantado, é apresentada no anexo B deste subitem.

Os relatórios de processamento e monografias dos Marcos Implantados BO03 a BO06 serão apresentados no anexo C do presente relatório.

## 2.2. Seções transversais e perfil da linha da água

A área restituída foi definida após visitas a campo pela equipe técnica do Consórcio, juntamente com a Defesa Civil tendo como parâmetros, critérios técnicos e operacionais.

O lançamento da restituição topográfica foi iniciado nas imediações da barragem.

Ao longo da linha de exploração foi efetuado o levantamento das seções transversais, que permite a perfeita análise do perfil tanto do terreno como do leito do rio.

O levantamento destas seções transversais da área atingida pela futura barragem atendeu no mínimo aos preceitos da normatização técnica ABNT 13.133, tendo sido classificada com a classe PAC I.

Todo o serviço topográfico de levantamento planialtimétrico da barragem está referenciado a rede de apoio da poligonal principal implantada, descrita no item anterior.

Fizeram parte dos serviços topográficos, o levantamento de seções transversais, o levantamento topo-batimétrico do local para melhor definição do perfil do terreno e da calha do rio.

## 2.3. Equipamentos e programas

Nos serviços de levantamento geodésico e topográfico utilizou-se dos seguintes equipamentos e programas computacionais:

a) Equipamentos

- Antena receptora GNSS marca HI TARGET modelo V30;
- Coletora de dados Qmini para informações referentes ao vértice rastreado;
- Estação total marca TOPCON modelo GTS 3007 W;

b) Programas

- Software de Pós-processamento HGO
- Software HDS 2003;
- Software de Pós-processamento TOPCON Tools
- Software MAPGEO 2010;
- Software de processamento topográfico TOPOGRAPH;
- Software de desenho CAD.

## 2.4. Estudos geológicos e geotécnicos

### 2.4.1. Aspectos geológicos e geomorfológicos do local da obra

#### 2.4.1.1.Geomorfologia

Para caracterizar a geomorfologia serão feitas considerações sobre as categorias de relevo, suas características e sua dinâmica atual, bem como os efeitos da atividade antrópica e sua reciprocidade sobre a morfodinâmica na área especifica. A estabilidade da morfodinâmica depende das propriedades e associações das formas de relevo, que estão ligadas a cobertura vegetal e aos solos.

Com informações existentes no mapa de Geomorfologia do IBGE 2004, Folha Florianópolis SH. 22-Z-D, a área do empreendimento pertence ao Domínio Morfoestrutural Rochas Granitóides e Unidade Geomorfológica Serras do Leste Catarinense.

A grande variedade de litotipos reunidos em sete suítes intrusivas associada a complexidade estrutural se traduz no relevo pela heterogeneidade dos tipos de modelados e pelo condicionamento imposto à rede de drenagem.

As Serras do Leste Catarinense são constituídas por um agrupamento de elevações paralelas e sub-paralelas orientadas preferencialmente para NE e separadas por vales muito profundos. O sub-paralelismo das cristas que coroam as elevações conferem à unidade um aspecto semelhante aos relevos apalacheanos.

Os interflúvios são orientados segundo zonas de fraturas ou falhas do embasamento cristalino, muitas das quais foram reativadas pelo mecanismo ligado ao “rifteamento” do Atlântico Sul.

As maiores altitudes em torno de 900 m são registradas nos limites ocidentais da unidade; à medida que se aproximam da linha de costa, as cotas altimétricas diminuem gradativamente para 100 m ou menos, e as elevações passam a constituir colinas, pontais, penínsulas e ilhas, muitas das quais já ligadas ao continente pela sedimentação marinha quaternária.

Entre os relevos que configuram as serras desta unidade geomorfológica, ocorre um tipo de modelado de dissecação em áreas altimetricamente mais baixas, chegando a cotas inferiores a 200 m nos vales, enquanto nos interflúvios elas são superiores a 400 m. Estas áreas apresentam relevos muito dissecados, com densidade de drenagem fina ou média e formas de topos convexas com vertentes de alta declividade, apresentando ressaltos topográficos e nichos erosivos.

Os vales dos rios de maior ordem de grandeza são geralmente profundos, em forma de “V” e em alguns trechos controlados estruturalmente. Os planos alveolares ocorrem com freqüência e foram retrabalhados pelos rios que estão encaixados neles. Muitos destes planos ou terraços alveolares são amplos o suficiente para permitir a sua utilização agrícola.

Nas vertentes observa-se com muita frequência a presença de blocos rochosos envolvidos por material eluvial. A exposição dos blocos é resultante da ação das águas de escoamento superficial que promoveram a retirada do material de granulação mais fina. Em algumas vertentes observam-se também depósitos coluviais formados pelo acúmulo de material rudáceo bem como blocos e seixos angulosos e sub-angulosos envolvidos por uma matriz de material argilo-siltoso sem esboçar nenhum indício de acamamento. No terço inferior e no sopé das vertentes é comum a presença de cones de dejeção.

Ao longo dos vales dos rios Itajaí-Mirim e Tijucas ocorrem frequentemente dois níveis de terraços constituídos por areias, siltes e argilas; o nível inferior que corresponde à várzeas atuais é frequentemente inundado durante as cheias, enquanto o segundo nível ocorre de maneira descontínua e apresenta um grau de umidade menor.

A alta declividade das vertentes associada à espessura das formações superficiais em particular nas áreas onde ocorrem solos Podzólicos, determina a ocorrência generalizada e constante de movimentos de massa provocados pela solifluxão.

Nas áreas ocupadas pela pecuária, o pisoteio do gado forma degraus (terracetes) nas vertentes que em muitos pontos evoluem para formas erosivas do tipo sulcos e ravinas.

À exceção das áreas urbanas, a Unidade Geomorfológica Serras do Leste Catarinense apresenta baixa densidade demográfica. A atividade agrícola é inibida pelas suas características morfopedológicas. Face a susceptibilidade erosiva das formações superficiais é imprescindível a adoção de técnicas sofisticadas de manejo quando de sua utilização; nas áreas onde ocorrem Solos Litólicos deve-se considerar também a ocorrência de pedregosidade na superfície ou massa do solo.

Os modelados que compõem esta unidade foram enquadrados na classe de Vulnerabilidade Moderada e Alta.

O relevo é formado por um conjunto de formas de topos estreitos e alongados, esculpidos de rochas cristalinas, denotando controle estrutural definidas por vales encaixados. Os topos de aparência aguçados são resultantes da interceptação de vertentes e declividades acentuadas, entalhados por sulcos e ravinas profundas.

Dissecação marcada por controle estrutural, definida apenas pela variável aprofundamento da drenagem, já que o padrão de drenagem e sua densidade são controlados pela tectônica e pela litologia. O aprofundamento das incisões é estabelecido pela média das frequências dos desníveis medidos em perfis transversais aos vales contados na área amostrada, classificada em forte.

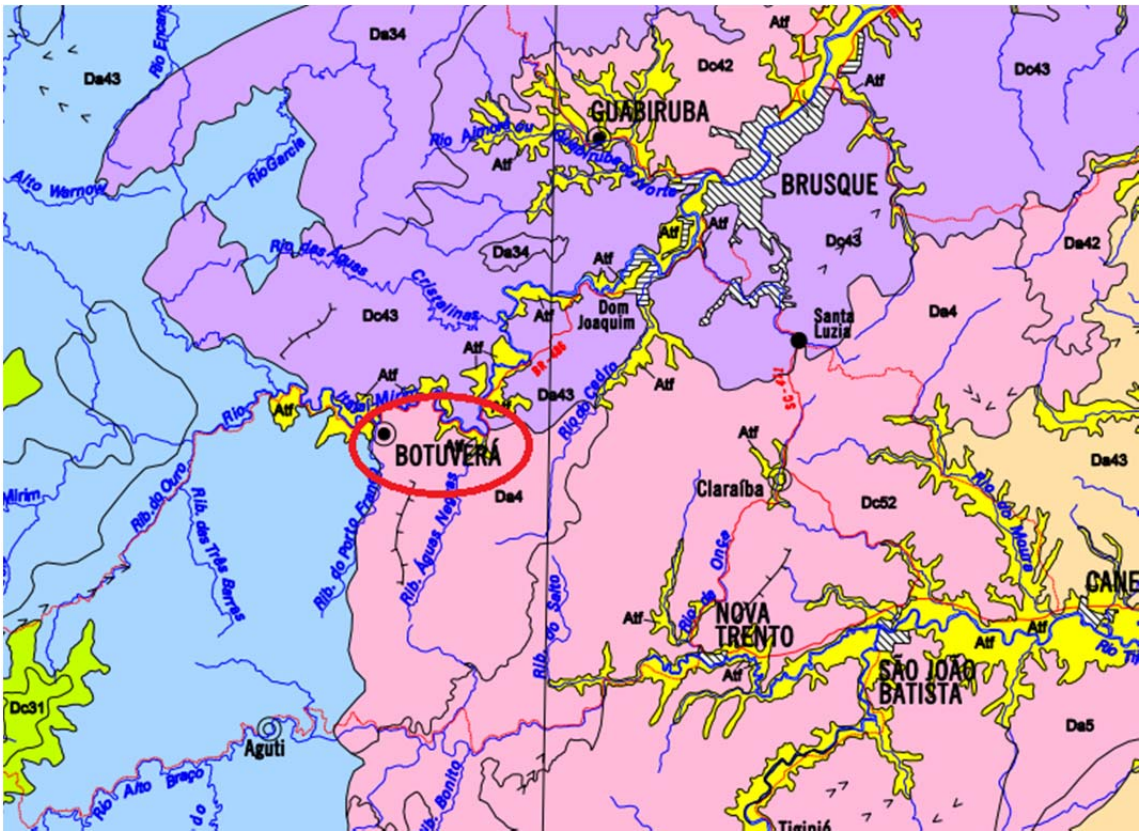



**Figura 2.1 - MAPA GEOMORFOLÓGICO. O CIRCULO VERMELHO DESTACA A LOCALIZAÇÃO EMPREENDIMENTO.[1]**

### 2.4.1.2.Geologia

A bacia do rio Itajaí se localiza na borda leste da bacia sedimentar, conhecido como Bacia do Paraná, que se estende desde o centro sul do Brasil até o nordeste da Argentina, passando pela região leste do Paraguai (a parte central é constituída de solo recente, e os sedimentos são mais antigos à medida que se dirige para a região periférica).

[1] Fonte: Fonte: Folha SH.22.Z.D - Florianópolis IBGE, 2004

O solo da bacia do rio Itajaí tem como base acamada rochosa das eras arqueozoica e a proterozóica que compõe o continente estável da América do Sul, e acima dela, distribuem-se as rochas sedimentares das eras paleozóicas e mesozóicas, e na camada superior, as rochas basálticas escoadas na era mesozóica. Excetuando o estrato aluvial que se distribui na planície da costa atlântica e nas planícies das margens dos rios, de modo geral os estratos são mais antigos na região nordeste e recentes na região sudoeste. No alto vale distribuem-se as rochas da era mesozóica e era paleozóica, e no médio e baixo vale observam-se ampla distribuição de rochas sedimentares da era paleozóica e as rochas metamórficas das eras arqueozoica e proterozóica.

No lado leste da Serra do Mar (região do baixo vale do Itajaí), as falhas geológicas se destacam no sentido nordeste – sudoeste, na escala máxima de 60 km com boa continuidade. Observa-se também no sentido norte-nordeste e sul – sudoeste com extensão de até 20 km. No lado oeste da Serra do Mar (região do alto vale do Itajaí), a distribuição de falhas geológicas são relativamente esparsas. Observa-se no nordeste - sudoeste, é observado também o sistema Norte - Noroeste – Sul - Sudoeste que se estende continuamente por 80 km ao longo do rio Itajaí do Norte e por 40 km ao longo do rio Itajaí do Sul.

O solo da bacia do rio Itajaí, iniciando pelo mais recente, divide-se em quatro tipos:

i. Camada aluvial da era cenozoica: distribui-se amplamente na parte jusante da bacia do Rio Itajaí-açu, Rio Itajaí Mirim e Rio Luiz Aves, com profundidade superior a 30m e distribuem-se nas áreas mais estreitas ao longo da montante do Rio Itajaí-açu e de outros afluentes com profundidade de até 10m.
ii. Rochas sedimentares e vulcânicas da era mesozoica: distribui-se na Serra Geral pela banda leste da Bacia do Rio Itajaí.
iii. Rochas sedimentares e vulcânicas da era paleozoica: distribui-se na Serra do Mar que atravessa a parte central da Bacia do Rio Ita-jaí, estendendo-se pela encosta leste da Serra Geral.
iv. Granulito da era arqueozoico a proterozoico, migmatito, rochas metamórficas, rochas sedimentares, rochas intrusivas e rochas plu-tônicas: distribuem-se no lado leste da Serra do Mar (baixo vale do Rio Itajaí).

*Bacias dos três afluentes de montante do Rio Itajaí (Itajaí do Norte, Itajaí do Oeste e Itajaí do Sul)*

No solo dos três afluentes de montante do Rio Itajaí, a oeste da Serra do Mar, destacam-se as rochas sedimentares das eras paleo-zóicas a mesozóica (grupo de estratos Itararé, grupo de estratos Guatá e grupo de estratos Passa Dois).

Na região de baixa altitude distribuem-se rochas sedimentares das eras paleozóicas e mesozóicas, principalmente xisto argiloso. Es-tas rochas são constituídas principalmente de sedimentos marinhos e são intercaladas por arenito fino.

Na região de grande altitude da Serra Geral, divisor de águas da Bacia do Rio Itajaí, distribuem-se as rochas sedimentares da era mesozóica. São argilitos e arenitos, intercalados com rochas siltosas e arenitos finos. Caracterizam-se pelo ambiente no estado primário de cor roxa, rosada e branca.

Na bacia do afluente Itajaí do Oeste observam-se basaltos da era mesozóica.

O estrato aluvial distribui-se de maneira localizada na microbacia, ao longo do Rio Itajaí-açu, entre as cidades de Rio do Sul e Lontras, e no Rio Itajaí do Oeste e seus afluentes. Estas camadas aluviais são geralmente de areia siltosa ou silte arenoso, e tem inserções de camadas de cascalho. Imagina-se que a espessura do estrato aluvial seja geralmente inferior a 10 m.

*Características geológicas das bacias do Rio Itajaí-açu, Rios Benedito, Itajaí Mirim e Luiz Alves, e dos afluentes.*

Os solos que se distribuem por esta região, que fica ao leste da Serra do Mar, são descritos abaixo em ordem de formação mais an-tiga:

O complexo de granulita de Santa Catarina da era arqueozoica (rochas metamórficas compostas principalmente por ganulita) distri-buem-se no lado leste da Serra do Mar, à margem direita do Rio Itajaí-açu que inclui a Bacia do Rio Benedito e a Bacia do Rio Lu-iz Alves.

Em toda a região da Serra de Itajaí, na Bacia do Rio Itajaí Mirim e no lado sul do Rio Itajaí-açu, a jusante do município de Gaspar, distribui-se rochas metamórficas do grupo de estratos Brusque da era proterozóica, e granito e ortognaisse com esquistosidade, de forma complexa.

Rochas sedimentares não metamórficas da era proterozóica (formação Gaspar, formação Baú, formação Campo Alegre) distribuem-se desde a região norte da Serra do Itajaí e o município de Blumenau, à margem esquerda do Rio Itajaí-açu até a bacia do Rio Luiz Alves.

Rochas sedimentares do grupo de estratos Itararé e grupo de estratos da era paleozóica e do período carbonífero ao período permiano distribuem-se pela encosta do lado leste da Serra do Mar na bacia do rio Benedito.

Sedimentos aluviais, no lado leste da Serra do Mar, distribuem-se ao longo do Rio Itajaí-açu e dos afluentes. A largura de distribuição de camada aluvial vai-se ampliando no Rio Itajaí-açu, proximidades de Gaspar, e nas proximidades da confluência com Rios Luiz Alves e Itajaí Mirim, para o lado a jusante. Sedimentos aluviais são compostos principalmente de silte arenoso ou areia siltosa, intercalados por camadas de cascalho.

A espessura de sedimentos é geralmente de cerca de 10 m. Conforme o lugar, afloramento de rocha basal é encontrado nos leitos dos rios.

Os sedimentos dos leitos dos rios são areia de partícula de tamanho médio, contendo partículas grossas. Segundo o resultado de pesquisa de fundação das construtoras de rodovias, há sedimentação espessa de argilas contendo material orgânico em algumas partes.

***Complexo Metamórfico Brusque***

O Complexo Metamórfico Brusque é constituído por um cinturão principal, alongado de cerca de 75 km na direção N 45°E-S45°W, desde a cidade de Itajaí, no litoral, até as proximidades de Vidal Ramos, sobre o qual se desenvolve o vale do rio Itajaí Mirim. É coberto pela Bacia do Paraná. Segundo a interpretação dos dados disponíveis nos levantamentos aeromagnéticos, estende-se ainda por uma distância mínima de 20 km, sob a referida bacia.

Nesta extensa área de exposição, forma duas faixas alongadas, segundo a direção geral do cinturão, separadas por batolito também alongado, o granitóide Valsungana, o qual segmenta o cinturão nas duas faixas isoladas, ao nível erosional atual.

Desmembrados deste cinturão principal, ocorrem uma série de pequenos corpos de supracristais de baixo grau, em continuidade direta com o mesmo, ou dele muito distantes e que, pelos conhecimentos atuais, são cartografados como pertencentes ao mesmo complexo. Os remanescentes mais próximos têm expressão aflorante reduzida, raramente ultrapassando a poucas centenas de metros. Estão sempre associados a terrenos granito-gnáissicos ou migatíticos com os quais revelam, em geral, contatos transpostos e subverticalizados. É o caso da série de enclaves, por assim dizer, preservados nos terrenos granito-gnáissicos de Porto Belo, descrito por Silva n(1984b), Silva et al. (1985), ou, dos restos da seqüência máfico-ultramáfica de Itapema/Meia Praia, descrita por Silva & Dias (1981) e, posteriormente, por Issler (1983), Silva et al. (1985); Borba & Lopez (1985).

Outra ocorrência de menor expressão, também situada a sul do cinturão, foi descrita nas proximidades da cidade de Anitápolis, no âmbito de terrenos granito-gnáissicos, Silva (1984a). Ao norte do cinturão, próximo à divisa com o Estado do Paraná, localizem-se outros dois mais recentes da sequência. O de maior envergadura situa-se na região de Garuva e foi pela primeira vez descrito e correlacionado ao complexo de Brusque por Albuquerque et al. (1971). Corresponde ao segmento catarinense da Formação Cachoeira, a qual, no Estado do Paraná, é regionalmente relacionada à Formação Setuva e considerada como pertencente a uma associação vulcano-sedimentar “greenstone-belt” (Silva 1981). Finalmente, a nordeste da Ilha de São Francisco do Sul, Silva (1984a) identificou alguns remanescentes de supracrustais no âmbito do granito-gnáissicos, que ocorrem na região do Saí-Mirim, no Cráton Garuva/São Francisco do Sul.

Da mesma forma, Borba & Lopez (1985) descrevem remanescentemente de xistos máficos correlacionáveis aos do Cinturão de Brusque, situados a norte da Praia de Itapema, na Ponta do Faísca, no âmbito do Núcleo Migmatítico de Itapema.

*Sequências Vulcano-Sedimentares Basais*

Da maneira como foi originalmente definida (Silva 1983; 1984a), a seqüência vulcano-sedimentar (Itajaí-Mirim) incluía uma associação; “metavulcano-sedimentar” com predominância de termos sedimentares pelitícos (micaxistos), subordinadamente sedimentos clásticos (metarenitos, quartzitos, metagravacas) e químicos (metacalcários, dolomíticos, formações ferríferas bandadas-Bifs). Vulcanismo sin-sedimentar restrito, com emissões de composição complexa: ácida, básica e ultrabásica.

*Sequência Epiclástica Superior*

A existência de uma seqüência epiclástica sobreposta a Rio do Oliveira, conforme sugerido por Silva et al. (1985), independentemente de vir a ser plenamente confirmada como uma unidade mais jovem ou constituinte do fechamento da deposicional seqüência vulcano-sedimentar, não pode ser ainda descartada. É certo que à esta unidade superior correspondem as descrições anteriores referidas ao “Grupo” Brusque ou “Formação” Botuverá, tradicionalmente encontradas na literatura da área, as quais tomavam pelo todo, as características de um dos domínios da associação.

Entre os litótipos constituintes, predominam amplamente aqueles de derivação pelítica: mica xisto; filitos, eventualmente grafitosos; mica xisto granatíferos; xistos grafitosos carbonaticos; mica xisto com cloritóide; filitos; quartzitos; metamargas.

*Complexo Brusque*

As rochas metatóficas abrangem uma área de aproximadamente 1.600 ha em superfície. Foram agrupados em 3 litotipos principais segundo critérios de composição mineral e tamanho de grãos. Xistos, filitos e homfels. As rochas compostas por serícita e ou grãos de mica branca de até 1 mm de diâmetro foram agrupadas no litotipo filito. As rochas composta por grãos de muscovita maiores que 1 mm de diâmetro, quartzo foram agrupados no litotipo xisto. As rochas com cristais de biotita não orientados concentrados em bandas, que ocorrem em contato com os granitos foram identificados como homfels. Existe uma ocorrência de rochas calciossilicáticas, pela descrição de campo, mas com a analise laboratorial realizada chegou-se a classificação de clorita-carbonato quertzito, em contato com xistos.

Em mapa as rochas metamórficas distribuem-se em duas faixas contínuas. Uma faixa composta de filitos no quadrante noroeste e norte do mapa. Outra faixa, que atravessa o centro da área cartografada no sentido sudoeste, composta de predominante de xistos. Corpos irregulares de homfels ocorrem como xenólitos dentro dos granitos e no contato norte do granito, na forma de pequena auréola afetando xistos.

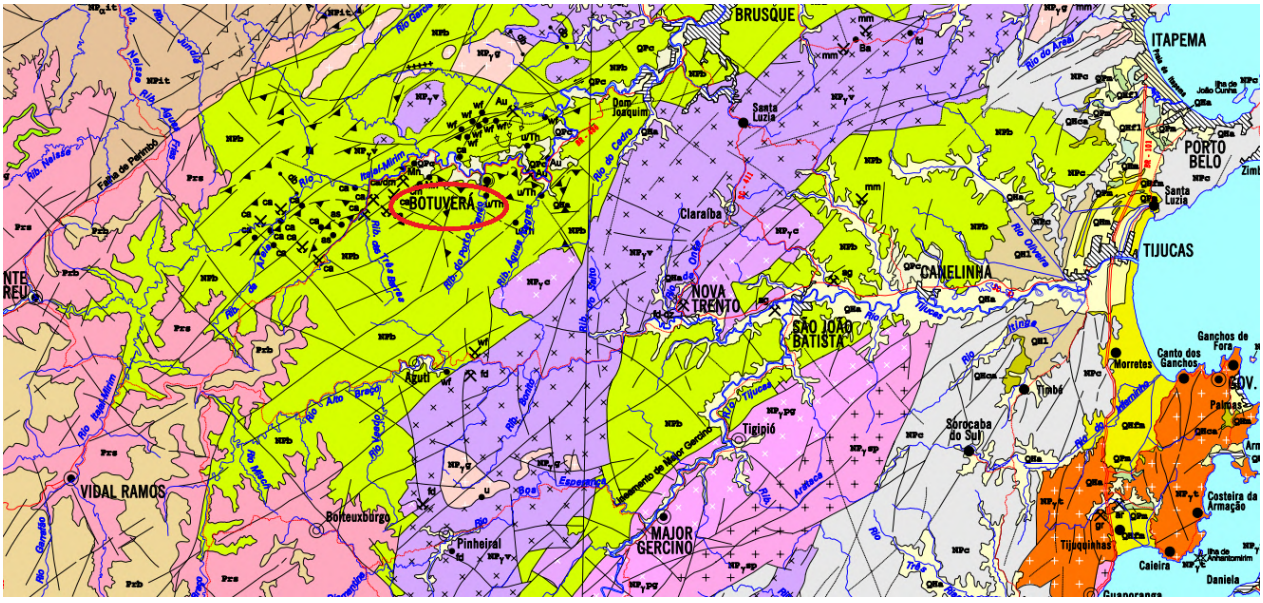



**Figura 2.2 - MAPA GEOLÓGICO-GRUPO BRUSQUE (NPb) NA COR VERDE[2]**

[2] Fonte: Folha SH.22.Z.D - Florianópolis IBGE, 2004.

Os litotipo predominante na faixa de xisto é o Quartzo-muscovita xisto,grafita- muscovita xisto e clorita –muscovita xisto.

Os xistos normalmente ocorrem alterados e com cor vermelho-alaranjada, quando não alterada com cor cinza. Todos os afloramentos de xisto possuem uma xistosidade principal definida pela orientação dos cristais de muscovita. Identificada como foliação S2; geralmente a xistosidade S2 encontra-se dobrada e crenulada, que afeta a direção e o ângulo de mergulho da foliação. As dobras apresentam aberturas variáveis desde abertas e isoclinais. Nos locais identificados como granada-quartzo-muscovita xisto os porfiroblastos de 0,5 cm de diâmetro estão sempre alterados para óxidos de ferro. Apresentam sombras de pressão simétricas ou assimétricas.

Raramente ocorre uma intercalação de níveis pelíticos, compostos muscovita, e arenosos onde a xistosidade está mal desenvolvida. Em alguns afloramentos foram identificadas pequenas dobras apertadas ou isoclinais compostas de grãos de quartzo entre os planos de xistosidade S2. Essas dobras raramente excedem o comprimento da onda de 2 mm. Possuem flancos foram rompidos pelos planos de S2. Essas camadas e dobras quartzo pelíticas alternadas com S2 foram definidas como planos S1, sub-paralelos à S2.

Um afloramento de xisto apresenta a clivagem de crenulação S4 que corta o plano da xistosidade S3.

A ocorrência de rocha calciossilicática apresenta-se como uma rocha de cor verde escura com níveis e fraturas compostos por carbonato. Essa rocha apresenta contato transicional com o granada-quartzo-muscovita xisto. Caracterizada pela diminuição do conteúdo de carbonato de rocha a medida que se afasta do afloramento em direção ao xisto. Na rocha calciossilicática o mineral que define a foliação S2 é a biotita.

Filitos encontram-se em uma faixa de rochas afetadas por zonas de cisalhamento dúctil com geração de milonitos em planos de talha compostos essencialmente por quartzo. Apresentam

Uma variação de litotipo maior que os xistos evidenciando mais a natureza sedimentar da rocha pretérita. O litotipo predominante é o sericita Xisto. Mas também ocorre biotita Filito, Meta-Arenito,Metarritmito, Argiloso-Arenoso, grafita sericita Filito e quartzo-Milonito.

A foliação principal ode ser definida como uma xistosidade denominada S2, que é caracterizada por uma clivagem ardosiana. Os planos de S3 caracterizam-se por uma xistosidade que corta obliquamente S2 ás vezes associadas a dobras tipo kink band. Os planos de S2 quanto S3 nos filitos predominam mergulhos em alto ângulo. Em um afloramento o filito ocorre a intersecção da xistosidade S3 e da clivagem S4 formando um tectonito tipo L.

As rochas ígneas abrangem uma área superficial de aproximadamente 1400 ha. As rochas recobertas pelos homfels e sedimentos aluvionares não entram nesse cálculo.

Por fim, pode-se perceber através do mapa geológico, que a direção principal das fraturas na região se dão no eixo SW-NE.

### 2.4.2. Aspectos geológicos e geotécnicos do local da obra

### 2.4.2.1.Levantamentos realizados

Em março de 2014 foram executadas sondagens geofísicas pelo método da Eletrorresistividade.

Os locais onde foram realizados os estudos geofísicos consistiram em 3 eixos alternativos para o barramento. Foram realizados cinco (05) caminhamentos elétricos (CE) e seis (06) Sondagens Elétricas Verticais (SEV).

Foram analisados os três eixos potencialmente barráveis, sendo realizadas linhas de sondagens geofísicas em cada margem do rio.

Estas sondagens permitiram evidenciar as características das rochas nas fundações, e elaborar diagnósticos para subsidiar a escolha do eixo da barragem. Para tanto, foram utilizados recursos como os software *Rock Lab* e *Slide*, definindo uma margem de segurança para o estudo da barragem. Estes softwares, comumente utilizados para estabilidades de taludes, forneceram uma riqueza de informações quanto ao fator de segurança e estabilidade da rocha no local. Os resultados obtidos indicam haver suporte adequado em ambas as ombreiras.

Sob o ponto de vista geológico elaborou-se um mapa geológico para o eixo selecionado, fornecendo assim uma matriz geológica para a base do estudo.

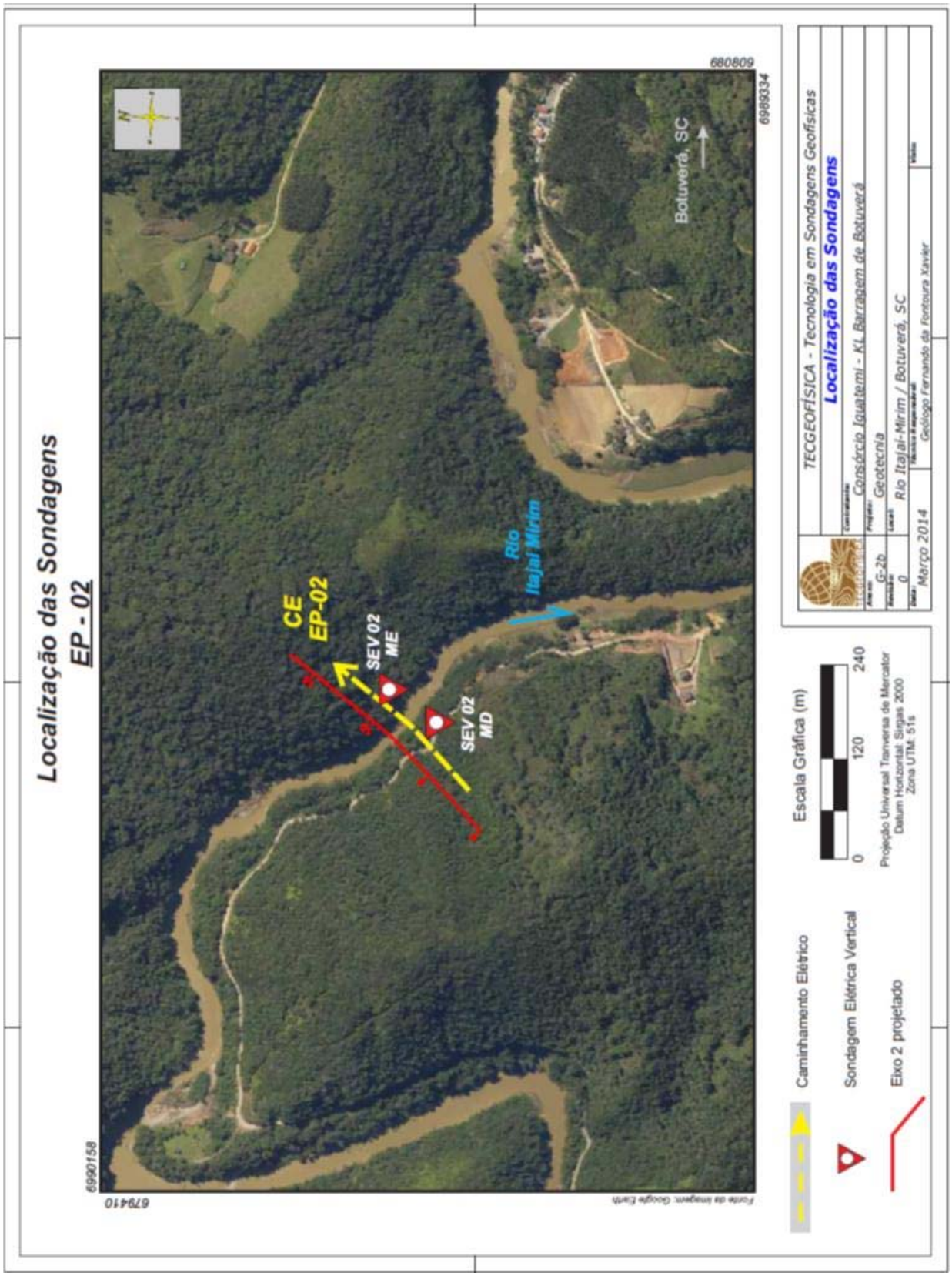



**Figura 2.3 – LOCALIZAÇÃO DAS SONDAGENS GEOFÍSICAS**

### 2.4.2.2.Fundações do barramento

A área de estudo encontra-se inserida no contexto geológico do Complexo Brusque, sendo composta por sequência calcária, pelítica, folhelhos. São rochas metamórficas com abundantes estruturas geológicas (falhas/fraturas/cavidades).

O único litotipo presente em todas as opções de eixos para o barramento foi o xisto. Xisto é o nome genérico de vários tipos de rochas metamórficas facilmente identificáveis por serem fortemente laminadas.

Tal como a maioria das rochas metamórficas, o xisto apresenta aspecto nitidamente cristalino, e tem foliação mais ou menos nítida como resultado das fortíssimas pressões a que a rocha é sujeita. Esta foliação é fina em rochas holocristalinas, por via de regra de grão médio a fino, por vezes sendo tão pequeno que não se distingue macroscopicamente. Em geral, as "folhas" têm composição sensivelmente igual.

Podem ser definidos vários grupos de xisto, conforme o grau de xistosidade (foliação) e os minerais que predominam na sua constituição; nos micaxistos predominam o quartzo e as micas (biotite/moscovite), nos anfiboloxistos a anfíbola e o quartzo, nos cloritoxistos a clorite, e nos talcoxistos o talco.

Durante o caminhamento realizado nos possíveis eixos de barramento, o xisto foi a rocha mais encontrada nos afloramentos. No local foi confirmado a expressiva foliação deste tipo de rocha, e o baixo índice de fraturas, apresentando uma ou duas direções principais, o que é favorável à construção do barramento neste tipo de rocha.

No caso das rochas xistosas, é frequente verificarem-se valores mais elevados da resistência à rotura quando a carga é aplicada perpendicularmente aos planos de xistosidade, registando-se o valor mínimo quando a carga é aplicada numa direção oblíqua à xistosidade. Portanto, no local onde será construída a barragem, a rocha não pode ter sofrido nenhum tectonismo (soerguimento ou dobramento) que deixe a foliação paralela às fundações da barragem.

Já se a rocha apresentar-se na direção natural de deposição, a construção do barramento estará segura. Com isso quanto menos alterada a rocha estiver e com um menor número de fraturas, melhor o local da escolha da barragem.

A facilidade de escoamento da água através de um meio contínuo é avaliada através do coeficiente de permeabilidade (k). A permeabilidade das rochas, em comparação com a dos solos, é geralmente muito baixa. O seu valor cresce sensivelmente com a fissuração e o grau de alteração. O nível de anisotropia da permeabilidade depende da orientação preferencial das fissuras.

O estado de tensão na rocha influencia consideravelmente a sua permeabilidade. O aumento das tensões de compressão provoca o fecho das fissuras e a diminuição da permeabilidade, mas, a partir de um certo limite, o aumento das tensões pode iniciar o aparecimento de novas fraturas provocando o aumento da permeabilidade. A variação da permeabilidade da rocha pode também variar com a pressão da água que circula nos seus vazios e descontinuidades: o aumento da pressão da água tende a abrir as fissuras aumentando a permeabilidade.

Portanto, por ser composto principalmente de minerais fração argila, desde que a rocha não esteja fraturada, o xisto apresentará baixa permeabilidade, o que é favorável para a obra.

Não obstante isto, a concepção das fundações da barragem considerou a execução de cortina de injeções ao longo de todo o contato da estrutura com o substrato rochoso, até alcançar a camada de rocha sã.

No que se refere ao leito do rio a jusante, os resultados indicaram que a erodibilidade da rocha, desde que ela não esteja alterada, é baixa, o que é favorável para a descarga das vazões efluentes do vertedouro para o leito natural do rio a jusante.

Outro fator relevante para o estudo é que estruturas do tipo “Caverna/Cavidades” não foram observadas em nenhum dos eixos estudados, confirmando em parte as visitas técnicas que indicavam os materiais rochosos mais relacionados com pelítos e folhelhos ao invés dos termos calcários, mais propícios a estas estruturas.

### 2.4.3. Imageamento Elétrico - 2D

O imageamento elétrico 2D compreende o estudo dos materiais em profundidade propiciando uma vista (parcial) em perfil da área, isto se dá com as imagens dos Caminhamentos Elétricos - CEs. As interpretações dos CEs foram realizadas com auxílio do software RES 2D INV e, na área em estudo, partiu de um modelo a priori, evoluindo-se para modelos de trabalho e modelos finais.

Os CEs tiveram como principal objetivo a identificação das camadas geoelétricas e zonas anômalas que possam caracterizar a presença de estruturas geológicas (falhas/fraturas/contatos, etc.). Nas figuras em anexo são apresentadas às seções modeladas de resistividade, obtidas pela inversão que ajusta os dados de resistividade aparente medidas em campo. Foram realizados nas margens (MD e ME), já que as condições de travessia do rio Itajaí-Mirim, realizando a sondagem geofísica, foi considerada de risco elevado, colocando em a integridade do operador e seus auxiliares. Tecnicamente também poderia haver perdas por ruídos externos, tanto na cravação (em rocha) como na aquisição dos dados nestes locais.

As seções de resistividade, tanto a MD como a ME mostraram duas camadas geoelétricas, ambas relacionadas com o material rochoso e seus estados de alteração. A primeira menos resistiva correspondendo ao material rochoso como rocha alterada dura – RAD. A segunda camada mais resistiva que a primeira corresponde ao material rochoso pouco alterado considerado como rocha sã - RS.

As imagens ainda indicaram as principais estruturas geológicas presentes, como falhas/fraturas (verticais e horizontais). São detectadas por descontinuidades nas imagens com geometria definida, geralmente estão associadas a quebras abruptas ou suaves nos valores de resistividade. Cabe ainda ressaltar as estruturas horizontais, detectadas pelas imagens elétricas, definem em parte, a geometria em degraus. Já as verticais ficam marcadas pela queda abrupta do relevo, formando verdadeiros paredões rochosos.

### 2.4.4. Sondagem Elétrica Vertical – SEV

Foram realizadas duas (02) Sondagens Elétricas Verticais (SEV 02 ME e SEV 02 MD) com a finalidade de conhecermos o subsolo sob o Rio Itajaí-Mirim, já que foram realizadas nas suas margens. Assim podemos calibrar os resultados dos caminhamentos geoelétricos, definir a presença do lençol freático e classificar o material rochoso (RAM, RAD e RS).

As interpretações das Sondagens Elétricas Verticais foram feitas com auxílio do software IX 1D e, na área em estudo, partiu de um modelo a priori, evoluindo-se para modelos de trabalho e modelos finais.

Com base nos procedimentos de interpretação, o modelo de três (SEV 02-ME) e quatro estratos (SEV 02-MD) foi o que melhor se ajustou as curvas, possuindo a seguinte sequência geoelétrica:

- Primeira Camada – resistente eletricamente, correspondendo ao solo transportado (Colúvio/tálus) seco, com eventual bloco de rocha associado. Espessura média de: 0,85m;
- Segunda Camada – pouco resistente a condutora, correspondendo ao solo de alteração (presente somente na SEV da MD), espessura de: 1,9m, estando parcialmente saturado;
- Terceira Camada – pouco resistente a condutora, correspondendo ao material rochoso (Complexo Brusque) alterado (RAD) espessura varia de 5,4 na MD a 20,0m na ME dependendo da porção que se encontra a estrutura geológica, estando saturado na maioria dos casos;
- Quarta Camada – resistente correspondendo ao material rochoso (Complexo Brusque) pouco alterado RS, sendo a última camada investigada.

Naturalmente, nas diferentes sondagens, uma ou mais dessas camadas podem se apresentar sobrepostas ou suprimidas. O nível do lençol freático, quando observado, foi plotado no perfil geológico de cada SEV, em média ficou em 1,0m de profundidade.

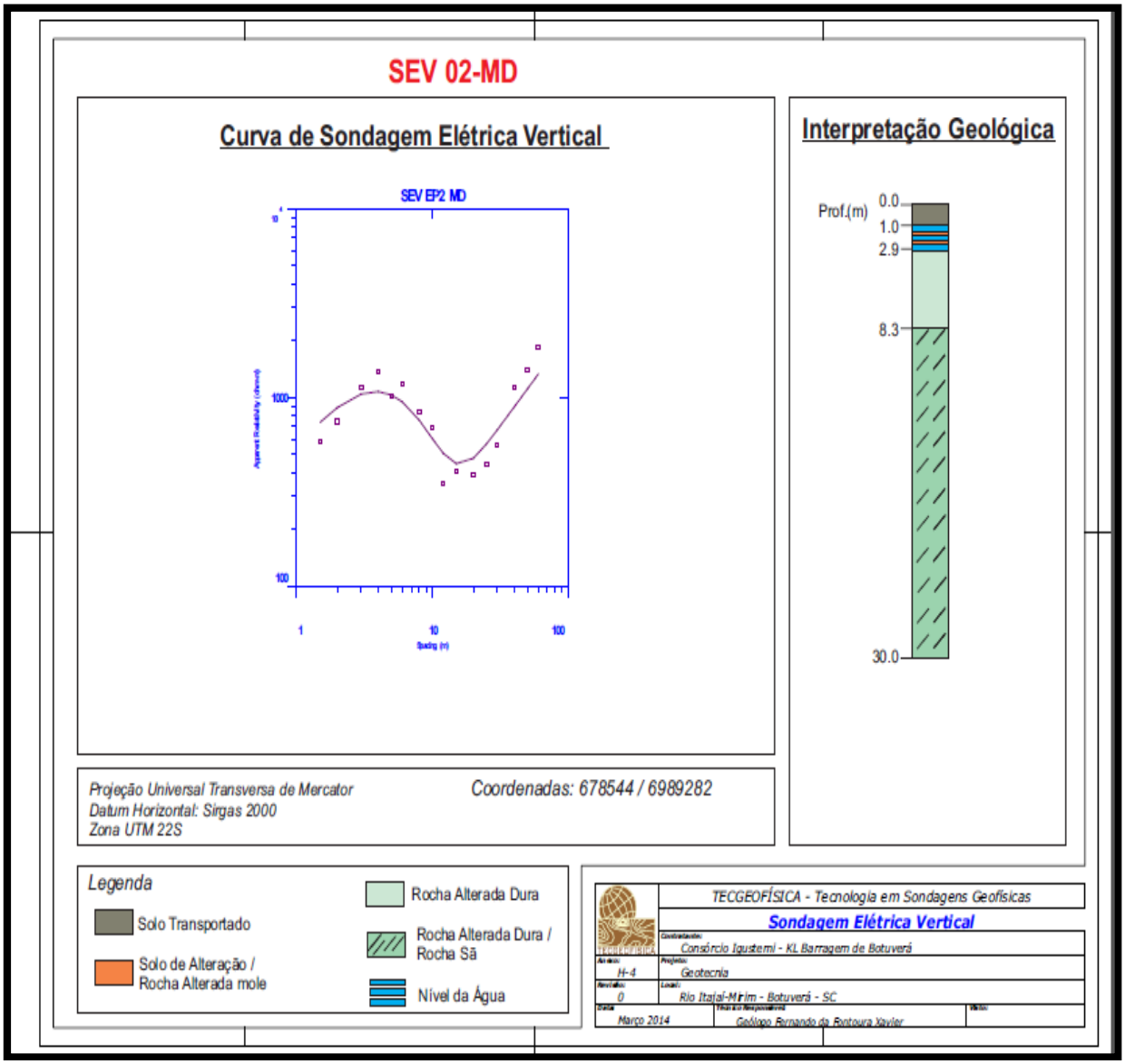



**Figura 2.4 – SONDAGEM GEOELÉTRICA VERTICAL – MARGEM DIREITA**

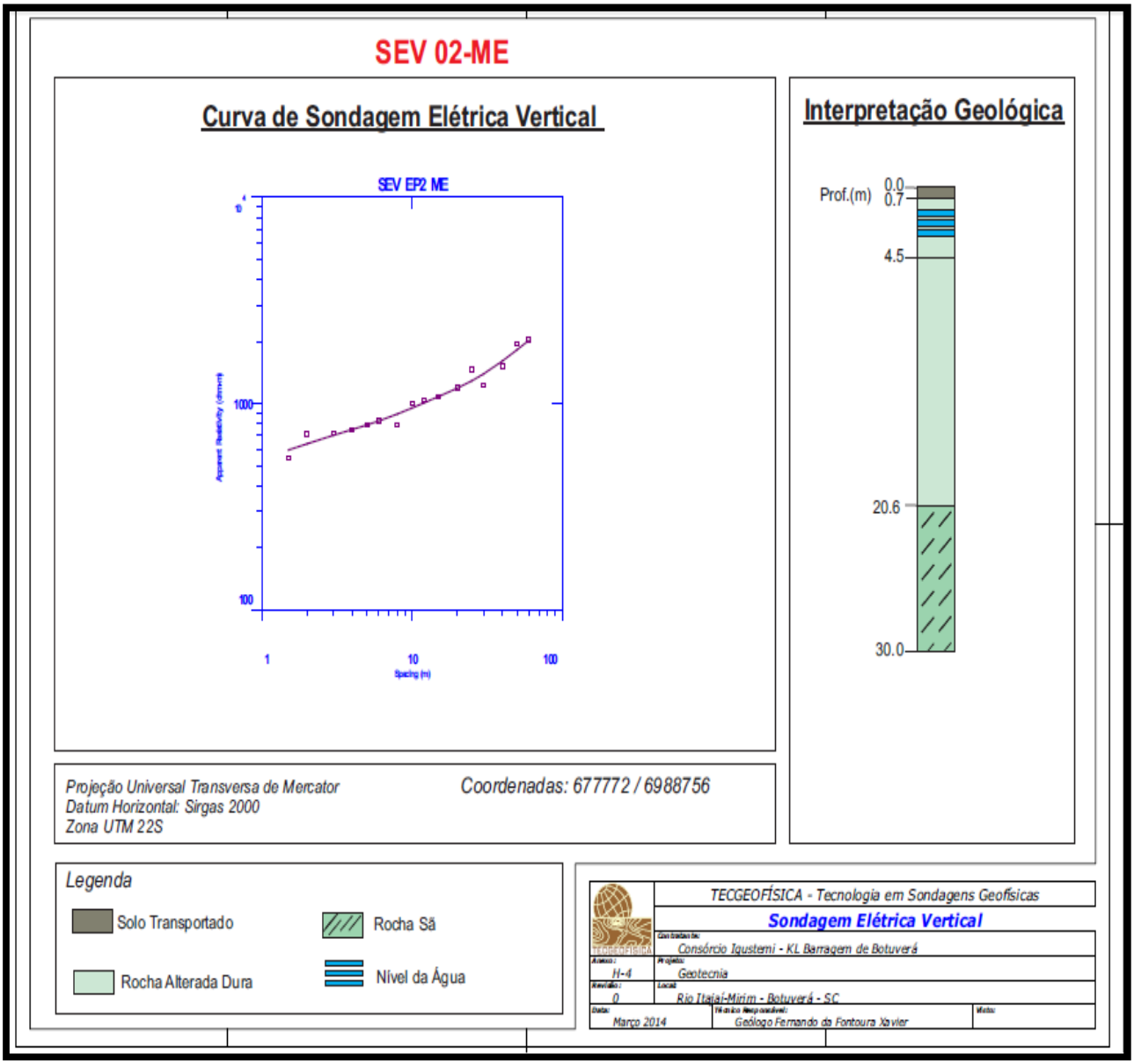



**Figura 2.5 – SONDAGEM GEOELÉTRICA VERTICAL – MARGEM ESQUERDA**

### 2.4.5. Perfil geotécnico do eixo selecionado

Com os dados dos CEs, das SEVs e da topografia, confeccionamos um perfil geotécnico. Neste podemos observar a predominância do material rochoso, como também das estruturas geológicas (bastante proeminentes) tanto verticais como horizontais (sub-horizontais). Estas são bastante comuns em todas as rochas do Complexo Brusque, neste caso específico não configura condição geológica negativa quanto a instalação de uma barragem.

Estruturas do tipo “cavernas” ou cavidades não foram detectadas neste perfil e ainda, a predominância do estado do material rochoso pouco alterado - RS é também observada. O sentido e o local de maior fluxo subterrâneo foram assinalados no perfil através de setas indicando o “caminho” preferido da água subterrânea. Assim o Perfil buscou reunir todas as informações do local para sua confecção, permitindo uma visão continua do local estudado.

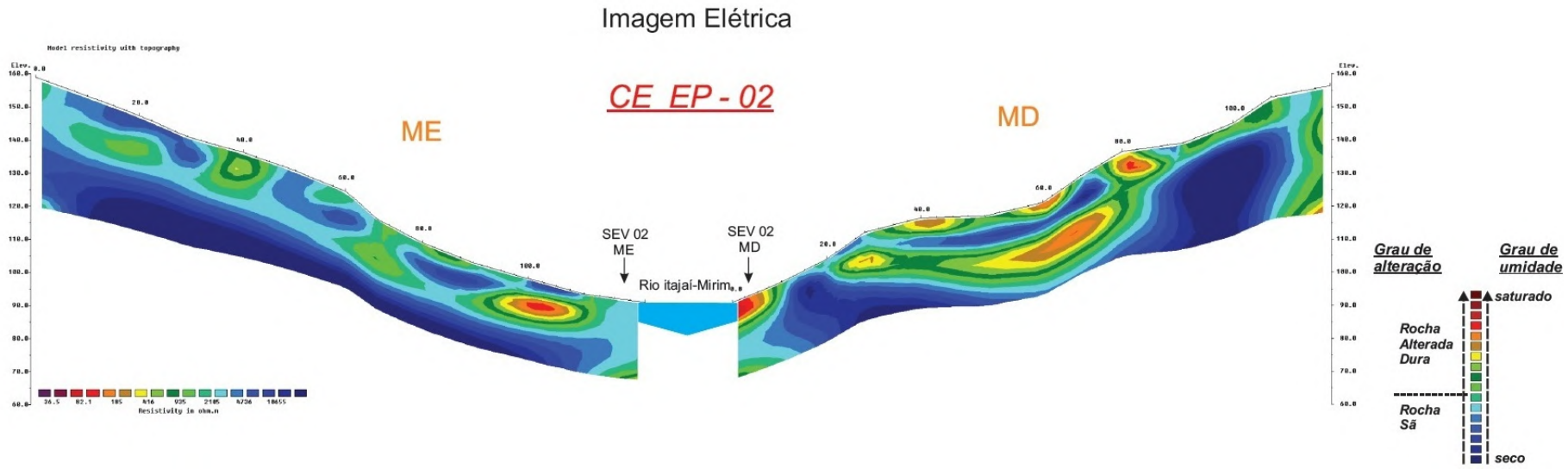



**Figura 2.6 – IMAGEAMENTO GEOELÉTRICO**

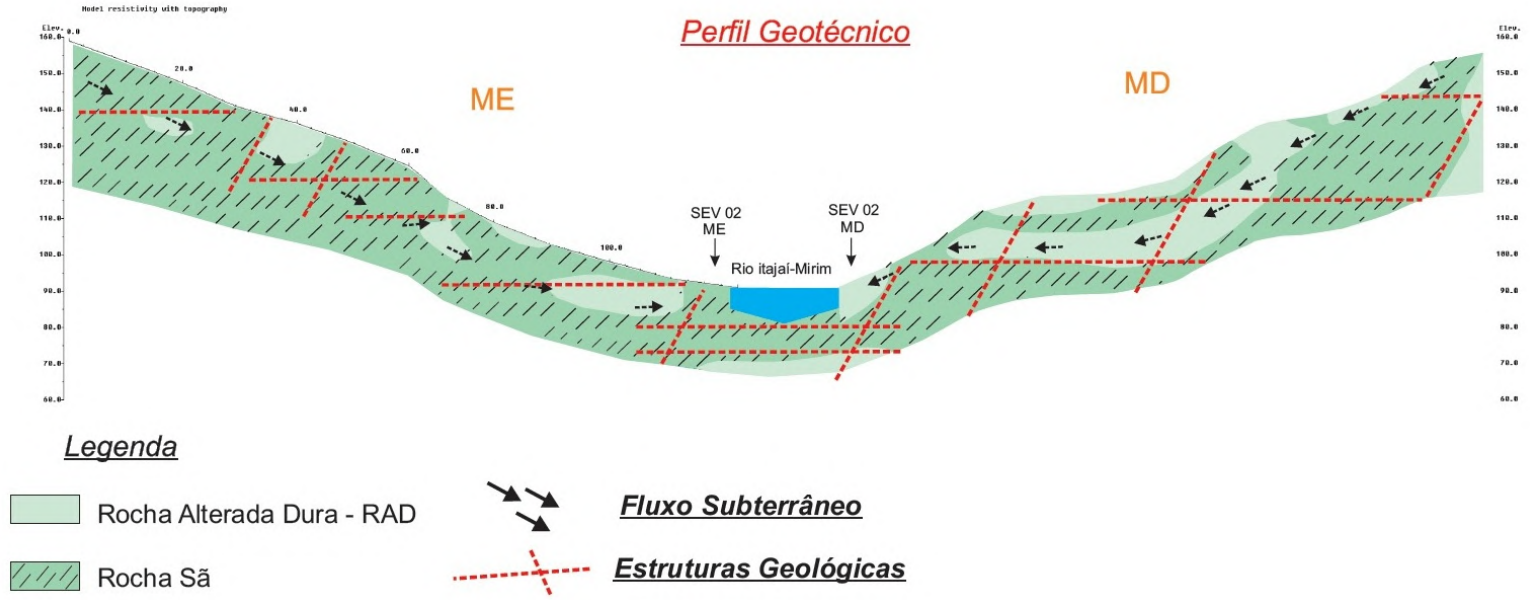



**Figura 2.7 – PERFIL GEOTÉCNICO**



617

### 2.4.5.1.Levantamentos complementares

Para confirmação das condições de fundação, foi elaborado o programa de investigações complementares, cujo objetivo é produzir dados sobre parâmetros geológico-geotécnicos relevantes e suficientes para informar adequadamente o tratamento e dimensionamento das fundações, tais como, profundidade, resistência, permeabilidade e deformabilidade dos horizontes de solo e rocha.

Foi preconizada a execução, nas camadas de solo, de sondagens a percussão com ensaios de resistência (SPT) e infiltração e, nas camadas de rocha, de sondagens rotativas com ensaios de perda de água sob pressão (EPA) e ensaios de infiltração “Le Franc”.

A relação de sondagens em execução para caracterização das condições de fundação é apresentada nos Quadros a seguir.

**Quadro 2.3 - PROGRAMA DE SONDAGENS – SONDAGENS A PERCUSSÃO**

| SONDAGEM A PERCUSSÃO | ESTRUTURA | COORDENADAS APROXIMADAS UTM | | PERFURAÇÃO – EXTENSÕES ESTIMADAS (m) | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | S | E | INCL. | EM SOLO/TÁLUS | EM ROCHA | TOTAL |
| SP-01 | Ensecadeira de jusante – MD | | | Vert. | 5,0 | 0,0 | 5,0 |
| SP-02 | Ensecadeira de jusante – ME | | | Vert. | 5,0 | 0,0 | 5,0 |
| SP-03 | Ensecadeira de montante– MD | | | Vert. | 5,0 | 0,0 | 5,0 |
| SP-04 | Ensecadeira de montante– MD | | | Vert. | 5,0 | 0,0 | 5,0 |
| SP-05 | Muro lateral direito | | | Vert. | 5,0 | 0,0 | 5,0 |
| SP-06 | Muro lateral esquerdo | | | Vert. | 5,0 | 0,0 | 5,0 |
| Total | | | | | 30 | 0,0 | 30,0 |

**Quadro 2.4 - PROGRAMA DE SONDAGENS – SONDAGENS MISTAS**

| SONDAGEM MISTA | ESTRUTURA | COORDENADAS APROXIMADAS UTM | | PERFURAÇÃO – EXTENSÕES ESTIMADAS (m) | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | S | E | INCL. | EM SOLO/TÁLUS | EM ROCHA | TOTAL |
| SM-01 | Casa de força | | | Vert. | 2,0 | 5,0 | 7,0 |
| SM-02 | Barragem – MD | | | Vert. | 2,0 | 12,0 | 14,0 |
| SM-03 | Barragem – MD | | | Vert. | 2,0 | 15,0 | 17,0 |
| SM-04 | Barragem – MD | | | Vert. | 2,0 | 15,0 | 17,0 |
| SM-05 | Barragem – ME | | | Vert. | 2,0 | 15,0 | 17,0 |
| SM-06 | Barragem – ME | | | Vert. | 2,0 | 15,0 | 17,0 |
| SM-07 | Barragem – ME | | | Vert. | 2,0 | 12,0 | 14,0 |
| SM-08 | Túnel de desvio - emboque | | | Vert. | 2,0 | 20,0 | 22,0 |
| SM-09 | Túnel de desvio - desemboque | | | Vert. | 2,0 | 3,0 | 5,0 |
| Total | | | | | 18,0 | 112,0 | 130,0 |

### 2.4.5.2.Materiais de construção

A pesquisa de materiais de empréstimo compreendeu a identificação e a cubagem de jazidas de solo, cascalho aluvionar, areias e material pétreo, conforme apresentado a seguir.

a) Jazidas de Solo

Os estudos de balanços de materiais indicaram que há equilíbrio entre os volumes escavados em solo nas escavações obrigatórias, e os volumes necessários para a execução das ensecadeiras de montante e jusante, que representam a principal frente de trabalho de aterros compactados.

Os ensaios efetuados nos materiais encontrados nas áreas das estruturas indicaram que os mesmos são bastante estruturados no estado natural, apresentando fração argilosa não dispersiva e pouco ativa. Apresentam teores de umidade natural superiores à umidade ótima de compactação, implicando serviços adicionais de aeração para emprego na compactação.

b) Cascalho Aluvionar

A principal jazida de cascalho deverá ser a planície a montante da barragem principal.

Os ensaios de granulometria realizados mostraram que existe uma matriz arenosa no cascalho, cuja fração areia pode ultrapassar 20%. Nessas condições, através de processamento do cascalho, torna-se viável a extração de alguma porção de areia para utilização em transições filtrantes, minimizando custos com o transporte de areia lavada, de rios muito distantes da obra.

O cascalho aluvionar também poderá ser utilizado para obtenção de agregado graúdo para concreto, através de britagem.

c) Areias

Prevê-se a utilização de areias artificiais e provenientes de jazidas e areais existentes na região, principalmente em bancos de areia ao longo do rio Itajaí Mirim, para execução de concreto, embora esse material possa também ser empregado em transições filtrantes, desde que se enquadre nas especificações.

Areias grossas, porém, só poderão ser obtidas em locais mais distantes como, por exemplo, em Ilhota.

d) Material Pétreo

O material rochoso proveniente das escavações obrigatórias da galeria de desvio poderá ser aproveitado como agregado graúdo para concretos, através de processos de britagem.

No entanto, segundo o balanço de materiais, será necessário material adicional, que deverá vir de jazidas localizadas próximo à futura área do reservatório.

### 2.4.6. Sismicidade

A sismologia é a ciência que estuda os movimentos da terra, ou sismos, que ocorrem na superfície do planeta. O objetivo do estudo destes movimentos é conhecer e determinar as circunstâncias que levam à ocorrência de tremores, e as possíveis interferências com o empreendimento proposto.

A região onde será implantada a barragem de Botuverá situa-se no interior da placa Sul-Americana em uma região onde não ocorrem colisões de placas. Esta região brasileira, instalada sobre esta placa, é reconhecidamente como pouco sujeita a abalos sísmicos de grande intensidade, bem diferente daquela observada na região andina e periandina, que está sofrendo esforços compressivos pela colisão da placa de Nazca com a placa Sul-Americana.

Não obstante, o território brasileiro mostra ao nível dos sensores sismográficos e, em alguns casos, por percepção humana, pequenos tremores (não considerados como terremotos) causados por ajustes de blocos em fraturas devido a esforços intraplaca. Tais fenômenos sísmicos são mais frequentes na região sudeste, na região das proximidades com os Andes, com sismos profundos (como no Acre), e na região nordeste, relacionados à Falha de Pernambuco e suas ramificações.

A grande parte dos sismos brasileiros é de pequena magnitude (Mb = 4.5). Comumente eles ocorrem à baixa profundidade (30 km) e, por isso, são sentidos até poucos quilômetros do epicentro. Este é, quase sempre, o padrão de sismicidade esperado para regiões de interior de placas.

O sismo mais próximo ao eixo da futura barragem registrado não tem confirmação, e foi detectado por um geólogo em Brusque e uma distancia de cerca de 30 km do local da obra, com aproximadamente 3 Graus na escala Richter. Outro tremor com magnitude de 3.5 na escala Richter foi registrado em Jaraguá do Sul, no Norte de Santa Catarina, na 06/10/2014. O fenômeno foi confirmado pelo Observatório Sismológico da Universidade de Brasília (UnB) e Secretaria Municipal da Defesa Civil (Sedef). O fenômeno foi considerado um terremoto de magnitude baixa e corrobora com a classificação na Zona 0.

Tendo em conta que os eventos sísmicos registrados são de magnitude baixa, que o rio Itajaí Mirim se assenta sobre rochas do embasamento cristalino, e que a carga hidráulica associada ao reservatório é baixa, acredita-se que não haverá riscos de ocorrência de sismicidade induzida pelo reservatório. Entretanto, Recomenda-se que, por ocasião das obras, se estabeleça convênios com instituições de monitoramento sismológico na região Sul do Brasil, para acompanhamento das movimentações tectônicas durante a execução da obra, em especial durante a etapa de enchimento do reservatório.

Na Figura 2.8, a seguir, se observa a distribuição de tremores registrados de 1720 a 2010. Pode-se observar que as maiores concentrações de sismos, no Território Brasileiro, se situam na Região Sudeste, Centro Oeste e Nordeste, bem como na região do Acre, mais próxima da região andina.

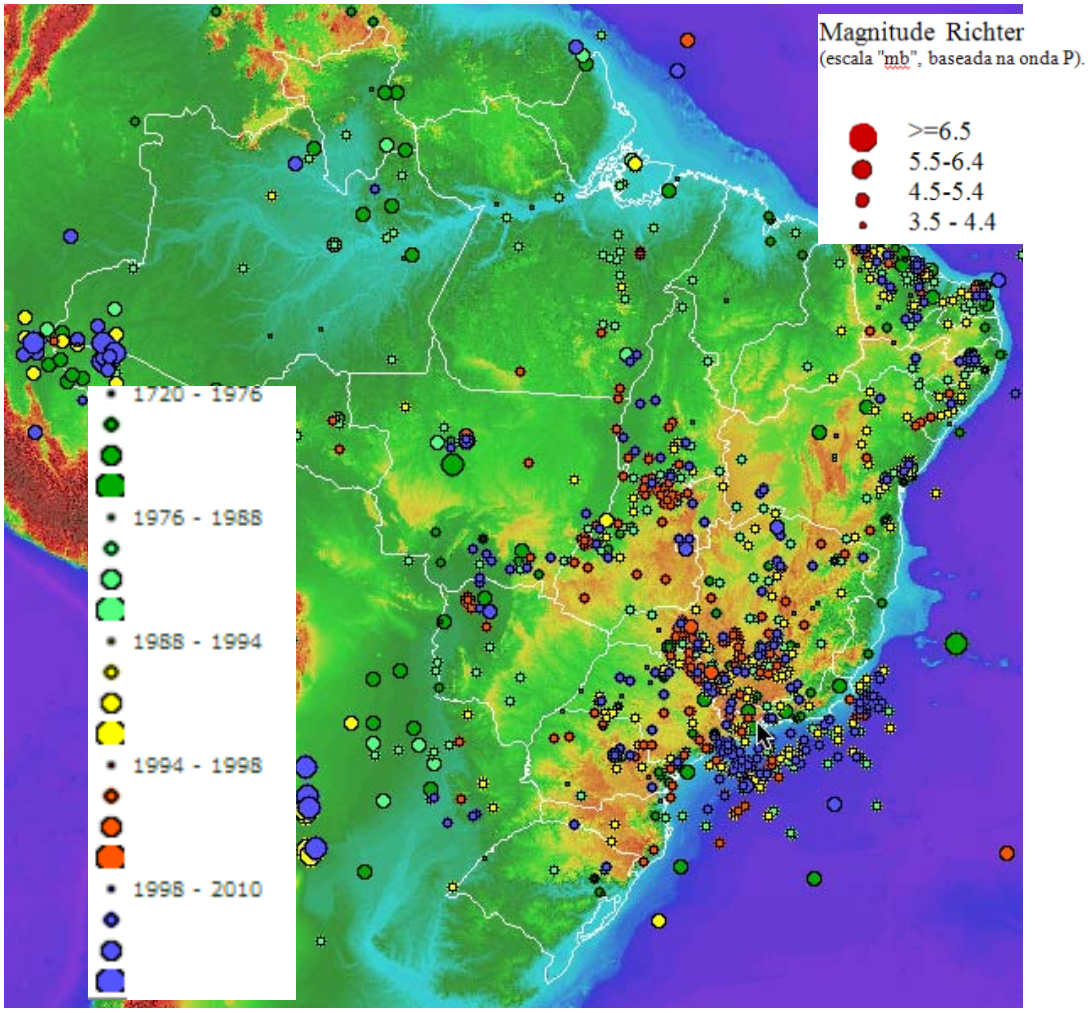



**Figura 2.8 - Mapa do Brasil e parte da América do Sul mostrando a distribuição dos tremores de terra.**

Segundo a Norma Brasileira (NBR-15421 – Projeto de Estruturas Resistentes a Sismos) o território brasileiro é dividido em cinco zonas sísmicas, conforme apresentado na Figura 2.9. A região de implantação da Barragem Botuverá está localizada em região de ausência ou baixo sismo, sendo classificada na Zona 0.

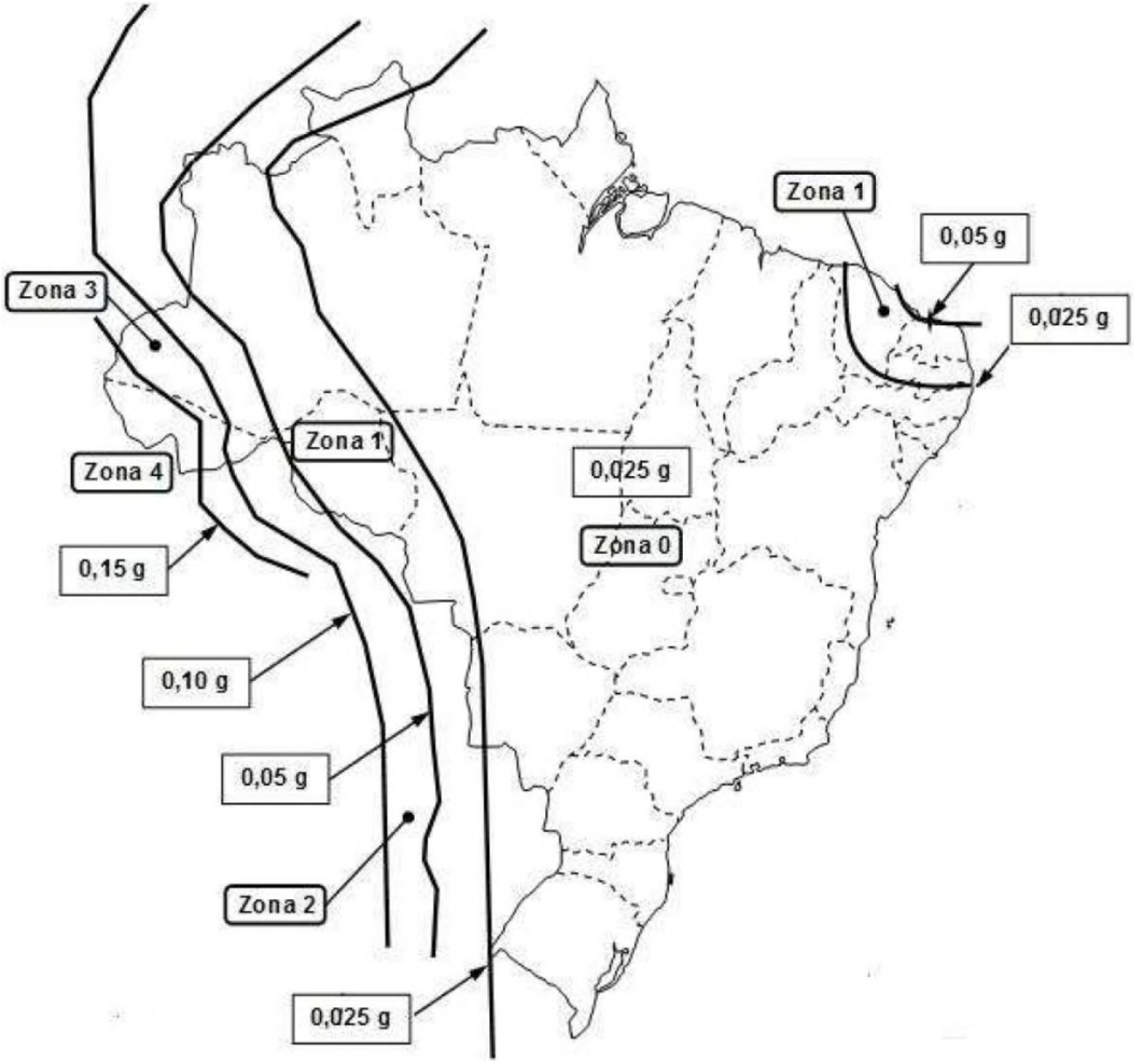



**Figura 2.9 - Mapeamento da aceleração sísmica horizontal característica no Brasil. (NBR 15421).**

Dependendo do tipo de material a ser assentada a fundação (rocha sã, rocha alterada e solo), é considerada uma aceleração horizontal $a_g$ específica. O

Quadro 2.5 indica a variação da aceleração sísmica a ser considerado nos projetos de fundação de acordo com os materiais encontrados no sítio.

**Quadro 2.5 - Aceleração horizontal sísmica quanto ao tipo de terreno**

| Classe do Terreno | | $V_s$ (m/s) | $N_{spt}$ | Zona 0 | |
|---|---|---|---|---|---|
| | | | | 0s | 1s |
| A | Rocha Sã | $V_s > 1500$ | - | 0,020g | 0,020g |

| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| B | Rocha | $1500 > V_s > 760$ | - | 0,025g | 0,025g |
| C | Rocha Alterada ou Solo Rígido | $760 > V_s > 370$ | > 50 | 0,030g | 0,030g |
| D | Solo Rígido | $370 > V_s > 180$ | $50 > N > 15$ | 0,040g | 0,038g |
| E | Solo Mole | $V_s < 180$ | $N < 15$ | 0,063g | 0,050g |

## 2.5. Estudos hidrológicos

### 2.5.1. Características principais da bacia

A bacia do rio Itajaí Mirim pertence à bacia do rio Itajaí Açu, da qual é afluente pela margem direita, percorrendo, no trecho em estudo, áreas correspondentes aos municípios de Vidal Ramos, Presidente Nereu e Botuverá.

Os principais formadores do curso principal do rio Itajaí Mirim entre os municípios de Vidal Ramos e Imbuia, na elevação aproximada 1000 m sobre o nível do mar, na Serra dos Faxinais. O comprimento do rio desta nascente até a sua foz no rio Itajaí Açu é de 177 km.

A área de drenagem total da bacia do rio Itajaí Mirim é de aproximadamente 1677 km², distribuída entre os limites territoriais dos municípios de Vidal Ramos, Imbuia, Presidente Nereu, Botuverá, Brusque, Guabiruba e Itajaí.

Para avaliação das características fisiográficas da bacia do rio Itajaí Mirim, foram levantados seus índices físicos principais, incluindo área, perímetro, forma, densidade de drenagem, declividade, tempo de concentração, além de características de cobertura vegetal, uso predominante dos solos e relevo.

Estes aspectos têm influência direta no comportamento hidrometeorológico da bacia em estudo e, consequentemente, no regime fluvial e sedimentológico do curso de água principal. As principais características fisiográficas do rio Itajaí Mirim são descritas nos itens a seguir.

### 2.5.2. Área de drenagem

Para a determinação da área de drenagem até o local do aproveitamento, procedeu-se da seguinte forma:

- inicialmente, sobre as cartas topográficas, demarcou-se o divisor de água que delimita a bacia, até o local da tomada de água;
- através de mesa digitalizadora, procedeu-se à vetorização das áreas, gerando arquivos digitais contendo sua delimitação precisa;
- utilizando-se software específico para desenho, mediu-se a área assim obtida, a qual foi adotada para o estudo.

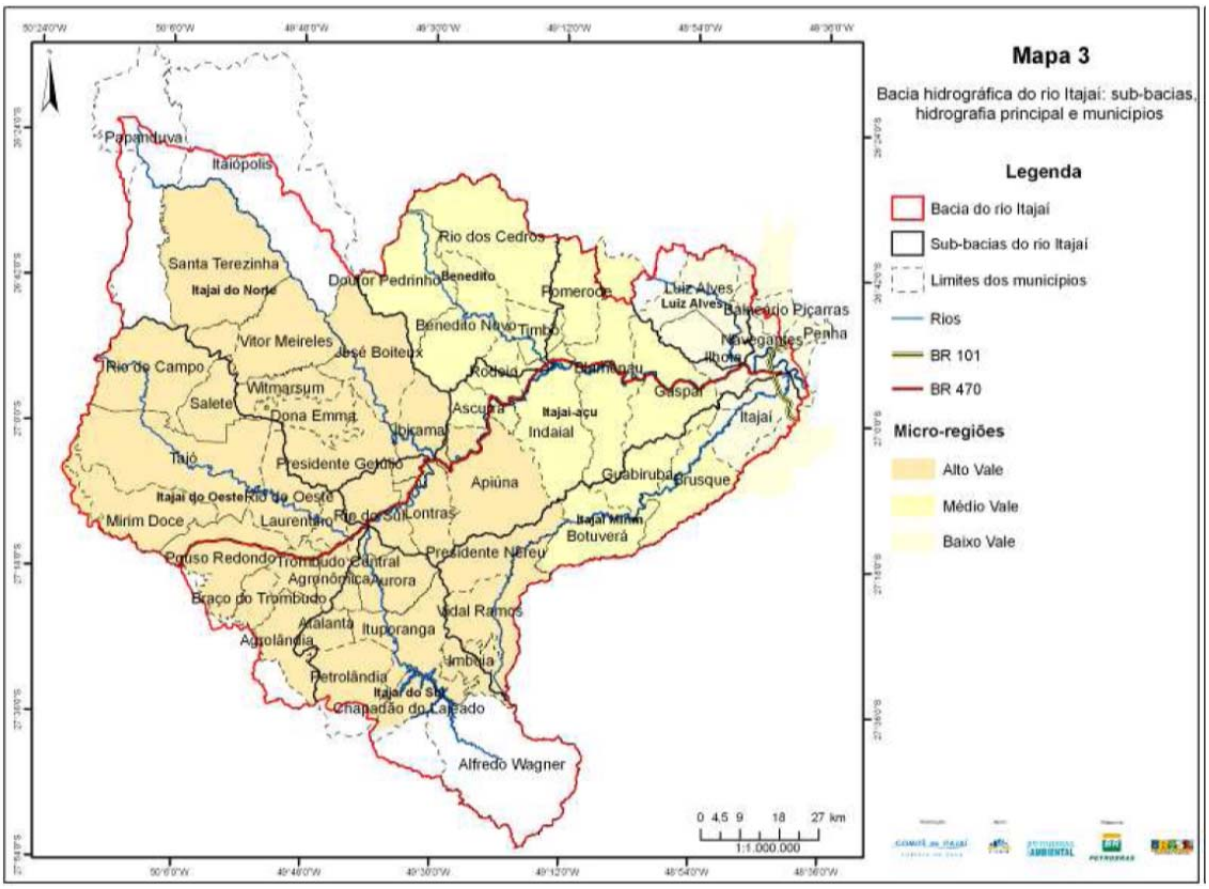



**Figura 2.10 –SITUAÇÃO DO RIO ITAJAÍ MIRIM NA BACIA DO RIO ITAJAÍ AÇU[3]**

Com um vale fortemente encaixado, e grandes variações de nível ao longo de sua reduzida extensão, o rio Itajaí Mirim se apresenta com uma bacia hidrográfica fortemente encaixada, com grande vocação para aproveitamento hidrelétrico do seu potencial.

A área de drenagem da bacia do rio Itajaí Mirim, até sua foz no rio Itajaí Açu, é 1677 km$^2$.

Notadamente no trecho alto da bacia, a montante da área em estudo, a rede de drenagem é bastante densa, com diversos cursos da água entremeando os picos e coxilhas, que se unem nos rios principais até atingir os leitos principais dos formadores da bacia.

### 2.5.3. Perímetro

O perímetro da bacia do rio Itajaí Mirim, representado pelo comprimento linear do contorno do limite da bacia, é de 300 km.

### 2.5.4. Forma da bacia

Para a caracterização da forma da bacia do rio Itajaí Mirim, calcularam-se seus índices de compacidade e de conformação.

[3]Fonte: JICA, 2011.

O índice ou coeficiente de compacidade, $K_c$, é a relação entre o perímetro da bacia e a circunferência de um círculo de área igual à da bacia, ou seja:

$$K_c = 0{,}28\frac{P}{\sqrt{A}}$$

onde: $P$ = perímetro da bacia, em km;

$A$ = área de drenagem da bacia, em km$^2$.

Para a bacia do rio Itajaí Mirim, resultou para o índice de compacidade:

$K_c$ = 2,05

O valor obtido indica, conforme se pode observar no mapa da bacia, tratar-se de uma bacia de forma alongada.

O índice de conformação ou fator de forma, $K_f$, é a relação entre a área da bacia hidrográfica e o quadrado de seu comprimento axial, medido ao longo do curso de água principal, desde a foz até a cabeceira mais distante, próxima do divisor de águas da bacia, ou seja:

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

onde: $L$ = comprimento total do curso de água principal, em km.

O comprimento total do rio Itajaí Mirim desde sua nascente até a foz no rio Itajaí Açu é de aproximadamente 177,00 km. Resulta, portanto, para o índice de conformação:

$K_f$ = *0,054*

O valor obtido é coerente com as observações da forma da bacia, e indica ser uma bacia alongada, onde a possibilidade de ocorrência de chuvas intensas cobrindo, ao mesmo tempo, toda sua extensão, é menor que em bacias largas e curtas de mesma área de drenagem.

### 2.5.5. Densidade de drenagem

A densidade de drenagem, $D_d$, é a relação entre o comprimento total dos cursos de água de uma bacia e a sua área total. Este índice fornece uma indicação da eficiência da drenagem, ou seja, da maior ou menor velocidade com que a água deixa a bacia hidrográfica.

É expressa pela relação:

$$D_d = \frac{L_T}{A}$$

onde: $L_T$ = comprimento total dos cursos de água da bacia, em km.

Para a bacia do rio Itajaí Mirim, o comprimento total do canal principal e seus afluentes principais, medido a partir da planta topográfica da bacia, resulta em 177 km. Assim, a densidade de drenagem da bacia do rio Itajaí Mirim no trecho estudado é de:

$D_d$ = 0,105 km/km$^2$

O valor obtido indica que a densidade de drenagem da bacia pode ser considerada baixa.

### 2.5.6. Declividade do canal principal

A declividade de um rio é o fator determinante da velocidade do seu escoamento. Quanto maior a declividade, maior será a velocidade de escoamento e mais pronunciados e estreitos serão os hidrogramas das enchentes.

A declividade média de um curso de água é dada por:

$$S = \frac{H}{L}$$

onde: $H$ = diferença de elevação entre a nascente e a foz do rio (m).

O rio Itajaí Mirim, na sua nascente, encontra-se na elevação aproximada 1000 m, e atinge, no ponto correspondente à sua confluência com o rio Itajaí Açu, a elevação 2m, resultando em uma queda total ao longo do curso principal de aproximadamente 1000 m.

Resulta, para a declividade média do rio Itajaí Mirim:

$S$ = 5,9 m/km

Este valor é alto, e se reflete na predominância de trechos de declividade concentrada, associados geralmente a feições geológicas, com relevo encaixado em sucessões de mudanças bruscas de direção, tanto em planta como em perfil, principalmente na parte alta da bacia.

Nas partes mais baixas, predomina o relevo moldado por ação hidrodinâmica do escoamento associado às camadas de baixa resistência dos aluviões.

### 2.5.7. Tempo de concentração

O tempo de concentração mede o tempo necessário para que toda a bacia contribua para o escoamento superficial numa seção considerada, ou seja, é o tempo em que a gota que se precipita no ponto mais distante da seção transversal considerada de uma bacia, leva para atingir essa seção.

Para o cálculo do tempo de concentração da bacia do rio Itajaí Mirim, seguiu-se a recomendação das *Diretrizes para estudos e projetos de PCHs*, adotando-se a fórmula do U.S. Soil Conservation Service:

$$t_c = 0{,}95\left(\frac{L^3}{H}\right)^{0{,}385}$$ onde:

$t_c$ = tempo de concentração, em horas.

Resultou, para a seção correspondente foz no rio Itajaí Açu, um tempo de concentração para o rio Itajaí Mirim:

$t_c$ = 25 h

### 2.5.8. Dados hidroclimatológicos

#### 2.5.8.1.Estação pluviométrica de referência

Os dados de pluviometria utilizados neste estudo hidrológico foram coletados junto a ANA-Agência Nacional de Águas, e correspondem às precipitações diárias observadas na Estação Pluviométrica de Brusque, para o período compreendido entre os anos de 1994 a 2012. Os referidos dados foram obtidos através de leituras de pluviômetro em intervalos de 24 horas.

#### 2.5.8.2.Processamento dos dados pluviométricos

De posse dos dados coletados, procedeu-se à análise estatística, para fins de aplicação metodológica de chuvas intensas.

Para a determinação das precipitações máximas seguiu-se a metodologia proposta pelas publicações do DNIT citadas anteriormente, as quais se valem da aplicação do “Método de Gumbel”, da “Fórmula de Ven Te Chow” e dos critérios propostos por “Taborda - Torrico – Método das Isozonas”, para a transformação das chuvas de 24 horas em chuvas de menor duração.

O resultado final proporcionado por esta metodologia é um “Gráfico de Intensidade – Duração – Frequência”, que a partir de um tempo de duração (igualado ao tempo de concentração da bacia de contribuição, isto é, o tempo para que toda a bacia passe a contribuir para a vazão na seção estudada) fornece a “Intensidade de Precipitação”, em mm/h, para aquele tempo.

#### 2.5.8.3.Precipitações mensais

A partir das precipitações totais mensais para cada ano de observação, calculou-se a precipitação total máxima, média e mínima mensal.

Pelo histograma da Figura a seguir pode-se concluir que o trimestre compreendido entre maio e agosto é o mais seco do ano. O trimestre mais chuvoso é constituído pelos meses de janeiro, fevereiro e março. Os meses de maior e menor média são respectivamente: janeiro com 232,15 mm e junho com 86,26 mm. A média anual para a Estação Pluviométrica de Brusque é de 1.503, mm.

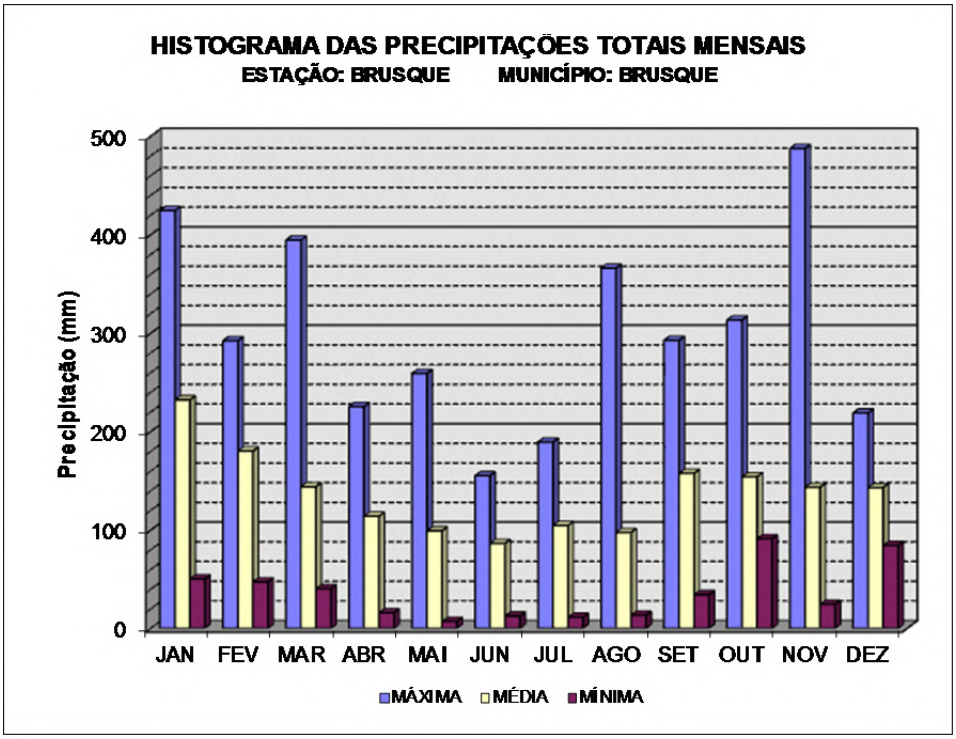



**Figura 2.11 – HISTOGRAMA DE PRECIPITAÇÕES**

### 2.5.9. Número de dias de chuva

A partir dos dados do número de dias de chuva foram calculados os valores máximos, médios e mínimos que geraram o histograma a seguir. Comparando-se os histogramas de precipitações mensais e o número de dias de chuva, observa-se que há certa correspondência entre as médias das precipitações mensais e as médias mensais de dias de chuva. Os meses de maior e menor média de dias chuvosos são respectivamente: janeiro com 16,6 dias e maio com 8,3 dias. A média anual para a Estação Pluviométrica de Brusque é de 134,3 dias.

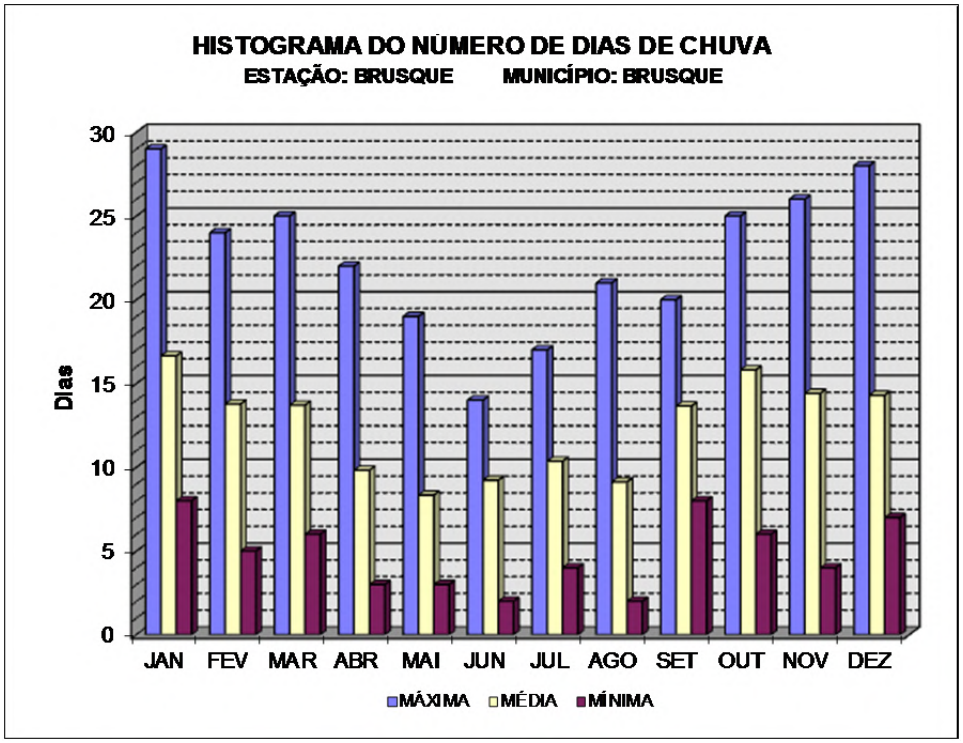



**Figura 2.12 – HISTOGRAMA DE NÚMERO DE DIAS DE CHUVA**

### 2.5.10.Precipitações diárias máximas anuais

Com base nas precipitações máximas observadas, determinou-se a precipitação média das máximas anuais, bem como seu desvio padrão. Foram utilizados nesta determinação dados referentes há 19 anos, no período correspondente aos anos de 1994 a 2012. Os resultados obtidos para a Estação Pluviométrica de Brusque foram:

- h = 81,82 mm
- $\sigma$ = 26,46 mm
- n = 19 anos

**Quadro 2.6 - PRECIPITAÇÕES DIÁRIAS MÁXIMAS OBSERVADAS NA ESTAÇÃO PLUVIOMÉTRICA DE BRUSQUE**

| Ano | $H_{máx.}$(mm) | Ano | $H_{máx.}$(mm) | Ano | $H_{máx.}$(mm) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1994 | 96,70 | 2001 | 77,30 | 2008 | 109,50 |
| 1995 | 78,40 | 2002 | 89,50 | 2009 | 69,00 |
| 1996 | 77,80 | 2003 | 43,80 | 2010 | 92,40 |
| 1997 | 79,70 | 2004 | 30,00 | 2011 | 151,30 |
| 1998 | 100,20 | 2005 | 94,20 | 2012 | 104,30 |
| 1999 | 72,90 | 2006 | 58,30 | | |
| 2000 | 69,60 | 2007 | 59,60 | | |

### 2.5.11.Curvas *Intensidade – Duração - Frequência*

Para a obtenção das curvas que relacionam altura (ou intensidade) de precipitação em função do tempo de duração e do tempo de recorrência, utilizou-se o Método do Eng.º Jorge Jaime Taborga Torrico. Em síntese, este método consiste em efetuar a correlação entre as precipitações de 24 horas, 1 hora e 6 minutos de duração dentro das Isozonas homogêneas, observadas estatisticamente com base nos dados da publicação "Chuvas Intensas no Brasil" do Engo Otto Pfafstetter, conforme mostrado na **figura a seguir**.

A favor da segurança, tomou-se a média das precipitações máximas diárias dos anos observados. Para o cálculo da máxima precipitação de 1 dia, para tempos de recorrência de 10, 25 e 100 anos, utilizou-se a Equação de Ven Te Chow com os coeficientes probabilísticos de Gumbel, conforme a seguir transcrito:

$$\bar{h} = h + km \cdot \sigma$$

onde: $\bar{h}$ = precipitação para o tempo de recorrência especificado;

**h** = precipitação média máxima diária;

$\sigma$ = desvio padrão das máximas;

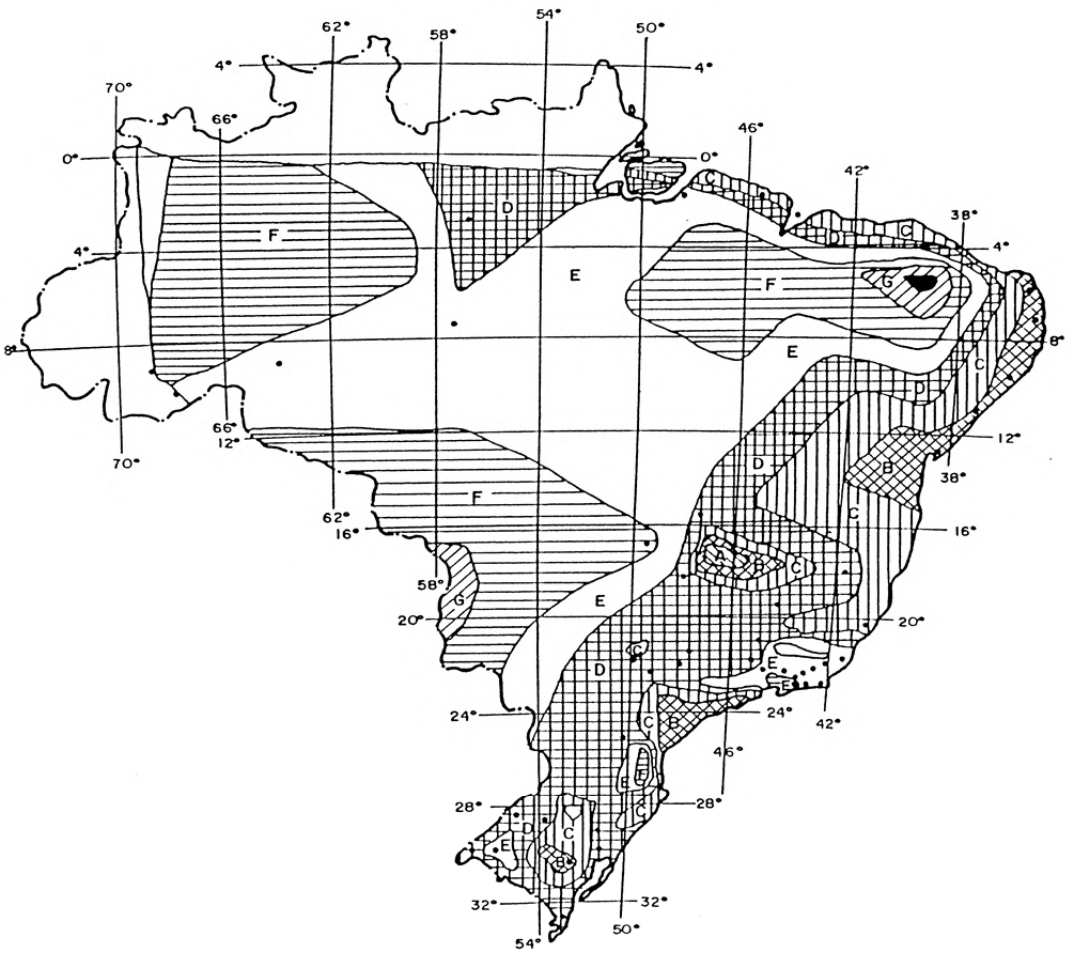
**km** = fator de frequência, baseado no Método de Gumbel, que depende do número de anos de observação.

Adotando o procedimento recomendado pelo Eng.º Otto Pfafstetter na publicação acima citada, o valor obtido para a máxima precipitação de 1 dia foi corrigido para a precipitação de 24 horas multiplicando pelo fator [1,095].

Em seguida, determinou-se a isozona do projeto como sendo a [E] e calcularam-se as chuvas com duração de 1 hora e 6 minutos. Esses valores foram calculados para os tempos de recorrências de 5, 10, 15, 25, 50 e 100 anos e mostrados na tabela correspondente. Com esses valores traçaram-se em papel probabilístico as alturas de chuvas, onde se pode ler a altura de chuva para qualquer tempo de duração entre 6 minutos e 24 horas.

A tabela a seguir mostra os resultados obtidos a partir de várias leituras para a Estação Pluviométrica de Brusque, para os tempos de recorrência de 10, 15, 25, 50 e 100 anos. As curvas de [intensidade – duração – frequência], apresentadas na figura correspondente, foram traçadas segundo os pontos obtidos no papel probabilístico, acima citado.

**ISOZONAS DE IGUAL RELAÇÃO**




| RELAÇÃO | | 1 HORA / 24 HORAS DE CHUVA | | | | | | | | | | 6 MINUTOS / 24 HORAS DE CHUVA | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| TR (anos) / ZONA | | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 50 | 100 | 1.000 | 10.000 | 5-50 | 100 |
| A | | 36,2 | 35,8 | 35,6 | 35,5 | 35,4 | 35,3 | 35,0 | 34,7 | 33,6 | 32,5 | 7,0 | 6,3 |
| B | | 38,1 | 37,8 | 37,5 | 37,4 | 37,3 | 37,2 | 36,9 | 36,6 | 35,4 | 34,3 | 8,4 | 7,5 |
| C | | 40,1 | 39,7 | 39,5 | 39,3 | 39,2 | 39,1 | 38,8 | 38,4 | 37,2 | 36,0 | 9,8 | 8,8 |
| D | | 42,0 | 41,6 | 41,4 | 41,2 | 41,1 | 41,0 | 40,7 | 40,3 | 39,0 | 37,8 | 11,2 | 10,0 |
| E | | 44,0 | 43,6 | 43,3 | 43,2 | 43,0 | 42,9 | 42,6 | 42,2 | 40,9 | 39,6 | 12,6 | 11,2 |
| F | | 46,0 | 45,5 | 45,3 | 45,1 | 44,9 | 44,8 | 44,5 | 44,1 | 42,7 | 41,3 | 13,9 | 12,4 |
| G | | 47,9 | 47,4 | 47,2 | 47,0 | 46,8 | 46,7 | 46,4 | 45,9 | 44,5 | 43,1 | 15,4 | 13,7 |
| H | | 49,9 | 49,4 | 49,1 | 48,9 | 48,8 | 48,6 | 48,3 | 47,8 | 46,3 | 44,8 | 16,7 | 14,9 |

**Figura 2.13 – ISOZONAS DE IGUAL RELAÇÃO**

**DETERMINAÇÃO DAS CURVAS DE ALTURA DE CHUVA-DURAÇÃO**

Estação : **BRUSQUE** Uf: **SC**

Local : **BRUSQUE**

Nº de anos observados = **19**

Precip. Média (mm) = **81,82** * Usando a metodologia proposta por TORRICO, 1974

Desvio Padrão = **26,46**

| TR = 5 | | P1dia(Chow-Gumbel) = | 106,32 | TR = 10 | | P1dia(Chow-Gumbel) = | 125,11 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Duração (h) | Coeficiente de Ajuste | Precip. Total (mm) | Intensidade (mm/h) | Duração (h) | Coeficiente de Ajuste | Precip. Total (mm) | Intensidade (mm/h) |
| 0,1 | 0,126 | 14,67 | 146,69 | 0,1 | 0,126 | 17,26 | 172,62 |
| 1,0 | 0,440 | 51,23 | 51,23 | 1,0 | 0,436 | 59,73 | 59,73 |
| 24,0 | 1,095 | 116,42 | 4,85 | 24,0 | 1,095 | 137,00 | 5,71 |
| | | | | | | | |
| TR = 15 | | P1dia(Chow-Gumbel) = | 135,59 | TR = 25 | | P1dia(Chow-Gumbel) = | 148,85 |
| Duração (h) | Coeficiente de Ajuste | Precip. Total (mm) | Intensidade (mm/h) | Duração (h) | Coeficiente de Ajuste | Precip. Total (mm) | Intensidade (mm/h) |
| 0,1 | 0,126 | 18,71 | 187,07 | 0,1 | 0,126 | 20,54 | 205,37 |
| 1,0 | 0,433 | 64,29 | 64,29 | 1,0 | 0,430 | 70,09 | 70,09 |
| 24,0 | 1,095 | 148,47 | 6,19 | 24,0 | 1,095 | 162,99 | 6,79 |
| | | | | | | | |
| TR = 50 | | P1dia(Chow-Gumbel) = | 166,47 | TR = 100 | | P1dia(Chow-Gumbel) = | 183,97 |
| Duração (h) | Coeficiente de Ajuste | Precip. Total (mm) | Intensidade (mm/h) | Duração (h) | Coeficiente de Ajuste | Precip. Total (mm) | Intensidade (mm/h) |
| 0,1 | 0,126 | 22,97 | 229,68 | 0,1 | 0,112 | 22,56 | 225,62 |
| 1,0 | 0,426 | 77,66 | 77,66 | 1,0 | 0,422 | 85,01 | 85,01 |
| 24,0 | 1,095 | 182,29 | 7,60 | 24,0 | 1,095 | 201,44 | 8,39 |

**DETERMINAÇÃO DAS CURVAS DE**

**INTENSIDADE - DURAÇÃO - FREQUÊNCIA**

| Duração | | TR=5 anos | | TR=10 anos | | TR=15 anos | | TR=25 anos | | TR=50 anos | | TR=100 anos | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| (horas) | (minutos) | H (mm) | I (mm/h) | H (mm) | I (mm/h) | H (mm) | I (mm/h) | H (mm) | I (mm/h) | H (mm) | I (mm/h) | H (mm) | I (mm/h) |
| 0,1 | 6 | 14,67 | 146,69 | 17,26 | 172,62 | 18,71 | 187,07 | 20,54 | 205,37 | 22,97 | 229,68 | 22,56 | 225,62 |
| 0,3 | 18 | 30,94 | 103,13 | 36,16 | 120,53 | 39,00 | 130,00 | 42,59 | 141,97 | 47,31 | 157,70 | 50,35 | 167,83 |
| 0,4 | 24 | 35,43 | 88,58 | 41,38 | 103,45 | 44,59 | 111,48 | 48,68 | 121,70 | 54,03 | 135,08 | 58,02 | 145,05 |
| 0,5 | 30 | 39,30 | 78,60 | 45,88 | 91,76 | 49,42 | 98,84 | 53,93 | 107,86 | 59,82 | 119,64 | 64,64 | 129,28 |
| 0,8 | 48 | 47,32 | 59,15 | 55,18 | 68,98 | 59,41 | 74,26 | 64,78 | 80,98 | 71,80 | 89,75 | 78,32 | 97,90 |
| 1,0 | 60 | 51,23 | 51,23 | 59,73 | 59,73 | 64,29 | 64,29 | 70,09 | 70,09 | 77,66 | 77,66 | 85,01 | 85,01 |
| 1,5 | 90 | 57,59 | 38,39 | 67,27 | 44,85 | 72,50 | 48,33 | 79,15 | 52,77 | 87,87 | 58,58 | 96,37 | 64,25 |
| 2,0 | 120 | 62,44 | 31,22 | 73,02 | 36,51 | 78,76 | 39,38 | 86,06 | 43,03 | 95,65 | 47,83 | 105,03 | 52,52 |
| 2,5 | 150 | 66,45 | 26,58 | 77,77 | 31,11 | 83,94 | 33,58 | 91,77 | 36,71 | 102,08 | 40,83 | 112,18 | 44,87 |
| 3,0 | 180 | 69,68 | 23,23 | 81,60 | 27,20 | 88,11 | 29,37 | 96,38 | 32,13 | 107,27 | 35,76 | 117,96 | 39,32 |
| 6,0 | 360 | 83,34 | 13,89 | 97,79 | 16,30 | 105,76 | 17,63 | 115,85 | 19,31 | 129,20 | 21,53 | 142,36 | 23,73 |
| 12,0 | 720 | 99,10 | 8,26 | 116,48 | 9,71 | 126,11 | 10,51 | 138,31 | 11,53 | 154,50 | 12,88 | 170,51 | 14,21 |
| 16,0 | 960 | 106,16 | 6,64 | 124,84 | 7,80 | 135,22 | 8,45 | 148,37 | 9,27 | 165,82 | 10,36 | 183,12 | 11,45 |
| 20,0 | 1200 | 112,02 | 5,60 | 131,78 | 6,59 | 142,78 | 7,14 | 156,71 | 7,84 | 175,22 | 8,76 | 193,58 | 9,68 |
| 24,0 | 1440 | 116,42 | 4,85 | 137,00 | 5,71 | 148,47 | 6,19 | 162,99 | 6,79 | 182,29 | 7,60 | 201,44 | 8,39 |

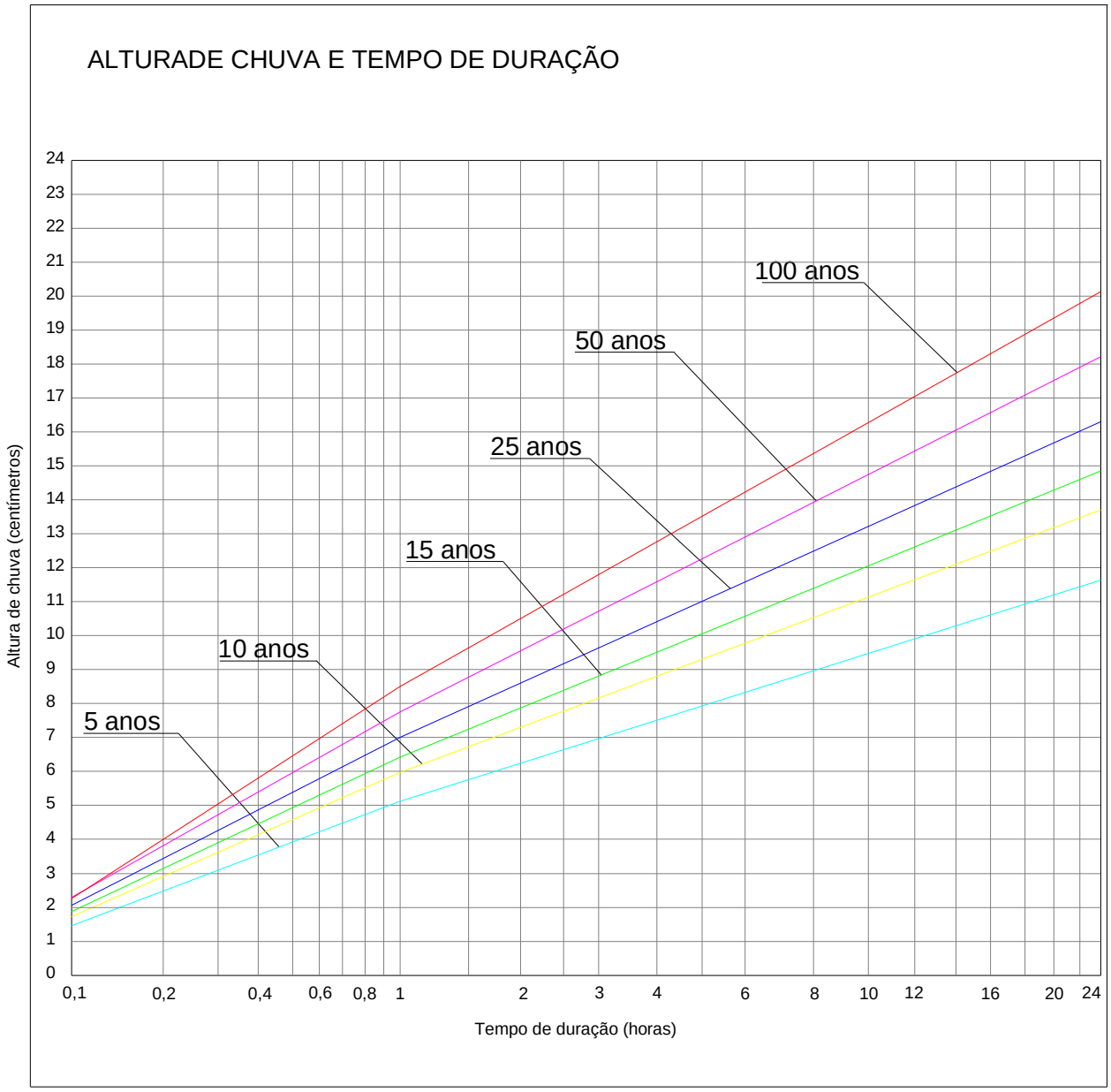



**Figura 2.14 – FREQUÊNCIA DE CHUVAS**

## 2.5.12.Ventos

As velocidades médias do vento na bacia, de um modo geral são baixas, com valores inferiores a 1,0 m/s, atingindo valores médios de até 2,0 m/s em locais do divisor norte. A direção predominante do vento inclui geralmente a componente leste (ventos de sudeste e nordeste). Nos meses do outono e inverno também são frequentes os ventos de componente norte.

No local do aproveitamento, as velocidades médias anuais, de acordo com os registros das estações climatológicas mais próximas, são da ordem de 1,0 m/s. A direção dominante é a do quadrante sudeste, para a qual os registros indicam os ventos de maior intensidade. Velocidades máximas de até 25,0 m/s, para ventos com duração superior à

uma hora e para esta direção, podem ser observadas nas áreas mais elevadas da bacia estudada.

**Quadro 2.7 - VARIAÇÃO DA VELOCIDADE MÉDIA MENSAL DO VENTO**

| MESES | JAN | FEV | MAR | ABR | MAI | JUN | JUL | AGO | SET | OUT | NOV | DEZ | ANO |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| VELOCIDADE (m/s) | 2,0 | 1,9 | 2,0 | 1,8 | 1,7 | 1,8 | 1,8 | 1,9 | 2,1 | 2,1 | 2,0 | 2,1 | 1,9 |

### 2.5.13.Obtenção da série de vazões

#### 2.5.13.1.Tratamento e consistência dos dados básicos

Foram realizadas análises de consistência de registros de vazões máximas anuais, e elaboradas análises visando identificar a correlação entre os dados nos postos, de modo a permitir o preenchimento de falhas e a obtenção da maior série possível de dados para a estação de Botuverá Montante, adotada como referência para a elaboração dos presentes estudos.

As características principais da estação base utilizada são apresentadas no Quadro a seguir.

**Quadro 2.8 - ESTAÇÃO FLUVIOMÉTRICA BASE UTILIZADA PADA OS ESTUDOS**

| | |
|---|---|
| Código | 83892998 |
| Nome | BOTUVERA - MONTANTE |
| Código Adicional | - |
| Bacia | ATLÂNTICO, TRECHO SUDESTE (8) |
| Sub-bacia | RIO ITAJAÍ-AÇU (83) |
| Rio | RIO ITAJAÍ-MIRIM |
| Estado | SANTA CATARINA |
| Município | BOTUVERÁ |
| Responsável | ANA |
| Operadora | EPAGRI |
| Latitude | -27:11:48 Sul |
| Longitude | -49:5:14 Oeste |
| Área de Drenagem ($km^2$) | 794 |

A Figura a seguir mostra os períodos para os quais se dispõe de registros históricos de vazões máximas em cada uma das estações consideradas.

| POSTO Nº | NOME | 1930 a 1939 | 1940 a 1949 | 1950 a 1959 | 1960 a 1969 |
|---|---|---|---|---|---|
| 83892990 | SALSEIRO | | | | |
| 83892998 | BOTUVERA MONT. | | | | |
| 83893000 | BOTUVERA | | | | |
| 83900000 | BRUSQUE | | | | |

| POSTO Nº | NOME | 1970 a 1979 | 1980 a 1989 | 1990 a 1999 | 2000 a 2007 |
|---|---|---|---|---|---|
| 83892990 | SALSEIRO | | | | |
| 83892998 | BOTUVERA MONT. | | | | |
| 83893000 | BOTUVERA | | | | |
| 83900000 | BRUSQUE | | | | |

**Figura 2.15 – PERÍODOS DE REGISTROS DE VAZÕES MÁXIMAS ANUAIS DISPONÍVEIS PARA AS ESTAÇÕES FLUVIOMÉTRICAS EXISTENTES NA BACIA DO RIO ITAJAÍ-MIRIM**

Os estudos de consistência visaram principalmente detectar erros e falhas de observação nas séries de vazões médias diárias e mensais das estações fluviométricas utilizadas para os estudos de regionalização de vazões.

Analisaram-se as curvas de permanência adimensionais para as estações fluviométricas selecionadas. Em geral, estas curvas variam muito pouco ao longo de um mesmo rio. Para o seu traçado, utilizou-se períodos comuns de observações para as estações consideradas, caso a caso. Foram também realizadas comparações de cotagramas simultâneos, fluviogramas simultâneos (vazões médias diárias) e correlações de vazões médias mensais, entre as estações fluviométricas consideradas.

Foram ainda efetuadas comparações entre as séries de descargas médias mensais das estações fluviométricas consideradas com a finalidade de detectar incrementais negativas. Todas as análises de consistência realizadas permitiram detectar e corrigir erros nas estações fluviométricas e também preencher as falhas de observação nestas estações

Assim, a caracterização do escoamento hídrico de superfície do rio Itajaí-mirim, teve por base os dados observados na estação fluviométrica de Botuverá Montante, consistidos pela Agência Nacional de Águas – ANA e disponibilizados em sua página na internet: http://hidroweb.ana.gov.br.

De modo a avaliar a adequabilidade dos dados das estações vizinhas para a complementação de dados da série da estação base, foram verificados seus históricos, corrigidas suas falhas e correlacionados os dados dos períodos comuns de dados disponíveis.

As correlações obtidas são apresentadas nas Figuras a seguir.

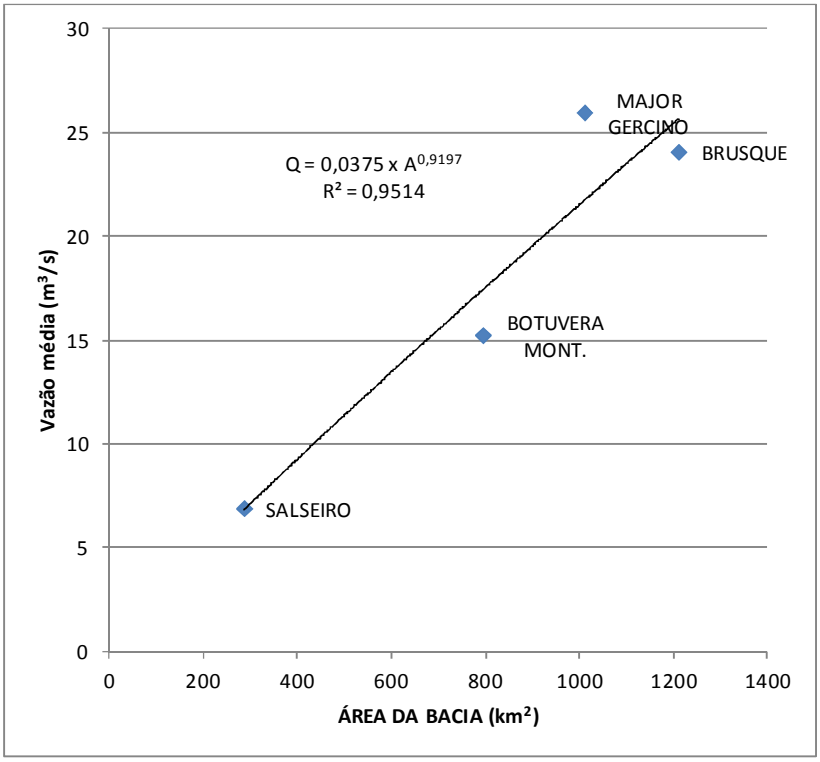



**Figura 2.16 – CORRELAÇÃO VAZÕES MÉDIAS NO PERÍODO COMUM DE DADOS**

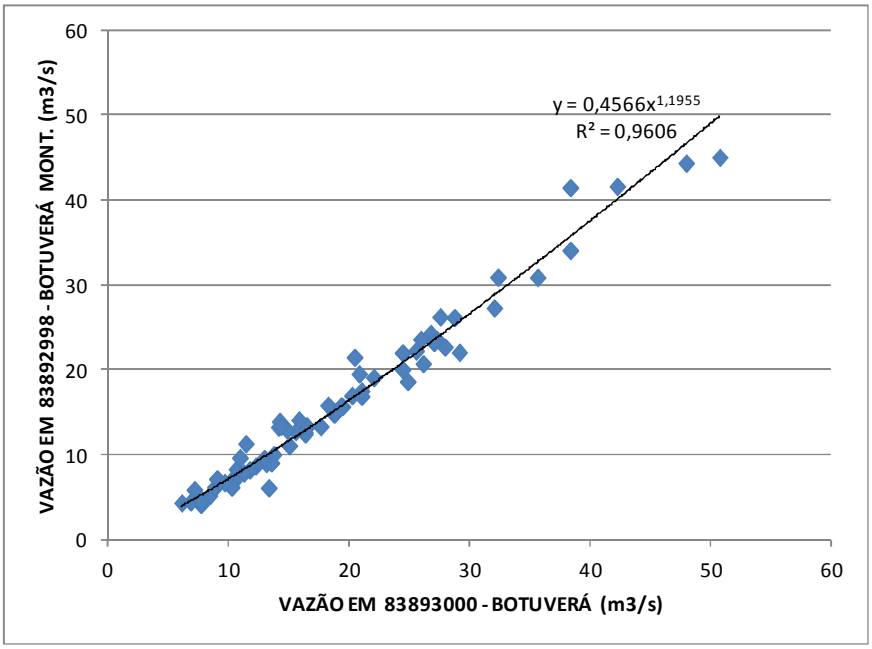



**Figura 2.17 – CORRELAÇÃO VAZÕES MÉDIAS MENSAIS – BOTUVERÁ MONTANTE x BOTUVERÁ**

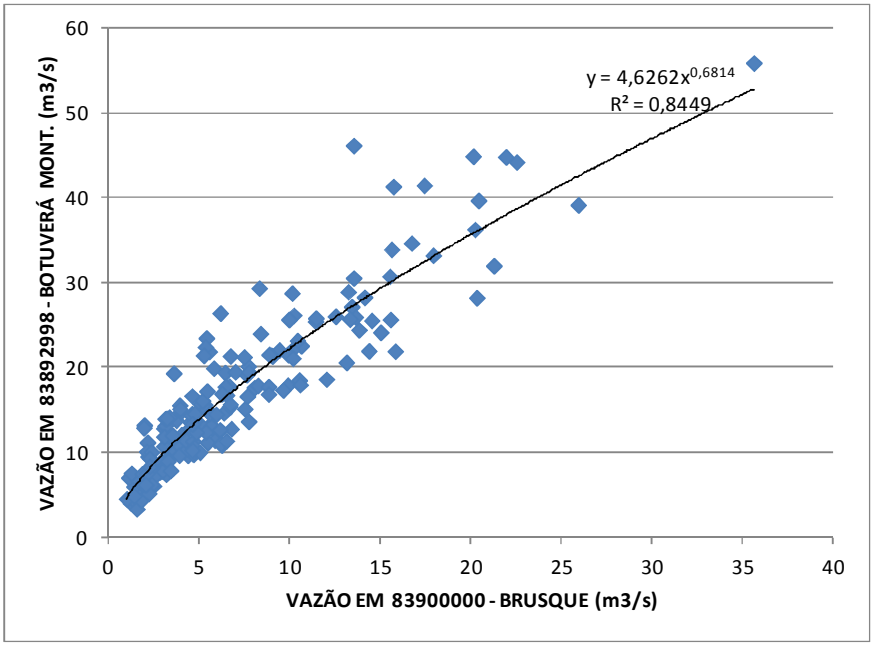



**Figura 2.18 – CORRELAÇÃO VAZÕES MÉDIAS MENSAIS – BOTUVERÁ MONTANTE x BRUSQUE**

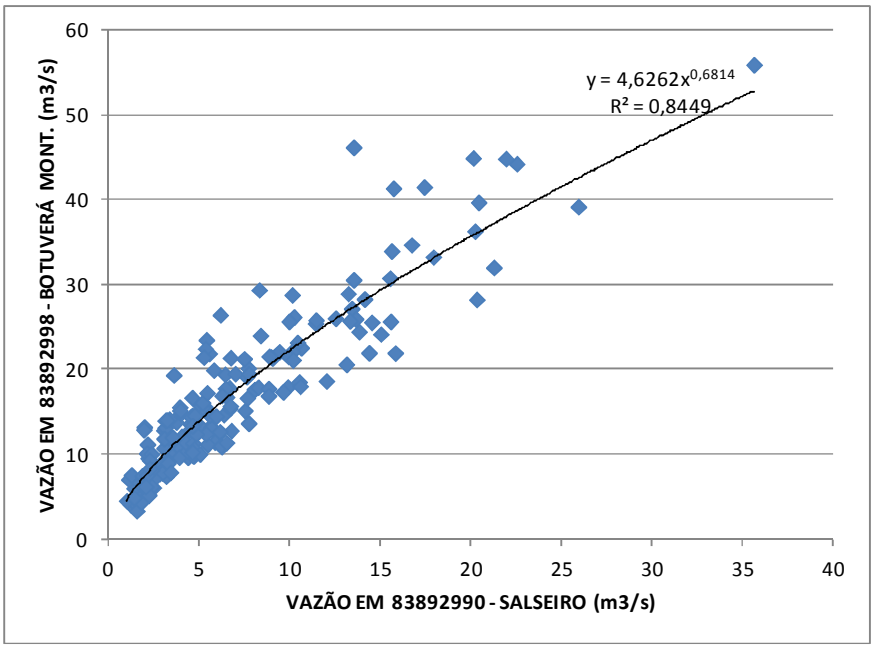



**Figura 2.19 – CORRELAÇÃO VAZÕES MÉDIAS MENSAIS – BOTUVERÁ MONTANTE x SALSEIRO**

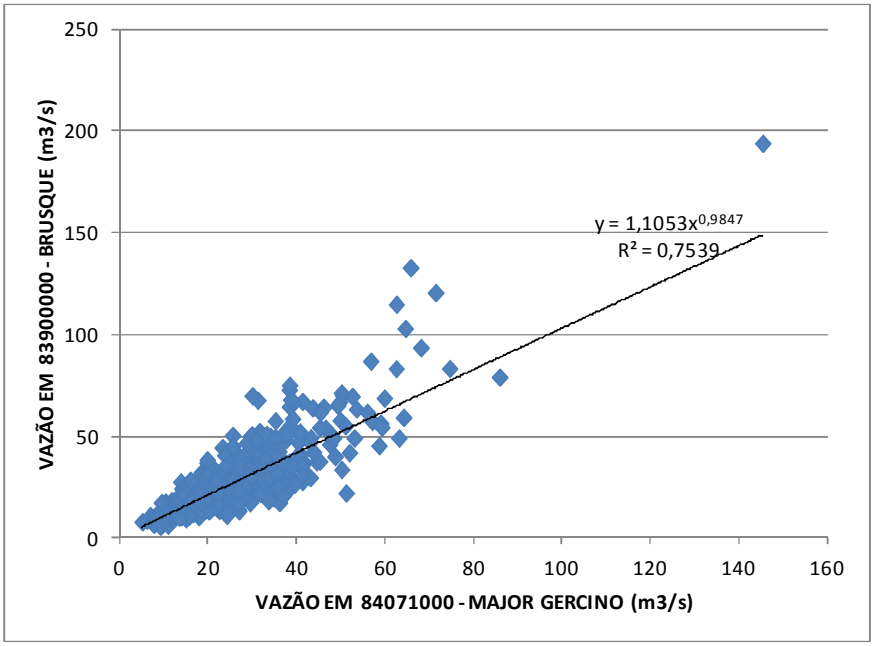



**Figura 2.20 – CORRELAÇÃO VAZÕES MÉDIAS MENSAIS – BRUSQUE x MAJOR GERCINO**

### 2.5.13.2.Séries de dados básicos consideradas

As análises de correlação entre os dados básicos considerados permitiram determinar, para a estação base considerada, as séries de vazões médias mensais, de vazões máximas anuais, e de vazões mínimas.

Estas séries, apresentadas no Apêndice A, foram utilizadas para a realização dos estudos correspondentes, de regime médio, de frequência de cheias, e de vazões mínimas.

### 2.5.13.3.Estudos de regime médio

A partir das séries históricas consistidas para as estações consideradas, determinou-se a série de vazões médias mensais para a estação base, a partir da qual foram obtidas as vazões características para o eixo selecionado.

As equações de transferência de vazões da estação fluviométrica Botuverá Montante para os eixos alternativos estudados foram determinadas com base na aplicação da equação resultante da correlação entre vazões médias no período comum de dados, apresentada na Figura 2.16.

A equação de transferência assim obtida é apresentada a seguir:

$$\overline{Q}_{EIXO-BB} = 0{,}8087 \cdot \overline{Q}_{BM}$$

onde: $\overline{Q}_{EIXO-BB}$ = vazão na seção do eixo da barragem ($A_d$ = 630,3 km$^2$) [m$^3$/s];

A série de vazões médias mensais, assim obtida, é apresentadas no

Quadro **2.9**.

**Quadro 2.9 - VAZÕES MÉDIAS MENSAIS NO EIXO DO BARRAMENTO ($m^3/s$)**

| ANO | JAN | FEV | MAR | ABR | MAI | JUN | JUL | AGO | SET | OUT | NOV | DEZ | MÉDIA |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1929** | | | | | | 18,2 | 12,0 | 13,7 | 15,0 | 39,3 | 18,5 | 11,2 | **18,3** |
| **1930** | 27,5 | 33,5 | 15,5 | 9,7 | 11,8 | 10,1 | 11,8 | 15,0 | 14,7 | 28,5 | 21,2 | 16,7 | **18,0** |
| **1931** | 31,9 | 19,3 | 18,8 | 15,1 | 46,2 | 38,1 | 31,3 | 27,8 | 49,8 | 18,4 | 14,4 | 17,4 | **27,4** |
| **1932** | 17,0 | 24,6 | 14,9 | 15,0 | 21,7 | 13,4 | 8,4 | 15,3 | 27,7 | 29,6 | 17,3 | 26,1 | **19,3** |
| **1933** | 13,1 | 18,9 | 11,0 | 15,6 | 17,8 | 10,6 | 8,6 | 9,5 | 24,3 | 34,6 | 14,3 | 12,7 | **15,9** |
| **1934** | 21,2 | 37,3 | 20,5 | 17,5 | 11,4 | 7,6 | 13,6 | 16,8 | 19,1 | 21,2 | 11,9 | 13,3 | **17,6** |
| **1935** | 12,6 | 8,8 | 12,3 | 15,7 | 6,0 | 13,4 | 7,6 | 16,6 | 18,0 | 41,5 | 12,2 | 9,1 | **14,5** |
| **1936** | 18,2 | 11,0 | 6,3 | 7,8 | 7,3 | 21,2 | 12,2 | 52,8 | 31,4 | 26,7 | 12,8 | 9,8 | **18,1** |
| **1937** | 8,7 | 11,8 | 17,3 | 21,4 | 22,1 | 8,9 | 7,7 | 13,9 | 11,1 | 24,0 | 15,3 | 9,9 | **14,3** |
| **1938** | 17,5 | 17,9 | 13,9 | 15,0 | 10,9 | 18,9 | 10,7 | 7,8 | 7,3 | 12,0 | 10,6 | 10,0 | **12,7** |
| **1939** | 8,3 | 16,1 | 10,8 | 7,9 | 12,1 | 11,2 | 8,9 | 6,0 | 16,6 | 15,8 | 46,5 | 20,3 | **15,1** |
| **1940** | 32,7 | 28,2 | 12,0 | 11,6 | 15,4 | 6,5 | 14,9 | 23,9 | 9,8 | 18,3 | 14,6 | 15,4 | **16,9** |
| **1941** | 11,3 | 16,0 | 13,4 | 9,2 | 11,4 | 17,5 | 6,2 | 15,2 | 10,5 | 9,7 | 19,6 | 10,8 | **12,6** |
| **1942** | 10,3 | 21,7 | 10,0 | 9,8 | 8,9 | 11,4 | 8,4 | 7,0 | 6,0 | 5,7 | 4,8 | 8,8 | **9,4** |
| **1943** | 5,5 | 7,3 | 6,0 | 4,4 | 6,6 | 11,9 | 12,1 | 34,3 | 19,9 | 17,7 | 9,7 | 7,6 | **11,9** |
| **1944** | 17,9 | 13,3 | 13,1 | 8,3 | 5,5 | 5,5 | 5,2 | 6,0 | 6,1 | 5,6 | 10,2 | 4,8 | **8,5** |
| **1945** | 4,4 | 16,5 | 7,3 | 9,2 | 5,9 | 4,8 | 6,0 | 4,1 | 9,8 | 8,6 | 4,1 | 6,6 | **7,3** |
| **1946** | 8,5 | 25,4 | 16,7 | 10,6 | 10,0 | 15,2 | 21,7 | 15,5 | 9,1 | 16,6 | 9,8 | 8,1 | **13,9** |
| **1947** | 8,5 | 14,7 | 15,2 | 6,5 | 7,1 | 6,8 | 8,3 | 10,7 | 16,2 | 31,9 | 13,4 | 20,6 | **13,3** |
| **1948** | 14,5 | 21,5 | 20,3 | 13,7 | 33,8 | 13,2 | 18,7 | 36,6 | 11,2 | 10,5 | 9,5 | 6,2 | **17,5** |
| **1949** | 6,6 | 9,0 | 19,4 | 18,2 | 8,2 | 16,0 | 6,8 | 9,9 | 10,7 | 7,8 | 6,7 | 5,5 | **10,4** |
| **1950** | 16,9 | 13,9 | 26,4 | 9,5 | 8,8 | 7,8 | 6,0 | 12,4 | 9,6 | 20,7 | 7,0 | 10,0 | **12,4** |
| **1951** | 11,5 | 11,2 | 12,5 | 6,0 | 4,6 | 4,4 | 5,6 | 3,9 | 3,4 | 15,8 | 9,2 | 8,0 | **8,0** |
| **1952** | 10,2 | 7,9 | 5,9 | 4,1 | 3,4 | 6,2 | 6,8 | 4,1 | 8,5 | 16,9 | 12,6 | 6,1 | **7,7** |
| **1953** | 9,9 | 7,5 | 5,4 | 3,7 | 3,8 | 3,7 | 3,2 | 2,9 | 4,8 | 17,0 | 15,1 | 6,9 | **7,0** |
| **1954** | 7,8 | 11,9 | 11,3 | 20,7 | 21,0 | 14,2 | 21,5 | 7,7 | 17,0 | 43,6 | 12,0 | 9,7 | **16,5** |
| **1955** | 7,8 | 8,7 | 7,9 | 9,0 | 13,9 | 10,1 | 21,6 | 11,3 | 17,1 | 6,9 | 7,0 | 11,3 | **11,1** |
| **1956** | 13,5 | 18,8 | 7,6 | 7,5 | 12,7 | 7,6 | 7,0 | 7,7 | 21,4 | 11,8 | 11,8 | 15,7 | **11,9** |
| **1957** | 10,6 | 14,3 | 7,8 | 10,7 | 12,8 | 8,9 | 25,5 | 57,5 | 60,4 | 24,4 | 26,0 | 14,0 | **22,7** |
| **1958** | 12,3 | 13,9 | 25,8 | 13,4 | 8,5 | 15,0 | 9,3 | 11,3 | 20,6 | 16,5 | 21,9 | 12,4 | **15,1** |
| **1959** | 11,5 | 15,5 | 11,0 | 17,6 | 10,1 | 8,3 | 6,0 | 11,6 | 22,7 | 11,2 | 9,3 | 10,1 | **12,1** |
| **1960** | 13,5 | 35,9 | 28,9 | 10,7 | 8,0 | 6,3 | 6,8 | 25,1 | 12,7 | 13,0 | 22,4 | 14,0 | **16,4** |
| **1961** | 9,8 | 13,9 | 16,2 | 12,2 | 10,8 | 12,4 | 10,0 | 6,3 | 34,1 | 24,7 | 66,4 | 35,3 | **21,0** |
| **1962** | 16,9 | 17,3 | 25,2 | 11,0 | 16,4 | 10,6 | 13,3 | 7,3 | 17,5 | 12,0 | 13,9 | 10,7 | **14,3** |
| **1963** | 18,4 | 34,6 | 23,2 | 14,8 | 7,1 | 7,3 | 7,2 | 6,7 | 25,6 | 32,2 | 27,9 | 13,8 | **18,2** |
| **1964** | 9,8 | 7,5 | 8,6 | 7,5 | 9,1 | 6,3 | 6,8 | 7,7 | 12,1 | 12,5 | 7,4 | 8,5 | **8,7** |
| **1965** | 7,7 | 7,1 | 7,9 | 14,0 | 15,5 | 8,1 | 11,5 | 13,5 | 16,3 | 8,6 | 17,0 | 21,9 | **12,4** |
| **1966** | 24,6 | 51,6 | 22,0 | 20,7 | 14,4 | 11,4 | 9,4 | 9,6 | 11,9 | 11,8 | 10,7 | 14,0 | **17,7** |
| **1967** | 16,5 | 25,5 | 18,8 | 11,3 | 9,9 | 10,5 | 12,7 | 9,6 | 18,8 | 12,2 | 10,4 | 12,2 | **14,0** |

| ANO | JAN | FEV | MAR | ABR | MAI | JUN | JUL | AGO | SET | OUT | NOV | DEZ | MÉDIA |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1968** | 8,0 | 7,1 | 6,4 | 5,8 | 4,8 | 5,1 | 5,0 | 4,4 | 7,3 | 7,5 | 9,5 | 7,5 | **6,5** |
| **1969** | 16,0 | 11,5 | 16,2 | 21,7 | 7,2 | 18,9 | 14,5 | 9,0 | 8,7 | 7,9 | 14,0 | 8,7 | **12,9** |
| **1970** | 11,3 | 10,7 | 12,4 | 9,0 | 8,1 | 10,7 | 12,6 | 9,3 | 7,9 | 7,7 | 7,0 | 10,7 | **9,8** |
| **1971** | 17,3 | 10,1 | 21,1 | 21,3 | 15,5 | 15,1 | 14,4 | 9,4 | 14,0 | 12,0 | 6,8 | 5,7 | **13,6** |
| **1972** | 7,6 | 20,6 | 8,5 | 6,2 | 4,9 | 8,4 | 8,4 | 35,1 | 23,6 | 18,0 | 16,9 | 24,8 | **15,2** |
| **1973** | 22,2 | 19,2 | 12,0 | 11,2 | 11,9 | 10,6 | 12,1 | 32,5 | 25,4 | 16,5 | 15,7 | 12,8 | **16,8** |
| **1974** | 22,7 | 18,6 | 29,1 | 12,9 | 9,0 | 9,7 | 12,1 | 8,4 | 17,8 | 7,2 | 9,8 | 6,3 | **13,6** |
| **1975** | 8,8 | 6,6 | 7,9 | 6,3 | 7,1 | 7,2 | 7,5 | 15,5 | 33,6 | 34,3 | 17,4 | 37,8 | **15,8** |
| **1976** | 24,2 | 14,4 | 18,8 | 10,1 | 20,5 | 25,7 | 18,3 | 29,5 | 15,5 | 11,4 | 13,7 | 15,8 | **18,2** |
| **1977** | 19,9 | 28,4 | 14,0 | 13,1 | 6,5 | 5,2 | 5,9 | 25,7 | 14,7 | 32,4 | 27,2 | 13,2 | **17,2** |
| **1978** | 13,0 | 6,8 | 8,1 | 3,6 | 2,9 | 3,0 | 4,7 | 2,8 | 8,4 | 6,8 | 7,9 | 20,0 | **7,3** |
| **1979** | 5,0 | 3,7 | 3,3 | 8,7 | 13,4 | 5,9 | 6,1 | 3,9 | 8,6 | 31,6 | 18,0 | 8,4 | **9,7** |
| **1980** | 9,0 | 5,5 | 14,1 | 8,3 | 5,3 | 4,8 | 22,9 | 35,9 | 27,1 | 19,9 | 15,3 | 35,4 | **17,0** |
| **1981** | 20,2 | 9,7 | 7,9 | 6,6 | 3,6 | 4,4 | 3,5 | 4,4 | 4,1 | 10,3 | 8,1 | 9,6 | **7,7** |
| **1982** | 5,1 | 16,7 | 7,3 | 5,6 | 4,5 | 9,3 | 8,8 | 8,1 | 5,2 | 11,6 | 23,1 | 9,9 | **9,6** |
| **1983** | 21,1 | 25,9 | 22,7 | 16,1 | 41,2 | 31,6 | 110,7 | 28,1 | 19,5 | 11,9 | 8,3 | 17,2 | **29,5** |
| **1984** | 11,3 | 7,4 | 8,9 | 7,1 | 7,2 | 10,8 | 12,8 | 25,5 | 20,9 | 20,0 | 19,0 | 10,6 | **13,5** |
| **1985** | 7,4 | 12,6 | 9,9 | 11,9 | 8,4 | 5,3 | 8,6 | 4,4 | 5,4 | 5,5 | 8,6 | 3,6 | **7,6** |
| **1986** | 4,6 | 9,0 | 4,3 | 4,9 | 3,9 | 4,7 | 3,4 | 3,5 | 5,5 | 13,7 | 15,4 | 12,1 | **7,1** |
| **1987** | 21,2 | 18,7 | 7,0 | 7,5 | 19,0 | 13,6 | 10,7 | 14,1 | 10,2 | 25,0 | 8,1 | 7,2 | **13,5** |
| **1988** | 12,6 | 8,9 | 6,6 | 5,5 | 11,9 | 10,0 | 5,0 | 3,3 | 7,3 | 7,7 | 4,1 | 3,6 | **7,2** |
| **1989** | 17,8 | 15,0 | 12,5 | 10,8 | 16,7 | 5,4 | 6,1 | 6,3 | 19,6 | 6,7 | 4,9 | 10,3 | **11,0** |
| **1990** | 36,4 | 16,2 | 17,7 | 12,7 | 10,7 | 22,0 | 24,9 | 18,3 | 18,8 | 33,6 | 33,5 | 12,1 | **21,4** |
| **1991** | 15,7 | 10,4 | 10,7 | 4,9 | 5,7 | 11,2 | 7,8 | 17,3 | 5,7 | 17,9 | 12,8 | 11,4 | **11,0** |
| **1992** | 9,1 | 19,0 | 10,7 | 6,1 | 20,6 | 21,1 | 35,8 | 27,5 | 17,3 | 11,5 | 11,4 | 8,2 | **16,5** |
| **1993** | 18,2 | 37,4 | 21,4 | 15,7 | 12,0 | 12,3 | 16,3 | 8,7 | 23,3 | 21,2 | 9,6 | 17,4 | **17,8** |
| **1994** | 10,5 | 23,8 | 12,3 | 10,6 | 15,5 | 14,5 | 23,4 | 8,9 | 5,3 | 8,2 | 11,0 | 13,5 | **13,1** |
| **1995** | 29,4 | 22,9 | 13,0 | 5,3 | 3,7 | 8,2 | 7,9 | 8,8 | 10,4 | 15,1 | 6,0 | 6,4 | **11,4** |
| **1996** | 13,6 | 8,3 | 17,5 | 9,3 | 2,8 | 8,0 | 10,3 | 11,9 | 19,8 | 14,3 | 7,3 | 12,3 | **11,3** |
| **1997** | 20,7 | 45,2 | 13,5 | 7,6 | 5,4 | 6,1 | 9,1 | 12,7 | 8,0 | 31,7 | 26,9 | 14,5 | **16,8** |
| **1998** | 19,5 | 17,9 | 20,8 | 28,1 | 15,8 | 11,1 | 14,5 | 32,1 | 36,3 | 24,8 | 11,8 | 11,7 | **20,4** |
| **1999** | 9,6 | 14,4 | 8,7 | 11,8 | 6,2 | 7,9 | 21,0 | 6,4 | 8,4 | 17,6 | 10,7 | 10,3 | **11,1** |
| **2000** | 14,7 | 13,7 | 9,9 | 6,4 | 5,2 | 5,0 | 7,5 | 5,6 | 15,5 | 19,3 | 10,9 | 10,7 | **10,4** |
| **2001** | 14,0 | 17,4 | 13,7 | 15,8 | 25,9 | 17,1 | 14,4 | 8,5 | 14,1 | 22,9 | 11,1 | 13,7 | **15,7** |
| **2002** | 17,2 | 9,8 | 9,3 | 20,9 | 9,2 | 8,6 | 10,1 | 20,8 | 20,8 | 17,8 | 24,8 | 17,5 | **15,6** |
| **2003** | 9,6 | 9,7 | 11,8 | 5,8 | 5,1 | 8,2 | 6,4 | 3,6 | 4,2 | 9,0 | 9,2 | 9,5 | **7,7** |
| **2004** | 14,0 | 6,6 | 6,1 | 6,8 | 10,1 | 10,8 | 17,5 | 7,7 | 18,8 | 19,0 | 15,6 | 10,5 | **12,0** |
| **2005** | 11,9 | 7,8 | 5,8 | 8,2 | 16,5 | 8,3 | 10,5 | 9,9 | 40,6 | 23,8 | 19,0 | 10,0 | **14,3** |
| **2006** | 14,6 | 8,3 | 5,1 | 4,0 | 3,2 | 3,3 | 3,3 | 3,9 | 4,1 | 5,9 | 6,0 | 7,0 | **5,7** |
| **2007** | 8,0 | 9,9 | 11,7 | 5,5 | 19,7 | 7,0 | 18,7 | 13,0 | 22,4 | 21,5 | 23,2 | 11,9 | **14,4** |
| **2008** | 17,1 | 16,6 | 14,2 | 13,7 | 15,1 | 8,1 | 7,0 | 8,5 | 13,9 | 49,8 | 64,5 | 20,5 | **20,7** |
| **2009** | 29,8 | 14,4 | 16,5 | 9,1 | 8,0 | 7,1 | 21,9 | 23,4 | 36,5 | 31,5 | 19,6 | 15,5 | **19,5** |
| **2010** | 20,3 | 13,0 | 17,5 | 28,1 | 28,8 | 18,0 | 18,6 | 21,9 | 11,5 | 14,7 | 11,4 | 22,0 | **18,8** |

| ANO | JAN | FEV | MAR | ABR | MAI | JUN | JUL | AGO | SET | OUT | NOV | DEZ | MÉDIA |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **2011** | 16,2 | 28,9 | 20,3 | 15,8 | 13,9 | 11,2 | 21,3 | 62,7 | 58,9 | 24,9 | 20,6 | 17,1 | **26,0** |
| **2012** | 32,8 | 20,9 | 13,6 | 13,4 | 12,2 | 21,4 | 22,2 | 17,6 | 10,9 | 16,2 | 12,0 | 13,0 | **17,2** |
| **2013** | 11,5 | 20,9 | 26,9 | 16,5 | 10,6 | 21,7 | 22,3 | 24,3 | 47,5 | 24,1 | | | **22,6** |

O Quadro e Figura a seguir mostram as vazões médias mensais características no local, para o período considerado.

**Quadro 2.10 - VAZÕES MENSAIS CARACTERÍSTICAS NO EIXO DO BARRAMENTO ($m^3/s$)**

| MÊS | MÍNIMA | MÉDIA | MÁXIMA |
|---|---|---|---|
| JAN | 4,4 | 14,8 | 36,4 |
| FEV | 3,7 | 16,6 | 51,6 |
| MAR | 3,3 | 13,5 | 29,1 |
| ABR | 3,6 | 11,2 | 28,1 |
| MAI | 2,8 | 11,7 | 46,2 |
| JUN | 3,0 | 11,1 | 38,1 |
| JUL | 3,2 | 13,2 | 110,7 |
| AGO | 2,8 | 15,0 | 62,7 |
| SET | 3,4 | 17,2 | 60,4 |
| OUT | 5,5 | 18,3 | 49,8 |
| NOV | 4,1 | 15,2 | 66,4 |
| DEZ | 3,6 | 12,8 | 37,8 |
| ANUAL | 2,8 | 14,2 | 110,7 |

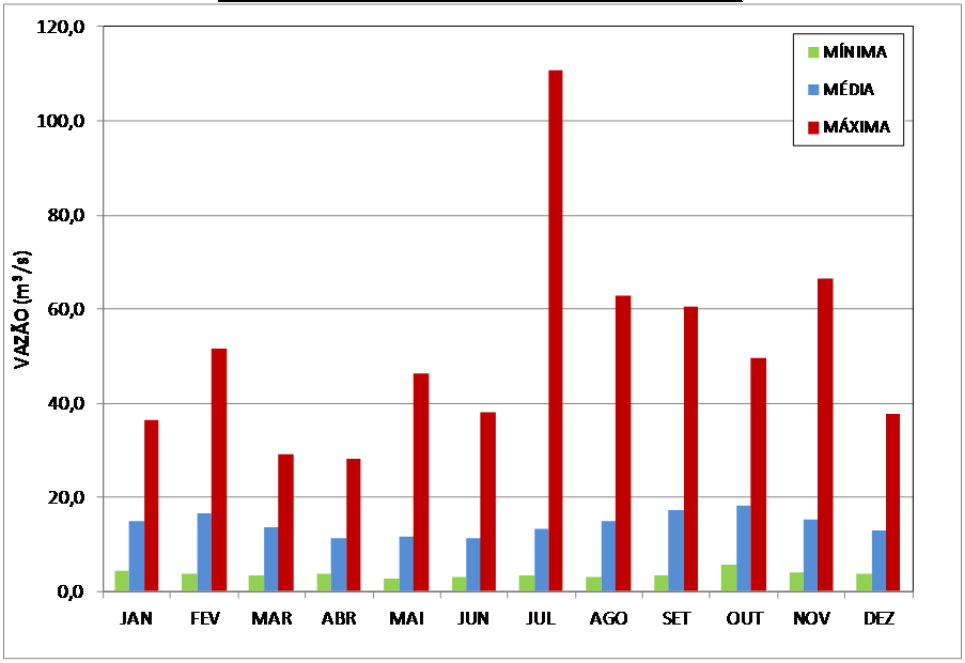



**Figura 2.21 – HISTOGRAMA DE VAZÕES MENSAIS CARACTERÍSTICAS NO EIXO DO BARRAMENTO**

Nota-se pela análise da Figura, que não existe influência marcante da sazonalidade quanto à distribuição das vazões altas e baixas ao longo do ano. Pode-se verificar apenas uma maior frequência de vazões altas nos meses do período mais úmido (maio a outubro), o que, no entanto não elimina a possibilidade de ocorrência de vazões extraordinárias em qualquer época do ano.

Com base nas séries de vazões médias mensais determinadas para os locais selecionados, para o período considerado, determinou-se as curvas de permanência de vazões.

A curva de permanência foi obtida considerando o critério de Kimball, que determina a ordenação, em ordem decrescente, das vazões médias diárias do período histórico, atribuindo-se a cada valor uma percentagem calculada pela relação entre o seu número de ordem e o número total de valores da série acrescido de 1. Desta forma, uma curva de permanência representa a percentagem do tempo em que uma determinada vazão média diária é superada no histórico.

Esta curva é apresentada no Quadro e Figura a seguir.

**Quadro 2.11 - CURVA DE PERMANÊNCIA DE VAZÕES MÉDIAS MENSAIS NO EIXO DO BARRAMENTO ($m^3/s$)**

| PERMANÊNCIA | VAZÃO |
|---|---|
| 0% | 110,7 |
| 1% | 49,8 |
| 5% | 31,9 |
| 10% | 24,9 |
| 15% | 21,4 |
| 20% | 19,5 |
| 25% | 17,7 |
| 30% | 16,5 |
| 35% | 15,1 |
| 40% | 13,9 |
| 45% | 12,7 |
| 50% | 11,9 |
| 55% | 11,1 |
| 60% | 10,3 |
| 65% | 9,6 |
| 70% | 8,7 |
| 75% | 8,1 |
| 80% | 7,5 |
| 85% | 6,6 |
| 90% | 5,8 |
| 95% | 4,7 |
| 98% | 3,6 |
| 100% | 2,8 |

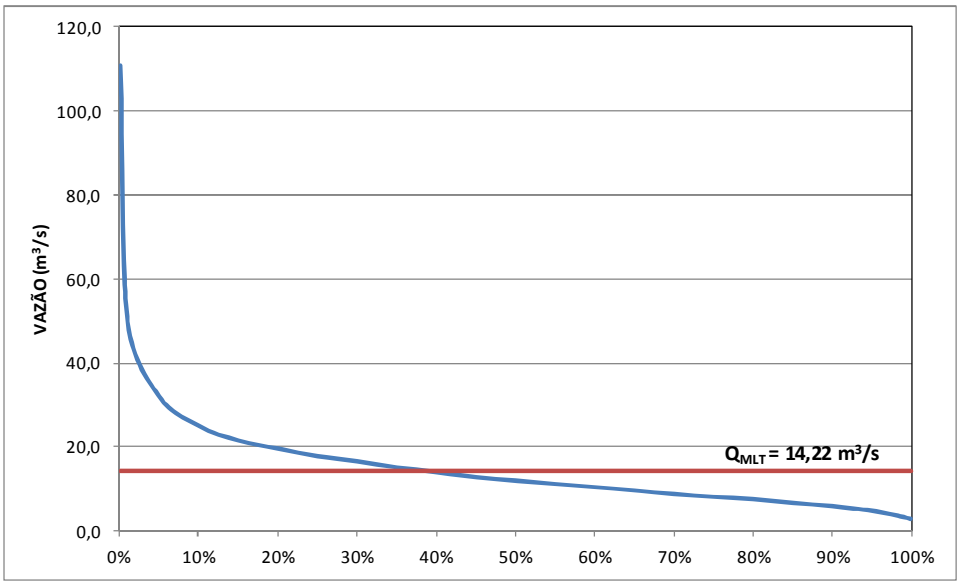



**Figura 2.22 – CURVA DE PERMANÊNCIA DE VAZÕES MÉDIAS MENSAIS NO EIXO DO BARRAMENTO ($m^3/s$)**

### 2.5.14.Definição das demandas

A obra da Barragem de Botuverá no rio Itajaí Mirim se caracteriza por ser de usos múltiplos, e como tal dimensionada para atender às seguintes demandas:

- abastecimento de água urbano para os municípios a jusante na bacia e em bacias vizinhas;
- contenção de cheias até o horizonte de projeto de 50 anos de tempo de recorrência; e
- manutenção da vazão ecológica a jusante.

A partis das informações relativas à projeção de crescimento da demanda de água nos municípios de Botuverá, Brusque, Itajaí e Balneário Camboriú, que terão suas necessidade de água para abastecimento parcial ou integralmente atendidas pelos volumes reservados na barragem, foi gerada uma projeção global da necessidade de expansão da produção de água bruta para atendimento aos municípios considerados, a qual é apresentada no Quadro a seguir.

**Quadro 2.12 – PROJEÇÃO CONJUNTA DA DEMANDA DE ÁGUA PARA ABASTECIMENTO URBANO[4]**

| ANO | VAZÃO MÉDIA ESTIMADA (m³/s) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | BOTUVERÁ | BRUSQUE | ITAJAÍ | BALNEÁRIO | TOTAL |
| 2014 | 0,00 | 0,33 | 1,03 | 1,59 | **2,96** |
| 2015 | 0,00 | 0,35 | 1,06 | 1,60 | **3,01** |
| 2016 | 0,00 | 0,36 | 1,09 | 1,60 | **3,05** |

[4] Fonte: consumo atual – informações dos estudos dos municípios e CASAN; projeção do consumo – estudos de projeção de demanda dos municípios.

| ANO | VAZÃO MÉDIA ESTIMADA (m³/s) | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | BOTUVERÁ | BRUSQUE | ITAJAÍ | BALNEÁRIO | TOTAL |
| 2017 | 0,00 | 0,37 | 1,13 | 1,61 | **3,10** |
| 2018 | 0,00 | 0,38 | 1,16 | 1,61 | **3,16** |
| 2019 | 0,00 | 0,39 | 1,19 | 1,61 | **3,20** |
| 2020 | 0,00 | 0,41 | 1,23 | 1,62 | **3,26** |
| 2021 | 0,01 | 0,42 | 1,27 | 1,62 | **3,31** |
| 2022 | 0,01 | 0,43 | 1,30 | 1,62 | **3,36** |
| 2023 | 0,01 | 0,44 | 1,34 | 1,63 | **3,41** |
| 2024 | 0,01 | 0,45 | 1,38 | 1,63 | **3,47** |
| 2025 | 0,01 | 0,46 | 1,43 | 1,63 | **3,52** |
| 2026 | 0,01 | 0,46 | 1,47 | 1,63 | **3,57** |
| 2027 | 0,01 | 0,47 | 1,51 | 1,64 | **3,62** |
| 2028 | 0,01 | 0,48 | 1,56 | 1,64 | **3,68** |
| 2029 | 0,01 | 0,48 | 1,60 | 1,64 | **3,73** |
| 2030 | 0,01 | 0,49 | 1,65 | 1,64 | **3,79** |
| 2031 | 0,01 | 0,49 | 1,70 | 1,64 | **3,85** |
| 2032 | 0,01 | 0,50 | 1,75 | 1,65 | **3,90** |
| 2033 | 0,01 | 0,50 | 1,81 | 1,65 | **3,97** |
| 2034 | 0,01 | 0,51 | 1,86 | 1,65 | **4,03** |
| 2035 | 0,01 | 0,52 | 1,92 | 1,65 | **4,10** |
| 2036 | 0,01 | 0,53 | 1,97 | 1,65 | **4,16** |
| 2037 | 0,01 | 0,53 | 2,03 | 1,66 | **4,22** |
| 2038 | 0,01 | 0,54 | 2,09 | 1,66 | **4,29** |
| 2039 | 0,01 | 0,54 | 2,16 | 1,66 | **4,37** |
| 2040 | 0,01 | 0,55 | 2,22 | 1,66 | **4,44** |
| 2041 | 0,01 | 0,56 | 2,29 | 1,66 | **4,52** |

Estas informações foram utilizadas para o dimensionamento do volume de armazenamento no reservatório para atendimento às demandas dos municípios relacionados.

Os estudos hidrológicos e de simulação da propagação de vazões ao longo do rio indicaram que há potencial para armazenamento de volume suficiente para garantir o abastecimento de 100% da demanda projetada para o horizonte de 2027, ou cerca de 80% da demanda para o horizonte de 2041.

### 2.5.15.Operação do reservatório

#### 2.5.15.1.Definição das garantias de atendimento às demandas

A fim de verificar o comportamento do reservatório frente às demandas revisadas, bem como estabelecer as curvas de regularização correspondentes, foi procedida, na etapa de Estudos Básicos, a simulação da operação mensal do reservatório da Barragem de Botuverá.

O "software" utilizado foi o HEC-5: "Simulation of Flood Control and Conservation Systems", desenvolvido pelo "US. Corps of Engineers". O período simulado contemplou a série de dados de junho de 1929 a outubro de 2013.

As vazões mensais afluentes ao reservatório nesse período foram obtidas por relação de áreas. A evaporação mensal correspondente à área média do espelho de água no reservatório foi calculada a partir da evaporação média mensal característica para cada mês considerado.

As relações cota – área e cota - volume do reservatório, estabelecidas a partir da base topográfica disponível para a área do reservatório, é apresentada na Figura a seguir.

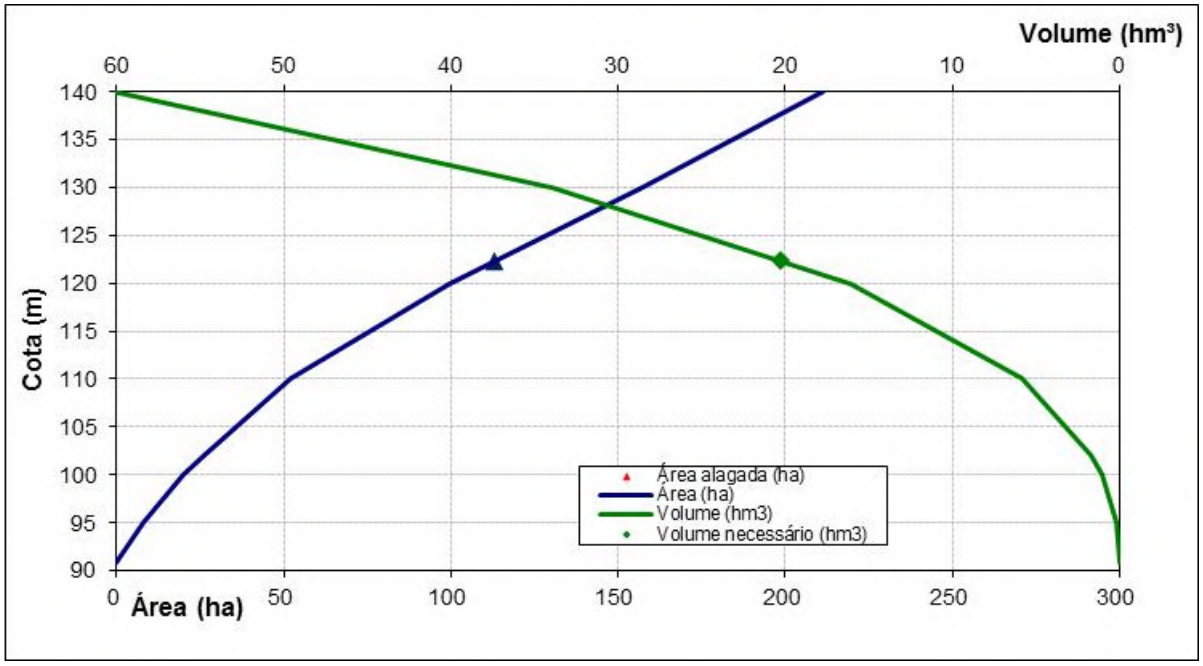



**Figura 2.23 – CURVAS COTA x ÁREA E COTA x VOLUME DO RESERVATÓRIO**

### 2.5.15.2.Definição do alcance de atendimento às demandas revisadas

Os critérios e parâmetros adotados nas simulações foram os seguintes:

**Quadro 2.13 – COMPOSIÇÃO DO VOLUME DO RESERVATÓRIO (hm³)**

| PARÂMETRO | VOLUME MORTO | VOLUME ÚTIL | VOLUME DE ESPERA | VOLUME TOTAL |
|---|---|---|---|---|
| VOLUME (hm³) | 0,80 | 3,70 | 15,70 | 20,20 |
| COTA (m) | 98,60 | 107,30 | 122,30 | |

**Quadro 2.14 – PROJEÇÃO DA DEMANDA DE ÁGUA PARA ABASTECIMENTO**

| VAZÃO (m³/s) | HORIZONTE DE ATENDIMENTO (anos) |
|---|---|
| 3,20 | 5 |

| | |
|---|---|
| 3,47 | 10 |
| 3,73 | 15 |
| 4,03 | 20 |
| 4,37 | 25 |

O volume atribuído como volume útil do reservatório, de 3,7 $hm^3$, permite a garantia, durante 100% do período histórico de vazões médias mensais considerado, do atendimento à demanda projetada.

Para a modulação das vazões efluentes, a barragem será dotada de 2 (duas) válvulas dispersoras, instaladas em elevação imediatamente superior ao limite do volume morto do reservatório, que permitirão o escoamento da vazão de projeto de modo a garantir os volumes necessários a jusante.

### 2.5.16.Potencial hidrelétrico

Embora não se caracterize como um objetivo principal da Barragem de Botuverá, a configuração proposta para o aproveitamento, com reservatório dotado de volume morto e volume útil armazenados a montante, proporciona uma diferença de nível entre o lago formado a montante da barragem e o leito natural do rio a jusante, à qual corresponde um potencial hidrelétrico que poderá ser futuramente aproveitado.

A vazão que poderá ser aproveitada para geração de energia por meio de hidrelétrica é representada por:

- vazão regularizada, liberada permanentemente para jusante, definida em 3,62 $m^3/s$;
- vazões naturais afluentes excedentes à vazão necessária para manutenção do volume de armazenamento necessário para garantia da vazão regularizada.

Para concretização deste uso adicional, deverá ser futuramente analisada sua viabilidade econômico-financeira, bem como deverão ser observadas as regras vigentes no Setor Elétrico Brasileiro, bem como as exigências de licenciamento ambiental específicas para aproveitamentos hidrelétricos.

**Quadro 2.15 – POTENCIAL HIDRELÉTRICO**

| | | |
|---|---|---|
| QUEDA BRUTA MÁXIMA[5] | (m) | 14,9 |
| VAZÃO MÁXIMA TURBINADA | ($m^3/s$) | 9,2 |
| POTÊNCIA INSTALADA | (MW) | 1,00 |
| PRODUÇÃO ANUAL DE ENERGIA | (MWh/ano) | 6.115 |

[5] Nota: a queda bruta máxima corresponde à diferença de nível entre o reservatório em seu nível máximo normal de armazenamento, na elevação 107,30 m, e o nível natural do rio Itajaí Mirim a jusante.

### 2.5.17.Possibilidades de conflitos pelo uso da água

A Barragem de Botuverá será uma obra de múltiplo uso, e como tal, a análise do equilíbrio no atendimento entre os seus diferentes objetivos faz-se necessária. Para tanto, faz-se aqui considerações e alertas no sentido de evitar/minimizar os conflitos pelo uso da água acumulada no reservatório.

Conforme já comentado nos Estudos Básicos, o estabelecimento de regras operacionais alternativas para o reservatório do rio Itajaí Mirim poderá evitar ou mesmo solucionar conflitos futuros.

Para tanto, é fundamental a definição de regras claras e objetivas para a operação do reservatório, com vistas à maximização dos seus benefícios e minimização dos riscos associados à passagem de cheias.

Dentre os documentos integrantes do presente Projeto, o Relatório dos Estudos de Segurança da Barragem apresenta o diagnóstico dos principais riscos aos quais os trabalhadores, a comunidade e a natureza ao redor estarão expostos devido à construção e operação do reservatório, e apontará suas regras de operação em situações normais e excepcionais.

### 2.5.18.Vazões máximas

#### 2.5.18.1.Metodologia

Os estudos de enchentes do rio Itajaí-mirim nos locais dos eixos identificados tiveram por objetivo definir as vazões de pico e dos hidrogramas característicos das cheias de projeto das obras de extravasão e de desvio do rio durante a construção, e foram desenvolvidos através de uma abordagem estatística.

A série de descargas máximas anuais para a estação base selecionada Botuverá Montante, para o período 1931 a 2013, que corresponde ao período de dados registrados na bacia do rio Itajaí-mirim, foi complementada através de correlações com dados de outras estações na bacia. A série assim obtida para a estação base é apresentada no Apêndice A.

#### 2.5.18.2.Cálculos efetuados

Para os períodos nos quais os dados de vazões de enchentes se encontram indisponíveis para a estação base, os registros disponíveis nas estações vizinhas foram transferidos para a estação base aplicando as equações de transferência utilizadas a seguir, calculadas com base nas correlações anteriormente apresentadas:

$$Q_{BM} = 3{,}1952 * Q_{BRQ}^{0{,}7312}$$

$$Q_{BM} = 1{,}8674 * Q_{SAL}^{0{,}8985}$$

$$Q_{BM} = 1{,}098 * Q_{BV}^{0{,}9116}$$

A série foi submetida a uma análise de frequência analítica, através da qual foram analisados os ajustes desta amostra às distribuições Gumbel e Exponencial.

Este programa considera como melhor ajuste a distribuição que conduz ao menor valor do erro padrão da estimativa, definido pela expressão:

$$E = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \sum_{i=1}^{n} (Q_{OI} - Q_{CI})^2}$$

onde:

$Q_{CI}$ = valor calculado para o evento “i”;

$Q_{OI}$ = valor observado para o evento “i”; e

N = número de eventos da amostra.

Através deste processo, a distribuição selecionada foi a de Gumbel.

O Quadro a seguir apresenta os valores das cheias para diferentes tempos de recorrência para a estação. A Figura mostra a representação gráfica das curvas de frequência de cheias obtidas para a estação.

**Quadro 2.16 - FREQUENCIA DE CHEIAS NA ESTAÇÃO BOTUVERÁ MONTANTE (médias diárias)**

| TR (anos) | 5 | 10 | 20 | 50 | 100 | 500 | 1.000 | 10.000 | *Metodologia Adotada* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| VAZÕES ($m^3/s$) | *222* | 258 | 292 | *335* | *368* | *444* | *476* | *585* | *Gumbel* |

Para determinação das vazões máximas instantâneas no local da estação fluviométrica de referência, aplicou-se a equação de regionalização de vazões definida no item anterior, considerada válida também para vazões máximas. Os valores assim obtidos representam as vazões médias diárias máximas. Para determinação das vazões máximas diárias, ou descargas de pico instantâneas, utilizou-se a equação de Füller, que determina a relação entre o pico diário e a vazão média diária em função da área de drenagem do aproveitamento, conforme apresentada a seguir:

$$Q_{PICO} = Q_{MEDIA} \cdot \left(1 + \frac{2{,}66}{A^{0{,}3}}\right), \text{ onde:}$$

Onde: A = área de drenagem, em km².

O coeficiente de maximização para a cheia de projeto resultou 1,38, para a área de drenagem do local da barragem, e a expressão para determinação da vazão de pico com base na vazão média diária fica assim definida:

$$Q_{PICO} = 1{,}38 \cdot Q_{MEDIA}$$

A frequência de cheias no local do eixo estudado foi determinada através da aplicação da equação de transferência a seguir:

$Q_{EIXO-BB} = 0,7935 * Q_{BM}$

As frequências de cheias nos locais selecionados são apresentadas nos Quadros a seguir.

**Quadro 2.17 - FREQUÊNCIA DE CHEIAS NO EIXO DA BARRAGEM**

| TR (anos) | 5 | 10 | 20 | 50 | 100 | 500 | 1.000 | 10.000 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Media** | 176 | 205 | 232 | 266 | 292 | 352 | 378 | 464 |
| **Pico** | 244 | 283 | 321 | 368 | 404 | 488 | 523 | 643 |

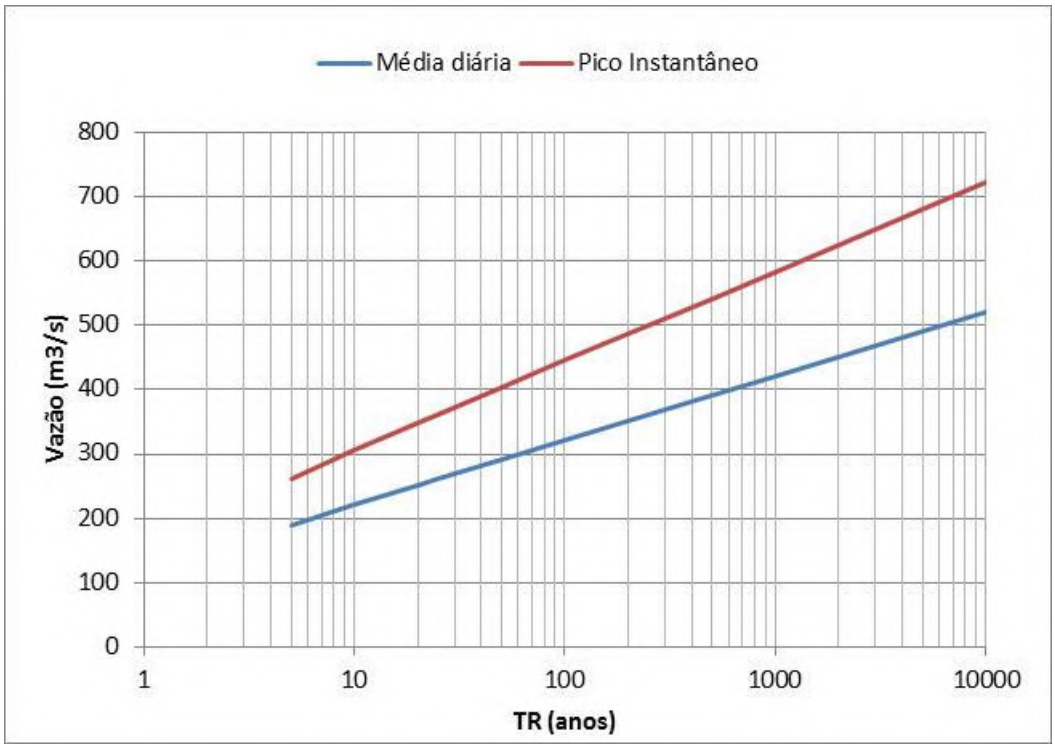



**Figura 2.24 – FREQUÊNCIA DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM NA SEÇÃO DA BARRAGEM**

### 2.5.18.3.Geração dos hidrogramas de projeto

Para a geração dos hidrogramas de projeto para diferentes tempos de retorno utilizou-se a metodologia do hidrograma unitário triangular desenvolvida pelo "Soil Conservation Service (SCS)".

Os parâmetros utilizados foram os seguintes:

a) tempo de concentração: 9,36 h
b) duração da precipitação de projeto: 6,0 h
c) intervalo de cálculo: 0,5 h

d) curva número (CN): 65

e) área de drenagem: 630 km$^2$

Os histogramas de projeto, bem como um resumo dos dados básicos dos hidrogramas gerados, são apresentados a seguir.

A simulação do comportamento dos hidrogramas de enchente afluentes em frente a diferentes situações de projeto consta nos estudos hidráulicos para dimensionamento das estruturas descarregadoras de cheias, considerando a operação conjunta dos descarregadores de fundo e do vertedouro de soleira livre sobre a crista da barragem.

A definição das cotas de coroamento dos maciços e ensecadeiras seguiu as redomendações do Comitê Brasileiro de Barragens.

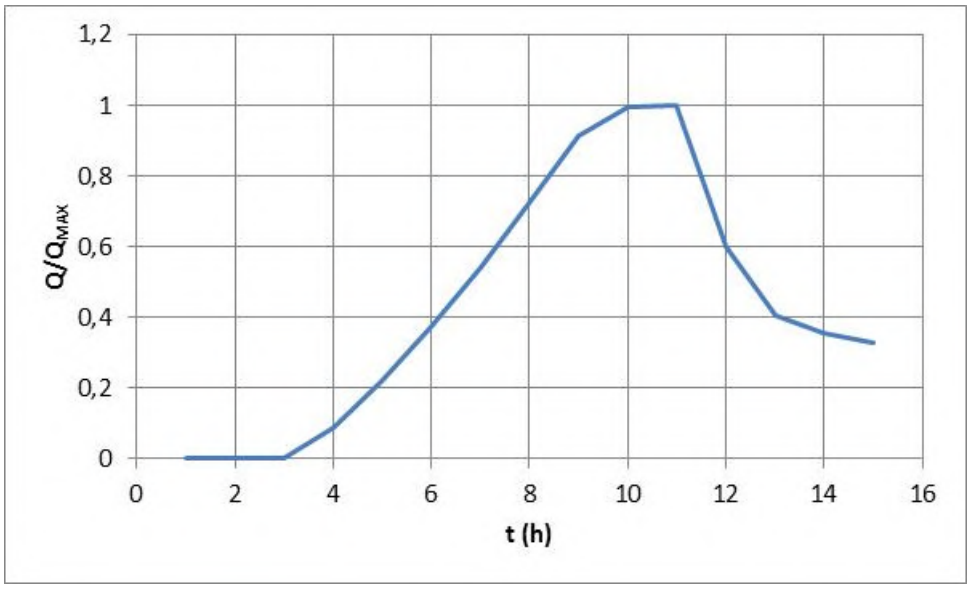



**Figura 2.25 – HIDROGRAMA UNITÁRIO NA SEÇÃO DA BARRAGEM**

# CAPÍTULO 3 – DESCRIÇÃO DO PROJETO

# 3. DESCRIÇÃO DO PROJETO

## 3.1. Localização da obra

O local previsto para a barragem de Botuverá no rio Itajaí Mirim se situa no município de Botuverá, a cerca de 18 km a leste da sede municipal.

O eixo de barramento está localizado em vale profundo, muito encaixado, com ombreiras íngremes, assimétricas, em seção onde o rio Itajaí Mirim apresenta leito rochoso, raso, o que contribui para o reduzido volume de material necessário para a implantação da obra.

O acesso rodoviário à obra pode ser feito por estradas asfaltadas a partir da rodovia BR-101, pela rodovia SC/BR 486, por cerca de 36 km até Brusque, a partir da qual se prossegue pela mesma rodovia, por cerca de 23 km, até alcançar a sede municipal de Botuverá.

A partir desta, segue-se por mais 3 km de asfalto, e 11 km de estrada em fase de pavimentação, até a localidade de Baixo Areias, onde se cruza a ponte existente sobre um pequeno ribeirão no local, seguindo pela estrada lindeira ao rio por mais 4 km, até alcançar o eixo do barramento no local de coordenadas 27º 12' 6,56" de latitude Sul e 49º 10' 59,04" de longitude Oeste.

## 3.2. Objetivos da barragem

A Barragem de Botuverá terá como objetivo principal a atenuação das ondas de cheia para período de recorrência de 50 anos no vale do rio Itajaí Mirim a jusante do ponto de barramento, em trecho onde estão localizadas as sedes municipais de Botuverá, Brusque e Itajaí.

Para tanto, a barragem será dotada de um volume de espera de 15,7 $hm^3$ (15.700.000 $m^3$), o qual permitirá acomodar parte das cheias naturais afluentes ao local de barramento, reduzindo o pico de cheia efluente de 370 $m^3/s$ para 250 $m^3/s$.

Outro objetivo principal da barragem proposta é garantir a segurança hídrica, para abastecimento de água aos municípios de Botuverá, Brusque, Itajaí e Balneário Camboriú, através da acumulação de volume suficiente para regularização de vazões e garantia das necessidades de água para abastecimento destes.

Para tanto, os estudos indicaram, a partir das análises de projeções de demanda dos respectivos serviços municipais de abastecimento, e da disponibilidade hídrica na bacia, a existência de potencial, no rio Itajaí Mirim, na seção de barramento, para regularização de uma vazão de 3,62 $m^3/s$, que corresponde a 100% da vazão total necessária para abastecimento destes municípios até o horizonte de 2027. Para garantir a regularização desta vazão, dimensionou-se um volume útil total de armazenamento de 3,7 $hm^3$ (3.700.000 $m^3$).

Este critério se mostra de grande importância, que pode ser ressaltada pelos seguintes fatores:

- o rio Itajaí Mirim, na seção de implantação da barragem, se apresenta com qualidade da água superior à media do rio como um todo, principalmente quando

comparada com o trecho a jusante da cidade de Brusque, com elevada concentração de Oxigênio Dissolvido (superior a 7,0 mg/L), pH em torno de 7,5 na região de Botuverá, e acima de 7,0 na região de Vidal Ramos; sua condutividade média de 0,10 mS/cm; e material particulado em suspensão em torno de 30 mg/L, garantindo assim a disponibilidade de água de qualidade superior, com resultado na economicidade dos tratamentos para adequação aos critérios de qualidade para abastecimento urbano;

- as escassas disponibilidades de água na região, em condições de aproveitamento, já estão apropriadas pelos diversos tipos de usos, ocorrendo, inclusive, conflitos de interesse pela utilização da mesma, nos períodos de estiagem;
- o manancial se encontra em condições topográficas favoráveis, com ponto de captação acima da elevação 95 m, permitindo conduzir as águas captadas para a maior parte da área beneficiada por gravidade;
- o armazenamento de água no reservatório possibilitará, além do abastecimento à população alvo do projeto 1.410.000 (em 2.027 - final do Plano), resolver o problema de interesses conflitantes pelo uso da água entre os municípios que se beneficiam da água do rio Itajaí Mirim.

O reservatório foi ainda provido de volume de espera para acumulação de sedimentos, considerando vida útil de 100 anos sem necessidade de dragagem. Este volume, denominado volume morto, está abaixo da cota de tomada de água para o sistema de abastecimento.

As comportas foram adequadamente posicionadas para, em operação conjunta com o sistema de alerta associado ao radar meteorológico de Lontras, permitir o esvaziamento preventivo do volume útil de armazenamento, de modo a incrementar o volume de espera do reservatório, e assim proporcionar maior proteção para o vale a jusante.

A principal estrutura integrante do projeto é a barragem, que juntamente com o vertedouro, tem a função de proporcionar as condições adequadas para armazenamento das vazões naturais afluentes, atingindo os dois objetivos principais do projeto, quais sejam a regularização de vazões para abastecimento das necessidades de água no vale a jusante (e na vizinha cidade de Balneário Camboriú), e a criação de um volume de espera para amortecimento de 15.700.000 $m^3$ de água proveniente das vazões naturais afluentes a montante do barramento.

Adicionalmente, o esquema de barragem e vertedouro selecionado deverá apresentar condições adequadas para passagem da cheia natural afluente, com tempo de recorrência de 1:10.000 anos, sem qualquer risco de dano da estrutura.

Como benefícios adicionais, tem-se ainda:

a) Proteção das florestas localizadas nas escarpas no Parque Nacional do Itajaí, a montante, em função do impedimento de acesso; e

b) Criação de um lago artificial, com vantagens de ordem cênica, em relação à piscicultura, etc.;

c) A possibilidade de desenvolvimento futuro do potencial hidrelétrico do barramento, com capacidade para, sem nenhum prejuízo para os usos prioritários de controle

de cheias e reserva de água para abastecimento, instalação de equipamentos de geração de até 1 MW em capacidade pico.

Assim sendo, a Barragem de Botuverá, além dos enormes benefícios de ordem social, representados pela garantia do abastecimento de água às populações urbanas situadas nas cidades contempladas, assegurará também, o desenvolvimento regional, visto que a disponibilidade hídrica é fator imprescindível para o incremento das atividades econômicas desenvolvidas tanto no meio urbano como rural.

## 3.3. Estudos antecedentes

### 3.3.1. Concepção geral das intervenções no Itajaí Mirim

O Rio Itajaí Mirim é o principal afluente do Rio Itajaí, está localizado a montante da cidade de Itajaí e seu canal tem largura variável entre 50 m e 80 m. Próximo a sua foz, Município de Itajaí, este rio é dividido em dois braços: Canal retificado (obra implantada para escoamento rápido das enchentes) e Mirim antigo, os quais, logo antes da confluência com o Rio Itajaí-Açu, confluem novamente.

O presente texto tem como objetivo apresentar as soluções propostas, pela Equipe de Estudo da JICA, para os problemas de inundações registrados na bacia do Rio Itajaí Mirim.

De acordo com a JICA, o segmento correspondente ao canal antigo do Rio Itajaí Mirim possui falta de escoamento, mesmo com enchente com tempo de recorrência menor que 5 (cinco) anos. Por este motivo, as inundações ocorrem com frequência e, portanto, o grau de urgência para adoção das medidas de enchente é alto.

Já o trecho do canal do Rio Itajaí Mirim, entre a confluência com o rio Itajaí-açu e a jusante da rodovia BR-101, tem a capacidade de escoamento de enchentes com tempo de recorrência inferior a 5 anos (figura abaixo) e no trecho com o canal retificado a capacidade de escoamento de enchente é maior do que 5 anos.

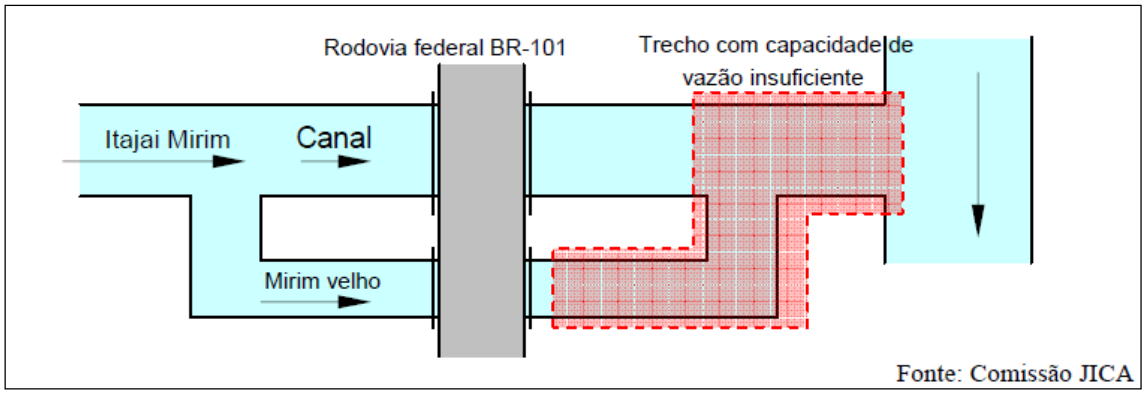
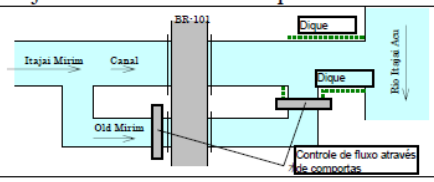
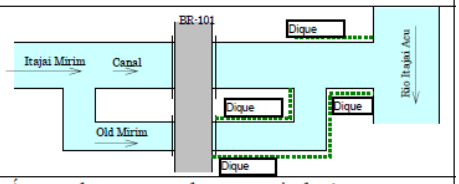



**Figura 3.1 – REPRESENTAÇÃO DO RIO ITAJAÍ MIRIM PRÓXIMO À SUA FOZ[6]**

[6] ibid.

Para o segmento com capacidade de escoamento insuficiente, a JICA propõe dois planos de controles de enchentes, o primeiro trata-se da execução de comportas e dique parcial, e o segundo diz respeito à execução de diques totais. No entanto, para a implantação de diques totais o custo social é muito alto, devido a necessidade de desapropriações de uma grande quantidade de residências, localizadas junto as margens do rio.

| Medidas Alternativas | Comportas + Diques parciais | Diques totais |
|---|---|---|
| Sumário | Proteger com diques o trecho de 1 km antes da confluência com o rio Itajaí-açu e controlar o refluxo no canal antigo do rio Itajaí Mirim através de comportas. | Proteger com dique antes da confluência com o rio Itajaí-açu e todo o trecho do canal antigo do rio Itajaí Mirim até a jusante da rodovia BR-101. |
| Layout |   |   |
| Custo | Claramente vantajoso sob o ponto de vista de custo, pois a área de terreno para a desapropriação é menor. | Área urbana a ser desapropriada é extremamente extensa, e há muitas pontes a serem reconstruídas (7 locais) por causa dos diques. É nítida sua desvantagem sob o ponto de vista de custo. |
| Impacto social | Poucas habitações a serem reassentadas, com menor impacto social. | Por serem diques em regiões urbanas, é muito grande o número de habitações a serem reassentadas e o seu impacto social é significativo. |
| Impacto sobre o ambiente natural | Não há impactos significativos. Por causa do fechamento das comportas na cheia, é preciso atentar-se aos seus efeitos neste período. | Não há impactos significativos. |
| Avaliação | É apropriada como plano a ser adotado. | É inadequado como plano de controle devido ao grande impacto social e pela desvantagem sob o ponto de vista de custo. |

Fonte: Equipe de Estudo de JICA

**Figura 3.2 – AVALIAÇÃO DOS PLANOS DE CONTROLE DE ENCHENTES NO RIO ITAJAÍ MIRIM PARA ENCHENTE DE 5 ANOS DE RETORNO [7]**

**Quadro 3.1 – ESPECIFICAÇÃO DAS COMPORTAS E DIQUES (PARA CADA PLANO DE ENCHENTES)**

| ESCALA DE ENCHENTE | | 5 ANOS | 10 ANOS | 25 ANOS | 50 ANOS |
|---|---|---|---|---|---|
| Comportas a montante | Número de comportas | 4 comportas | | | |
| | Largura da comporta | 10m | | | |
| | Altura da comporta | 4,1 m | 4,5 m | 4,9 m | 5,3 m |
| | Largura total das comportas | 61 m | | | |
| Comportas a jusante | Número de comportas | 4 comportas | | | |
| | Largura da comporta | 10m | | | |
| | Altura da comporta | 3,0 m | 3,3 m | 3,6 m | 4,0 m |
| | Largura total das comportas | 61m | | | |
| Altura do dique* | Margem esquerda | 0,6 m | 0,8 m | 1,3 m | 1,7 m |
| | Margem direita | 1,0 m | 1,3 m | 1,7 m | 2,1 m |

Obs.: *A altura do dique indica a altura a partir do terreno da seção transversal IMa. Fonte: Equipe de Estudo de JICA

[7] Fonte: ibid.

Segundo o estudo apresentado pela JICA, a capacidade de escoamento do canal antigo do rio Itajaí Mirim é baixa, as altitudes das duas margens são baixas, portanto, está propensa a inundação durante enchentes. Este estudo sugere a instalação de comportas em dois locais, uma na montante da rodovia BR-101 e outra na jusante, antes da confluência do canal antigo com o canal do rio Itajaí Mirim, para controlar a vazão afluente que vem da montante do rio Itajaí Mirim e o refluxo do rio Itajaí-açu. A elevação da crista das comportas da montante e da jusante foi determinada, considerando a altura da borda livre estabelecido através do cálculo do nível da água de enchente provável.

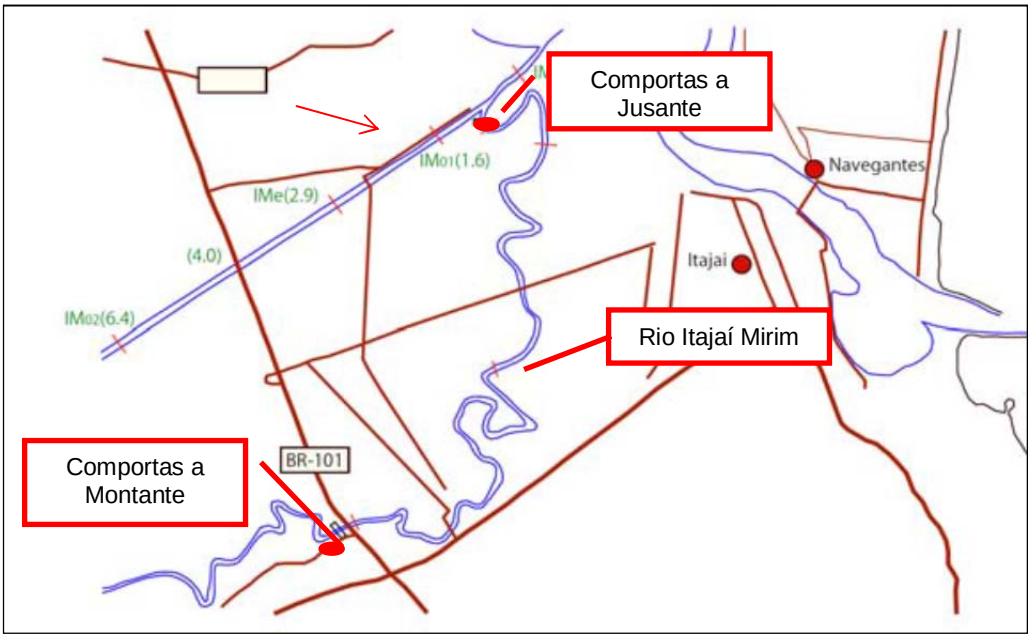
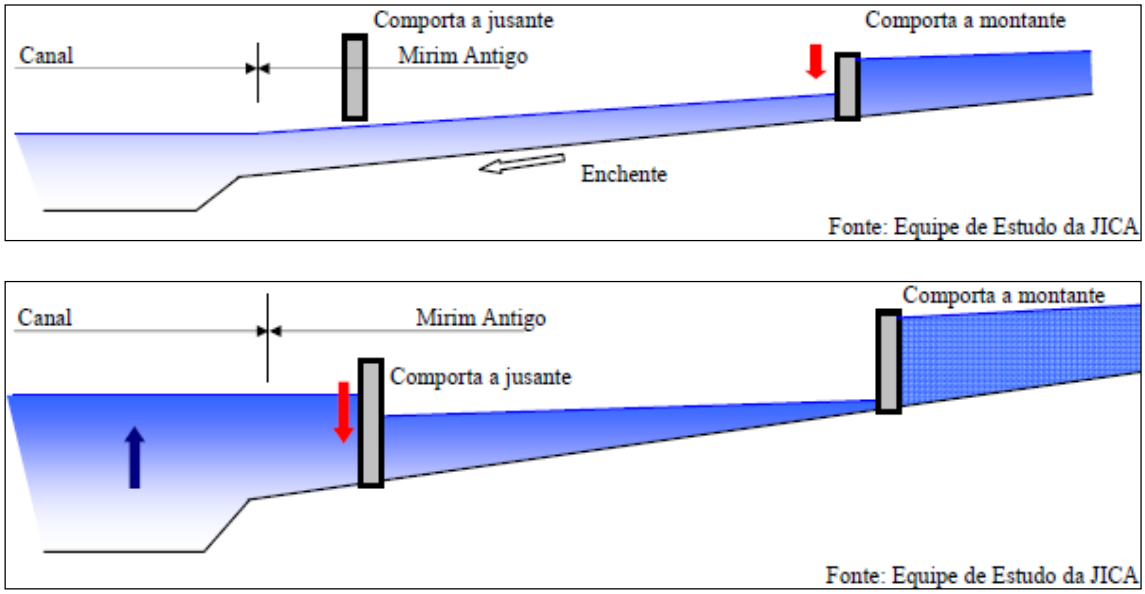



**Figura 3.3 – REPRESENTAÇÃO DAS COMPORTAS PROPOSTAS NO RIO ITAJAÍ MIRIM** [8]




[8] Fonte: ibid.

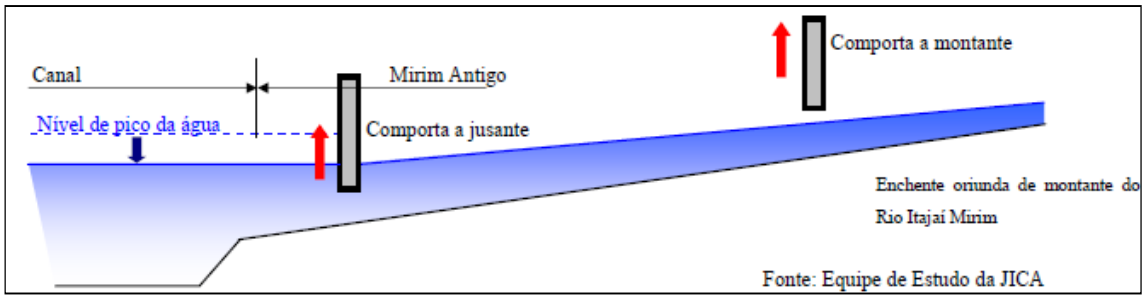



**Figura 3.4 – REPRESENTAÇÃO DO ESQUEMA DE CONTROLE DAS COMPORTAS[9]**

As obras de melhoramento fluvial, propostas pela JICA, incluem também, a construção de diques com extensão aproximada de 950m, em ambas as margens do canal retificado do Rio Itajaí Mirim, começando no encontro com o Rio Itajaí-açu até o encontro com o canal antigo do Rio Itajaí Mirim. Para a realização desta obra faz-se necessária a reconstrução de uma ponte existente sobre o canal.

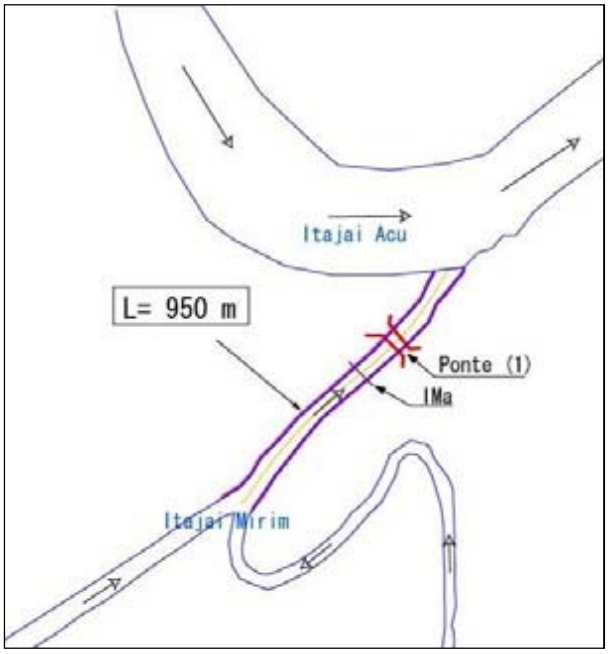



**Figura 3.5 – REPRESENTAÇÃO DO TRECHO A RECEBER MELHORAMENTO FLUVIAL E REPRESENTAÇÃO DE PONTE A SER RECONSTRUÍDA [10]**

[9]Fonte: ibid.

[10]Fonte: ibid.

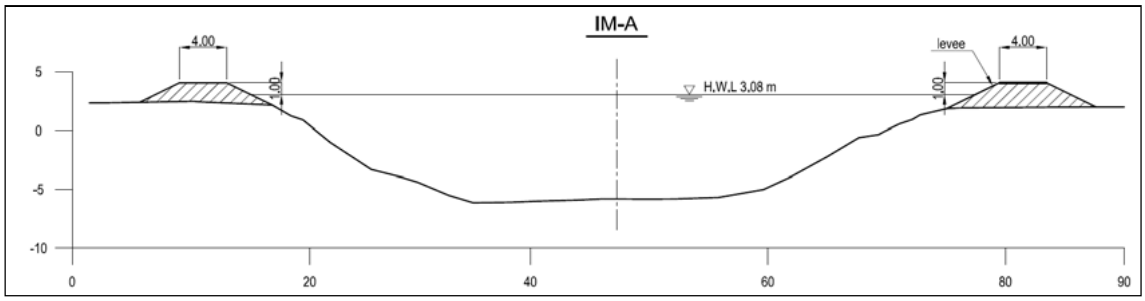



**Figura 3.6 – REPRESENTAÇÃO DO DIQUE A SER CONSTRUÍDO [11]**

No Rio Itajaí Mirim, incluindo o trecho da cidade de Brusque, a capacidade de escoamento é insuficiente, mesmo com o canal retificado dentro da cidade de Itajaí. Haverá necessidade de construir nova barragem de contenção a montante de Brusque.

[11] Fonte: ibid.

### 3.3.2. Projeto de construção de barragem a montante de Brusque

De acordo com a JICA, na ocasião de uma enchente, com tempo de retorno de 50 anos, a construção das comportas e do segmento em dique não será capaz de escoar a vazão solicitante no canal retificado do Rio Itajaí Mirim, sendo, portanto, necessária uma solução complementar.

A solução complementar apresentada pela equipe da JICA seria a construção de uma barragem no Rio Itajaí Mirim, localizada à montante da cidade de Brusque, sendo esta capaz de controlar a vazão do rio de maneira que a solução de comportas e dique possa funcionar perfeitamente. A equipe da JICA atribuiu as seguintes características para a barragem a ser construída no Rio Itajaí Mirim:

**Quadro 3.2 – ESPECIFICAÇÃO BÁSICA PARA CONSTRUÇÃO DE BARRAGEM NO RIO ITAJAÍ MIRIM[12]**

| ITEM | | ESPECIFICAÇÃO | OBSERVAÇÃO |
|---|---|---|---|
| Especificação do projeto | Area da bacia | 630km$^2$ | A montante da cidade de Botuverá |
| | Volume máximo da vazão afluente | 370m$^3$/s | |
| | Volume máximo de descarga | 250m$^3$/s | Vazão reguladora: 120m$^3$/s |
| | Volume de contenção | 15.700.000m$^3$ | |
| Especificação da instalação | Altura da barragem | 34,2m | |

A equipe da JICA concluiu que a construção da barragem do Rio Itajaí Mirim deveria estar situada à montante da cidade de Brusque, no entanto, os mapas topográficos na escala 1:10.000 são absolutamente necessários para a analise mais criteriosa do provável local de implantação desta barragem.

Uma representação do barramento a ser construído é apresentada pela equipe da JICA, estando esta representação exposta à continuação:

[12] Fonte: Equipe de Estudo da JICA.

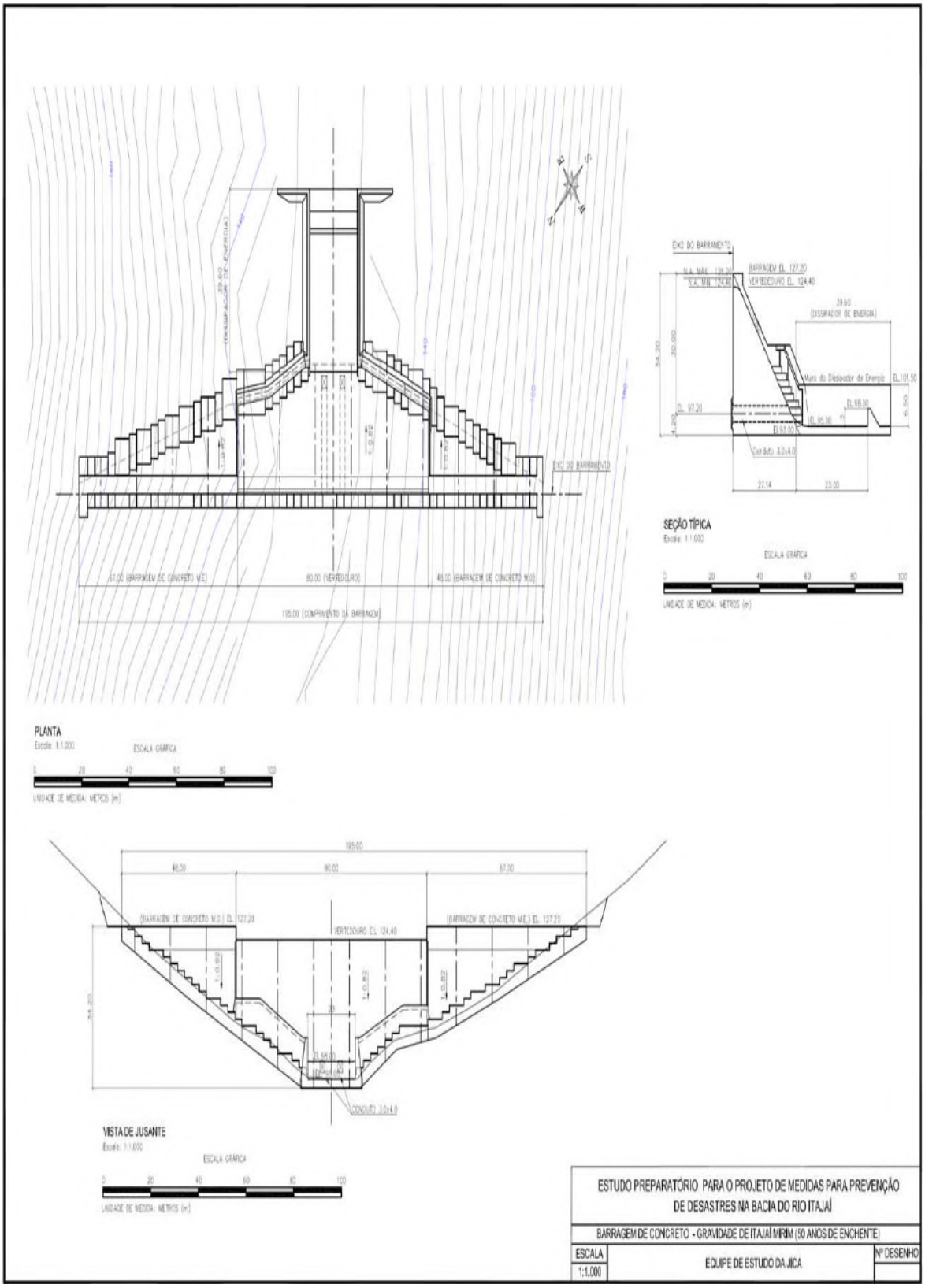



**Figura 3.7 – REPRESENTAÇÃO DA BARRAGEM A SER CONSTRUÍDA NO RIO ITAJAÍ MIRIM**

## 3.4. Estudos complementares

As catástrofes naturais ocorridas na bacia do rio Itajaí Açu em 2008 reforçaram a urgência de implantação imediata das obras de melhoramento fluvial previstas no Master Plan executado para a bacia do rio Itajaí Açu (incluindo entre seus afluente o rio Itajaí Mirim).

Assim sendo, a DEFESA CIVIL elaborou um plano para retomada das atividades de planejamento e atualização dos projetos visando sua implantação no menor prazo possível.

Para tanto, foram desenvolvidas, no âmbito do contrato para a elaboração deste Projeto, as seguintes atividades principais:

- Revisão e Complementação dos Estudos Básicos, envolvendo reavaliação de demandas, complementação e materialização dos levantamentos topográficos, revisão dos estudos hidrológicos e investigações geotécnicas complementares;
- Estudo de Alternativas, visando otimizar a solução preconizada para as estruturas de controle em concreto armado do barramento;
- Elaboração do Projeto Básico, envolvendo: o Projeto Geotécnico dos Maciços (análise de estabilidade, estudos de percolação, tratamento das fundações, seções transversais, filtros, proteções, instrumentação, etc.); Projeto Hidráulico das estruturas de controle em concreto armado e do coroamento dos maciços (vertedouro livre de superfície, descarregadores de fundo, túnel de desvio, bacia de dissipação, canal de restituição e obras de tomada d'água); Projeto Eletromecânico (acionamentos elétricos, iluminação, suprimento de energia, comportas, grades, tubulações, válvulas, etc.); Projeto das Obras Complementares (implantação geral, urbanização, cercas, prédios, etc.); Canteiro de Obras e Planejamento Executivo (etapas construtivas, cronograma físico etc.).

Dessa forma, dispõe-se dos elementos técnicos necessários para a materialização da barragem, de acordo com a concepção final do Projeto, descrita a seguir, e sintetizada na respectiva Ficha Técnica.

## 3.5. Concepção geral da barragem

A partir dos estudos básicos desenvolvidos em etapas anteriores do Projeto e considerando novos dados, informações e serviços de campo realizados para permitir o detalhamento das obras, foi concebida a Barragem de Botuverá, conforme a seguir descrito.

Na seleção do eixo final de barramento, buscou-se, com base nas informações topográficas e geológicas existentes, a identificação da seção que proporciona maior economia de materiais, respeitando-se as condicionantes topográficas, geológicas e geotécnicas da fundação.

O barramento é do tipo gravidade, e é constituído por uma estrutura em concreto gravidade, a ser executada com C*oncreto Compactado com Rolo – CCR.* No trecho central do rio, sobre a crista do barramento, estará localizado o vertedouro de soleira livre, por onde serão descarregadas as enchentes. Encontram-se também posicionados no

barramento, no segmento sobre a margem direita do rio Itajaí Mirim, os equipamentos hidromecânicos da tomada de água e os descarregadores de fundo.

A tomada de água será dotada de duas tubulações adutoras, em aços, de diâmetro interno de 950 mm, que atravessarão o maciço da barragem. Nas extremidades de jusante estarão instaladas as válvulas dispersoras, de acionamento manual e eletromecânico, as quais produzirão um jato de água em forma de cone, com objetivo de dissipação de energia.

## 3.6. Ficha técnica do projeto

### 3.6.1. Informações gerais

- Localização:

Município de Botuverá, no vale do rio Itajaí Açu, Estado de Santa Catarina, a 14 km da cidade de Botuverá.

- Objetivos: abastecimento urbano de água;

amortecimento de cheias;

manutenção da vazão ecológica no rio Itajaí Mirim;

desenvolvimento sócioeconômico regional.

- Bacia Hidrográfica:
  área de drenagem na seção de barramento: .....630 km²

- Desnível dos limites da bacia até a seção de barramento: .....910 m

- Vazões[13]:

  média: .....14,20 m³/s

  máxima:.....110,70 m³/s

  mínima: .....2,80 m³/s

- Lago de Acumulação

  nível de água máximo normal de reserva: .....cota 107,30 m

  nível de água máximo normal – crista da soleira do vertedouro: ...cota 122,30 m

  volume útil acumulado:.....3,70 hm³

  volume "morto":.....0,80 hm³

[13] Nota: vazões médias mensais características.

volume total:.....20,20 hm³

áreas inundadas:

nível de água normal de reserva:.....44 ha

nível de água máximo normal (elevação da crista da soleira do vertedouro):

.....113 ha

vazão regularizada média mensal

consumo doméstico: .....3,61 m³/s

### 3.6.2. Túnel de desvio do rio

- Posicionamento:.....margem direita
- Seção transversal:..... arco-retângulo, escavada em rocha
- Dimensões: .....6,25 m x 6,25 m
- Comprimento:.....251,33 m
- Dispositivo de controle: .....comportas vagão no emboque (montante)
- Número de comportas vagão: .....2 unidades
- Dimensões do vão livre: .....3,13 m x 6,25 m
- Número de comportas ensecadeiras:.....2 unidades
- Dimensões do vão livre: .....3,13 m x 6,25 m

### 3.6.3. Características da barragem

- Tipo: .....barragem do tipo gravidade
- Material de composição da barragem: .....concreto compactado com rolo - CCR
- Comprimento da crista

Trecho não vertente:.....105,45 m

Trecho da soleira vertente:.....33,00 m

Total:.....138,45 m

- Altura máxima sobre a fundação:.....40,80 m
- Altura máxima sobre o leito natural do rio: .....36,30 m

- Cota de coroamento

Barragem de concreto:.....127,30 m

Barragens de enrocamento (montante / jusante) .....104,00 / 98,80 m

### 3.6.4. Vertedouro de soleira livre

- Tipo: ..... soleira livre incorporada à crista da barragem, com perfil Creager
- Calha de descarga: ..... em degraus
- Comprimento total: ..... 33 m
- Elevação da crista da soleira vertente:..... 122,30 m
- Nível de água máximo maximorum (TR = 10.000 anos): ..... 126,50 m
- Vazão de dimensionamento: ..... 643 $m^3/s$
- Borda livre: ..... 0,8 m

### 3.6.5. Descarregador de fundo

- Tipo: .....controlado
- Dispositivo de controle: .....comportas vagão
- Número de comportas:.....2 unidades
- Seção transversal:.....2,25 m x 2,25 m
- Calha de descarga: ..... adufa no corpo da barragem
- Dissipação de energia:..... bacia de dissipação a jusante
- Elevação da soleira: ..... 98,60 m

### 3.6.6. Tomada de água

- Posicionamento:.....margem direita
- Comportas ensecadeira (de manutenção) da tomada:

dimensões:.....1,45 m x 1,45 m

quantidade: .....2 unidades

acionamento:.....eletromecânico com talha

- Válvulas dispersoras:

material: .....aço

quantidade: ..... 2 unidades

diâmetro: .....950 mm

acionamento:.....hidráulico com servomotor

vazão de dimensionamento (conjunta):.....3,61 m³/s

- Tubulação adutora

material: .....aço

diâmetro nominal:.....950 mm

comprimento: .....29,00 m

vazão de dimensionamento: .....4,50 m³/s

posicionamento: .....incorporada no maciço de concreto

### 3.6.7. Obras complementares

- Sistema viário

remanejamento de estradas existentes;

estradas novas;

- Energia elétrica

remanejamento de redes em AT existentes

redes adicionais de suprimento

subestação transformadora

### 3.6.8. Principais quantitativos de materiais e serviços (s/ contingência)

Escavação comum:.....57.088 m³

Escavação em rocha a céu aberto:.....7.753 m³

Escavação em rocha subterrânea:.....7.832 m³

Aterro compactado:.....36.476 m³

Enrocamento + transição: .....4.500 m³

Concreto convencional:.....13.375 m³

Concreto compactado com rolo: .....44.940 m³

Cimento:.....12.760 t

Aço:.....495 t

Escavação de rocha em jazida: .....35.418 m³

# CAPÍTULO 4 – DESENVOLVIMENTO DO PROJETO BÁSICO

# 4. DESENVOLVIMENTO DO PROJETO BÁSICO

## 4.1. Descrição geral do Projeto

O detalhamento do projeto contemplou os critérios, de dimensionamento, detalhamentos construtivos e especificações correspondentes, necessários à perfeita compreensão das obras propostas, permitindo sua execução dentro da melhor qualidade técnica e sob os menores custos.

Para tanto, foram detalhados o projeto geotécnico do maciço de barramento previsto, contemplando avaliação das fundações, pesquisa de materiais de construção adequados e disponíveis, análises de estabilidade, estudos de percolação, tratamento de fundações, concepção de ensecadeiras, sistemas de proteção e drenagem, e instrumentação, os quais embasaram a concepção das seções transversais e os detalhes específicos projetados.

Os elementos de projeto foram verificados em campo, através de visitas da equipe técnica do Consórcio IGUATEMI – KL ao local das obras, em muitas ocasiões com participação de representantes da DEFESA CIVIL de Santa Catarina, o que possibilitou um contato direto com as condições vigentes no sítio de barramento e adjacências, e, ainda, permitiu a análise de todos os serviços de campo e laboratório efetuados.

O projeto hidráulico das estruturas de controle que compõem o barramento, realizado com base nos estudos hidrológicos e no conhecimento das características e necessidades da área de inserção das obras, compreendeu o dimensionamento e o detalhamento construtivo do vertedouro, do desvio do rio, das estruturas de dissipação a jusante, da estrutura de tomada de água e dispositivos de captação.

Para o correto dimensionamento de todas essas estruturas, foi analisada a questão das demandas e alcances do projeto, foram computadas as vazões afluentes à seção de barramento e avaliadas as cotas de coroamento, tanto das obras de ensecamento como do maciço da barragem em concreto.

O projeto eletromecânico contemplou o pré-dimensionamento e o detalhamento de todos os equipamentos necessários à operação da barragem, compreendendo comportas, grades, tubulações, válvulas e registros, entre outros, além dos dispositivos de acionamento correspondentes, de içamento, fontes de suprimento de energia elétrica e projeto de iluminação, remanejamento da linha de energia existente e projeto de redes adicionais.

O remanejamento do sistema viário local e regional, e a interligação, com este, dos acessos e vias obrigatórias a serem executados, foi motivo de um estudo preliminar, realizado sobre a cartografia disponível, e, devido à sua complexidade, deverá ser objeto de contrato específico, a ser avaliado e desenvolvido em tempo hábil para permitir a implantação dos acessos e relocações necessários por ocasião do início das obras de implantação da barragem.

O Projeto apresenta, também, como sugestão, uma concepção do canteiro de obras, que poderá subsidiar as empresas empreiteiras na elaboração de seu plano de trabalho, nas etapas de licitação para construção das obras.

O estabelecimento de uma concepção para a implantação do canteiro de obras foi, também, fundamental para a definição do planejamento e a definição da sequência construtiva, bem como para o estabelecimento de fluxos e movimentação de materiais, cuja visualização, associada à de implantação geral e acessos, permitiu estabelecer as menores distâncias de transporte a serem percorridas.

Complementando os detalhamentos efetuados, o projeto aborda, ainda, o planejamento executivo das obras, o qual compreende a discriminação das etapas construtivas, os principais procedimentos e dificuldades previstos em cada uma delas, uma relação preliminar dos equipamentos necessários e o Cronograma Físico, que determina a interligação entre as etapas e a sequência temporal de execução das obras.

A exposição apresentada neste Capítulo é ilustrada graficamente pelos desenhos incluídos no Volume 2 - Desenhos, e complementada pelos demais Volumes integrantes do Relatório de Projeto.

## 4.2. Arranjo geral das estruturas

A barragem/vertedouro será construída em concreto compactado a rolo - CCR, com 36,30 m de altura máxima sobre a fundação no leito do rio, com crista na elevação 127,30 m na seção não vertente, e 138,45 m de extensão total da crista. O vertedouro de soleira livre estará localizado no vão central da barragem, com extensão total de 33 m na elevação 122,30 m, e descarregador de fundo com comporta do tipo segmento, incorporado ao corpo da barragem, com 2,25 m de altura e 2,25 m de largura.

Para a construção da barragem em CCR, o rio será desviado pela sua margem direita, através de um túnel de desvio com seção arco-retângulo de 6,25 m de diâmetro, dimensionado para uma cheia de 5 anos de recorrência, considerada adequada para a construção da barragem em CCR.

Ao pé da barragem, sobre a margem direita do rio Itajaí Mirim, estará a estrutura que abrigará a válvula dispersora, para a passagem da vazão regularizada de 3,62 $m^3/s$, para a qual o volume de armazenamento foi dimensionado. Esta mesma estrutura poderá, futuramente, receber um grupo turbina-gerador, com capacidade estimada de 1,00 MW, considerando o turbinamento da vazão regularizada e parte das vazões excedentes.

## 4.3. Detalhamento do Projeto

### 4.3.1. Túnel de desvio

Para a construção da barragem no leito do rio Itajaí Mirim, será construído um túnel de desvio, escavado em rocha, na margem direita do rio, com aproximadamente 250 m de extensão, com seção transversal arco retângulo, dimensões mínimas de 6,25 m de altura por 6,25 m de largura, sendo prevista a regularização do piso, em toda sua extensão, e revestimento com concreto projetado em toda sua extensão.

O túnel (e as ensecadeiras de montante e jusante) está dimensionado para escoamento da cheia de tempo de recorrência de 5 anos.

O emboque do túnel de desvio será dotado de uma estrutura em concreto gravidade, dotada de dois conjuntos de comportas, para fechamento do desvio e posterior enchimento do reservatório.

O fechamento será feito através das duas comportas vagão, corta-fluxo, que serão fechadas alternadamente, de modo a encerrar o escoamento através do túnel de desvio e iniciar o enchimento do reservatório.

Após o fechamento das comportas vagão, serão removidas as hastes de manobra, e em seguida, fechadas as ranhuras correspondentes às comportas vagão na plataforma da estrutura de emboque.

Em seguida, serão baixadas as comportas ensecadeiras, que terão duas funções principais: permitir a inspeção e manutenção das ranhuras das comportas vagão antes da operação de fechamento, e permitir a remoção (e posterior reaproveitamento) das comportas vagão, após o tamponamento do túnel.

Imediatamente após o fechamento das comportas, será executado o tamponamento do túnel de desvio, com preenchimento em concreto em toda a seção transversal do túnel, em extensão a ser definida no projeto executivo, de modo a garantir o fechamento em definitivo da estrutura após a conclusão da obra do barramento.

Após a conclusão da obra, o túnel será tamponado em concreto, na seção correspondente ao eixo do barramento, numa extensão mínima de 15 m.

### 4.3.2. Ensecadeiras

Prevê-se a necessidade de construção de ensecadeiras, nos seguintes estágios de implantação das obras da barragem principal, a seguir descritos:

- 1ª Fase: construção do túnel de desvio
- 2ª Fase: desvio do rio e alteamento do maciço

A ensecadeira da 1ª Fase é necessária para o ensecamento da área em que será construído o túnel de desvio do rio. Esta ensecadeira se desenvolve na margem direita, em forma de semicírculo, longitudinal ao leito do rio, na seção correspondente ao emboque do túnel de desvio. Da mesma forma, deverá ser mantido um septo natural a jusante da seção de escavação do desemboque do túnel de desvio, até a conclusão total da escavação e tratamentos do túnel.

Após a construção da estrutura do emboque do túnel de desvio, prevê-se a remoção total da ensecadeira de 1ª Fase, e o desvio do rio para o túnel.

As ensecadeiras da 2ª Fase se desenvolverão transversalmente ao leito do rio, nas seções indicadas, e permitirão ensecar o recinto formado entre elas, para a construção da barragem e demais estruturas no leito do rio.

As ensecadeiras serão construídas com cascalho e material impermeável (solo), aproveitando-se das disponibilidades locais. As seções típicas das ensecadeiras são apresentadas no Caderno de Desenhos.

Considerando que as ensecadeiras são temporárias e serão removidas, o cascalho poderá ser compactado sem controles rigoroso. A impermeabilização deverá ser feita com o solo "menos nobre" encontrado nas proximidades, ou seja, solo residual existente em abundância nas escavações obrigatórias.

Em princípio, prevê-se que o cut-off será necessário nos trechos em que o rio estiver mais próximo, isto é, nos trechos inicial e final da ensecadeira. Nesses trechos, a espessura do enrocamento de proteção da vedação deverá ter uma espessura mínima de 1,0m.

#### 4.3.2.1.Dimensionamento

As estruturas de desvio do rio estão dimensionadas para proteção das áreas ensecadas para a execução das obras principais por ocasião da passagem da cheia de 5 anos de tempo de recorrência, com borda livre de 1 m nas ensecadeiras

Para tanto, a ensecadeira de montante terá coroamento na elevação 104,50 m, enquanto que o da ensecadeira de jusante estará na elevação 100,00 m.

#### 4.3.2.2.Cordões de enrocamento

O lançamento inicial das ensecadeiras se fará com cordões de enrocamento, até a elevação cerca de 1 (um) metro acima do nível da água, criando assim a condição necessária para o lançamento do material de transição de impermeabilização da seção transversal da ensecadeira.

#### 4.3.2.3.Seção impermeável

A seção impermeável das ensecadeiras, que se constitui no elemento de vedação do zoneamento do maciço, será composta de aterro compactado em solo, obtido das escavações obrigatórias, e caso necessário, de jazidas no entorno da área de implantação da barragem.

#### 4.3.2.4.Proteção dos taludes

Os taludes das ensecadeiras serão protegidos com uma cada de enrocamento, do tipo rip rap, com cerca de 1 m de espessura, a fim de evitar danos às camadas de transição e em solo, nas ocasiões em que o nível da água externo se eleve.

#### 4.3.2.5.Transições filtrantes

As transições filtrantes são camadas constituídas de material com características e granulometria apropriadas, situadas entre o núcleo argiloso e os espaldares em cascalho, destinadas a impedir a migração do material fino do núcleo para o cascalho grosseiro e consequentemente a fuga do material argiloso (piping).

Nos trechos de ombreira das ensecadeiras, em que se têm fundação em solo sob o cascalho compactado do espaldar interno, também é necessário prever transições

filtrantes, pelas mesmas razões. Neste caso, as transições formarão uma camada drenante da fundação.

#### 4.3.2.6.Tratamento do coroamento do maciço

Na parte superior dos maciços das ensecadeiras, sobre o topo da camada impermeável argilosa, o Projeto prevê a colocação uma camada de cascalho selecionado, numa espessura de 1,00 m.

Tendo em vista que os topos das ensecadeiras poderão servir de caminho de acesso à margem esquerda do rio, deverão ser compactados com no mínimo 100% da energia do Proctor Intermediário.

### 4.3.3. Barragem e vertedouro em CCR

A barragem, com vertedouro de soleira livre incorporado à sua crista na seção central sobre o leito do rio, será construída transversalmente ao leito do rio Itajaí Mirim, e apresenta uma seção gravidade em concreto compactado a rolo (CCR), com comprimento total de cerca de 138 m e coroamento na El. 127,30 m. A altura máxima no leito do rio terá cerca de 36 m.

A geometria da barragem corresponde a uma estrutura tipo gravidade, executada com a técnica de CCR até a El. 125,05 m e em concreto convencional desta elevação para cima (na parte não vertente). O paramento de montante é vertical. A face de jusante tem inclinação de 1V:0,75H.

A barragem será construída com concreto compactado a rolo, em camadas com espessura de 0,30m, a ser confirmada posteriormente, em aterros experimentais. Visando melhorar as características de coesão entre camadas de CCR, além de reduzir sua permeabilidade, será lançada uma camada de argamassa de berço com 0,5 a 1,0 cm de espessura.

Os primeiros lançamentos sobre a fundação serão executados com concreto convencional com espessura de 0,50 m, para regularização da superfície do leito rochoso.

Na face de jusante, o maciço ficará confinado por uma zona de concreto convencional, com largura média de 0,35m alteada juntamente com as camadas de CCR.

São previstas juntas de contração a cada 20,00m na laje de concreto convencional da face e a cada 40,00m no corpo do maciço de CCR, coincidentes com as juntas da laje. Na laje da face, a junta será executada por formas convencionais, devendo ser colocadas, em cada uma, duas lâminas de veda-juntas verticais com um dreno de meia-cana entre elas. No maciço de CCR, as juntas serão induzidas através do corte sistemático de cada camada, após sua compactação. O corte poderá ser processado através da cravação de lâminas de aço ou de PVC, com uso de equipamentos vibratórios, cobrindo cerca de 80% da área a ser seccionada.

O sistema de drenagem e inspeção do maciço de CCR contará com duas galerias longitudinais. Estas galerias serão dotadas de sistema de esgotamento das águas

drenadas, por gravidade e por bombeamento. A cortina principal de drenagem será executada através da galeria inferior.

Todos os drenos incorporados na laje de montante descarregarão na galeria de drenagem inferior. Se eventualmente for detectada insuficiência neste sistema de drenagem, as duas galerias longitudinais poderão ser interligadas por cortinas de drenagem suplementares, perfuradas através do corpo do maciço de CCR.

Foi realizada a verificação da borda livre resultante, considerando-se os efeitos produzidos pelo vento no reservatório. As análises foram realizadas considerando-se um vento predominante de 80 km/h, atuando sobre o reservatório.

A caracterização dos traços de CCR, bem como a definição de detalhes e de métodos construtivos do maciço da barragem, serão estabelecidos através de ensaios em aterros experimentais. Preliminarmente, frente aos níveis de tensões esperados para as obras, pode ser definida uma dosagem inicial para o CCR contando com teor de material aglomerante da ordem de 160 kg/m³ distribuídos em 60kg de cimento, 30kg de cinza volante e 70kg de agregado pulverizado (mais fino que 0,074mm). O peso de água poderá variar de 100 a 120 kg e o peso dos agregados (diâmetro máximo de 50 mm) deverá ser da ordem de 2.850kg ambos por m³ de CCR.

O vertedouro constituído por uma soleira vertente descarregará no leito do rio. Foi concebido com capacidade de escoamento da cheia decamilenar com pico afluente de 643 m³/s, com o nível d'água no reservatório na elevação 126,50 m.

A vazão específica máxima na seção de saída do vertedouro será de aproximadamente 20 m³/s/m, para a vazão decamilenar.

O vertedouro deverá ser objeto de estudos de otimização através de ensaios hidráulicos em modelo reduzido, a serem elaborados na fase de projeto executivo.

O perfil da soleira será do tipo Creager, tendo sido projetado de acordo com os critérios sugeridos no "Hydraulic Design Criteria", do U.S. Corps of Engineers.

A carga de projeto é igual a 3 m, para obter melhor eficiência na capacidade de descarga e reduzir as dimensões do vertedouro, dentro ainda de condições favoráveis

De acordo com as investigações geológicas realizadas nas ombreiras, a rocha da calha é de boa qualidade, embora não sejam esperados danos erosivos significativos com o escoamento torrencial da lâmina de água e com a dissipação da energia no próprio leito do rio, está prevista a implantação de bacia de dissipação a jusante da calha do vertedouro.

### 4.3.4. Projeto hidráulico das estruturas que compõem o barramento

#### 4.3.4.1.Cota de coroamento dos maciços

Os estudos para determinação da cota de coroamento da barragem principal e pontos de fuga foram realizados na fase de Estudo de Alternativas supondo diferentes estruturas e

dimensões correspondentes. Descrevem-se a seguir os critérios adotados e os resultados obtidos.

Para a determinação da cota de coroamento (CC) calcularam-se os "free-board" mínimo e normal necessários, a partir da análise dos efeitos de vento no reservatório.

Para tanto, considerou-se a elevação da lâmina da água sobre a crista da soleira vertente, para a cheia de 1.000 anos de tempo de recorrência, e os efeitos do vento.

Por bora livre mínima ($F_{mín}$) entende-se a diferença de altura entre o coroamento do maciço e o nível máximo da água atingido no lago durante a passagem da cheia de projeto, supondo-se o correto funcionamento hidráulico do descarregador de cheias.

Já a denominação borda livre normal ($F_{normal}$) foi dada à diferença de altura entre o coroamento do maciço e o nível d'água normal no reservatório (cota da soleira do vertedouro).

Os estudos realizados indicaram como adequado para o valor da borda livre a provisão de 1,30 m de excesso da elevação da crista do trecho não vertente em relação ao nível da água máximo para a passagem da lâmina de cheia com tempo de recorrência de 1000 anos.

### 4.3.4.2.Tomada de água

#### 4.3.4.2.1.Concepção da obra

A tomada de água da Barragem de Botuverá foi projetada para atender à finalidade de captação de água para utilização pelas concessionárias responsáveis pelo abastecimanto de água para os municípios beneficiados pela regularização de vazões proporcionada pelo reservatório.

A tomada de água projetada consiste nas seguintes estruturas principais em concreto:

- torre de tomada de água incorporada no bloco da barragem de concreto;
- sala para operação da tomada de água localizada no topo da torre com acesso direto a partir da pista;
- tubulações de revestimento, incorporadas no interior da estrutura de concreto, para alimentação da válvula dispersora e da adutora a ser instalada posteriormente pelas concessionárias dos serviços de abastecimento de água.

As tomadas de água serão dotadas de grades para proteção contra a entrada de detritos que possam danificar as válvulas dispersoras, e de comportas ensecadeiras, que quando fechadas, permitirão a manutenção das válvulas dispersoras.

Para a limpeza das grades, está prevista a instalação de dispositivo limpa grades, acionado a partir da casa de comando.

A jusante das comportas ensecadeiras, está prevista uma câmara de medição para tubo "Venturi", onde estarão instalados os equipamentos para avaliação das vazões.

A adução através do maciço da barragem será através de tubulações blindadas em aço, com diâmetros iguais aos Na extremidade de montante da tubulação adutora será instalada uma comporta de manutenção, tipo vagão, capaz de permitir o esgotamento da tubulação adutora e uma possível manutenção da válvula dispersora ou do registro da câmara de manobra.

As comportas ensecadeiras terão dispositivo de BY-PASS para enchimento da tubulação adutora durante a operação de manobra da comporta.

O acionamento desta comporta ensecadeira será feito através da sala de comando na crista da barragem com uso da ponte rolante.

As válvulas dispersoras serão do tipo "Howell-Bunger", com acionamento eletromecânico a partir da sala de comando prevista na crista da barragem.

Logo a jusante das válvulas dispersoras foi projetada uma estrutura de dissipação de energia, para contenção do jato de água.

4.3.4.2.2.Critérios e parâmetros de projeto

Demandas de Projeto para abastecimento de água

Vazão requerida (Alcance: 13 anos, ano 2027):

$Q_{média}$ mensal = 3,62 $m^3/s$

### 4.3.4.3.Órgãos de descarga

4.3.4.3.1.Túnel de desvio

O túnel (e as ensecadeiras de montante e jusante) está dimensionado para escoamento da cheia de tempo de recorrência de 5 anos. Sua curva de descarga é apresentada a seguir.

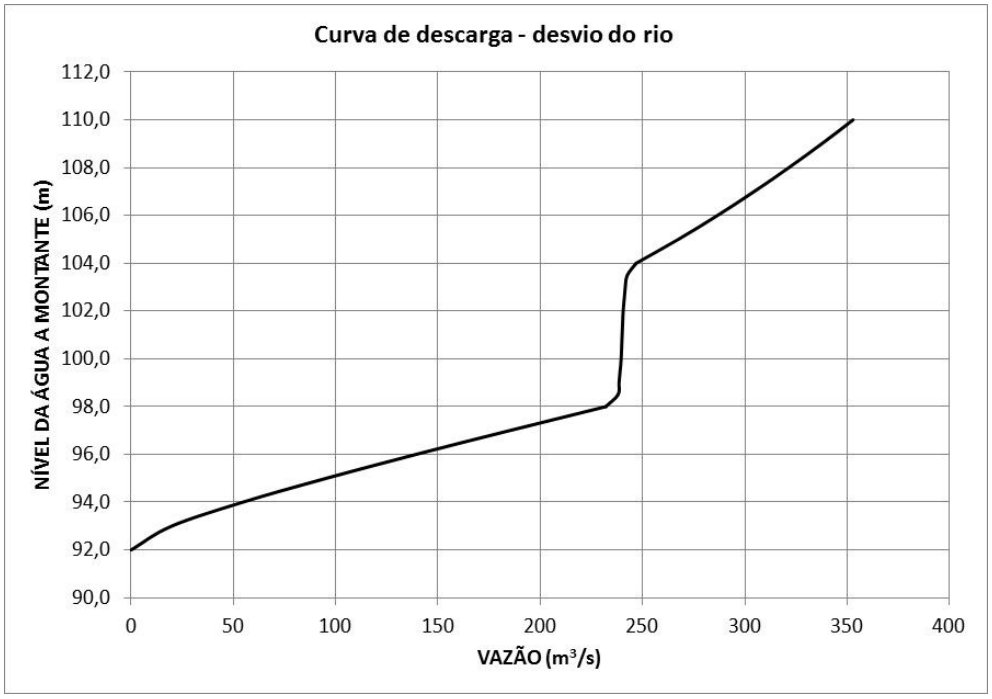



**Figura 4.1 – CURVA DE DESCARGA DO TÚNEL DE DESVIO**

4.3.4.3.2.Vertedouro de soleira livre

O vertedouro de soleira livre terá uma extensão de crista de 33 m, e descarregará as vazões excedentes à capacidade de descarga dos descarregadores de fundo na ombreira direita.

A critério da operação da barragem, poderá atuar de maneira independente dos descarregadores de fundo – caso as comportas permaneçam fechadas – ou em conjunto, caso haja abertura parcial ou total das comportas.

Em qualquer caso, no dimensionamento da borda livre e elevação de coroamento da barragem no trecho não vertente, considerou-se, a favor da segurança, a condição de decarregadores de fundo inoperantes.

Sua curva de descarga é apresentada a seguir.

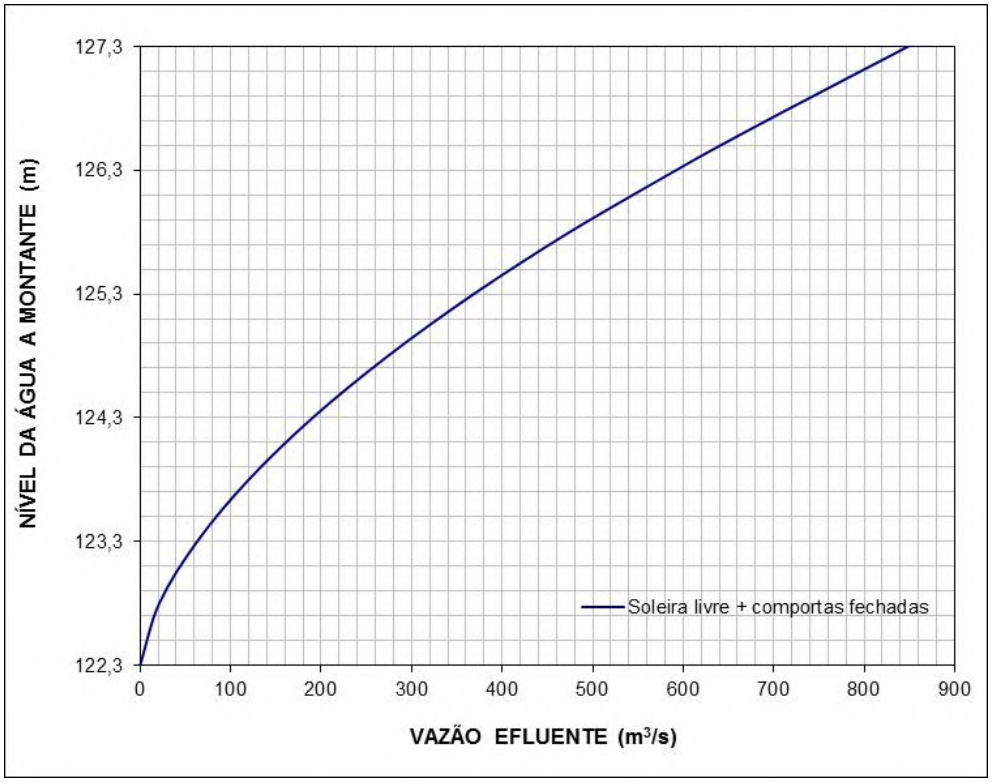



**Figura 4.2 – CURVA DE DESCARGA DO VERTEDOURO DE SOLEIRA LIVRE**

4.3.4.3.3.Descarregadores de fundo

Os descarregadores de fundo terão as seguintes funções:

- controlar o nível de água a montante do barramento para manutenção do volume de armazenamento de água na elevação 107,30 m.a.n.m. (volume útil), para regularização das vazões para abastecimento de água para o vale do rio Itajaí Mirim a jusante;
- permitir o rebaixamento do reservatório até o volume mínimo, de modo a aumentar o volume de espera para acomodação de cheias previstas pelo sistema de previsão e alerta de cheias da Defesa Civil;
- atuar complementarmente ao vertedouro de soleira livre sobre a crista da barragem, para a passagem das cheias de projeto da estrutura.

Poderão atuar em conjunto com a soleira livre, possibilitando assim a redução do nível de água máximo a montante do barramento.

Sua curva de descarga (conjunta) é apresentada na Figura a seguir.

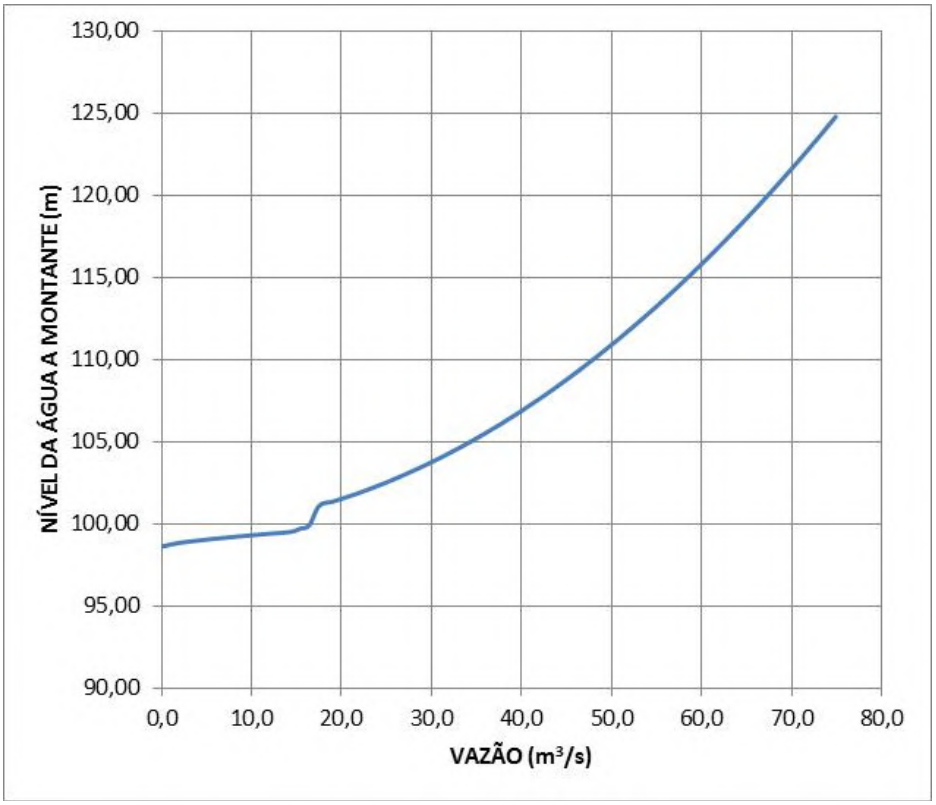



**Figura 4.3 – CURVA DE DESCARGA DOS DESCARREGADORES DE FUNDO**

A curva de descarga conjunta dos descarregadores de fundo e vertedouro de soleira livre operando simultaneamente é apresentada a seguir.

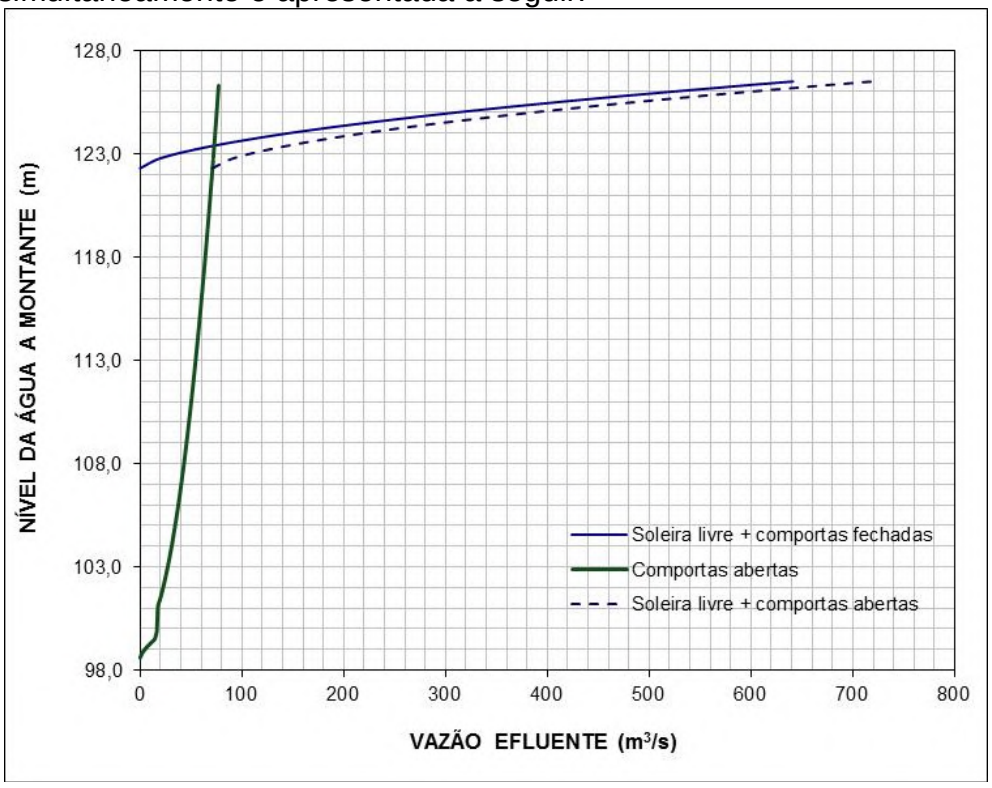



**Figura 4.4 – CURVA DE DESCARGA CONJUNTA – SOLEIRA LIVRE + DESCARREGADORES DE FUNDO**

4.3.4.3.4.Válvulas dispersoras

As válvulas dispersoras serão duas, idênticas, dimensionadas para permitir o escoamento da vazão regularizada com reservatório em seu nível mínimo operacional (situação na qual será necessária a operação simultânea de ambas para garantir a vazão regularizada).

Com reservatório em seu nível máximo normal de armazenamento, será possível operar com apenas uma válvula.

## 4.4. Projeto eletromecânico

### 4.4.1. Equipamentos hidromecânicos

Apresenta-se em continuação o memorial descritivo relativo aos equipamentos mecânicos especificados para a operação da barragem de acordo com o regime hidráulico previsto, bem como das instalações elétricas projetadas.

#### 4.4.1.1.Descrição do conjunto de equipamentos

Fazem parte do pacote de fornecimento de equipamentos hidromecânicos os seguintes equipamentos principais:

a. Desvio do rio:
- comportas vagão do emboque do túnel de desvio;
- comportas ensecadeiras do emboque do túnel de desvio;

b. Casa de comando superior:
- ponte rolante da casa de comando superior;

c. Descarregadores de fundo:
- comportas de ensecadeiras manutenção dos descarregadores de fundo;
- comportas vagão dos descarregadores de fundo;

d. Válvulas dispersoras:
- grades de proteção das válvulas dispersoras;
- limpa grades para remoção de detritos das grades de proteção;
- comportas de ensecadeiras manutenção das válvulas dispersoras;
- tubulação de aço carbono (blindagem), inclusive transição entre seção quadrada e seção circular;
- válvulas dispersoras DN 0,95 m.

As especificações técnicas e as descrições das características técnicas e de funcionamento destes equipamentos são descritas em detalhe no volume “Especificações Técnicas”.

### 4.4.2. Instalações elétricas

As instalações elétricas da Barragem de Botuverá, destinadas à ampliação do sistema de abastecimento de água das cidades beneficiárias do empreendimento, compreendem as seguintes obras:

- remanejamento da rede de distribuição existente;
- ramal de entrada de energia;
- subestação transformadora 30 kVA;
- rede de distribuição de baixa tensão do canteiro e das estruturas temporárias e definitivas;
- instalações elétricas para operação e controle da barragem;
- instalações elétricas da guarita e pórtico de acesso ao terreno da barragem; e
- sistema de iluminação externa.

Descreve-se a seguir o Projeto Básico das instalações elétricas acima citadas sendo o mesmo consubstanciado pelos Desenhos constantes no Volume correspondente.

#### 4.4.2.1.Remanejamento da rede de distribuição existente

Em função do alagamento da região a montante da barragem a ser construída, deverá ser executado pela CELESC, o remanejamento de sua rede de distribuição de energia elétrica existente na área atingida, para continuidade de atendimento dos consumidores que permanecerão a montante da barragem, bem como para o atendimento ao próprio local da obra.

Preliminarmente, sugere-se o deslocamento da rede existente, transferindo-a para o caminhamento indicado, ao longo da nova estrada prevista no contorno da área alagada.

Deverá ser previsto no Projeto de Deslocamento da Rede, a cargo da CELESC, a nova carga decorrente das obras projetadas, bem como o ponto de tomada de energia, previsto no projeto do ramal de entrada de energia no terreno da barragem.

O custo das obras acima referidas deverá ser negociado entre a DEFESA CIVIL e a CELESC, em ocasião oportuna, de forma a viabilizar a execução das obras sem descontinuidade no atendimento aos consumidores interligados ao sistema de distribuição em questão.

#### 4.4.2.2.Ramal de entrada de energia elétrica

O sistema elétrico da barragem será suprido de energia a partir da rede de distribuição primária da CELESC, remanejada conforme o item anterior deste memorial, que passará ao longo da estrada de acesso principal ao terreno da barragem.

O ramal de entrada será trifásico, aéreo, derivando da rede primária em via pública, e seguirá ao longo da via de acesso à barragem, até o poste da subestação transformadora. Os condutores do ramal de entrada aéreo serão de alumínio com alma de

aço, com estruturas de ancoragem nas extremidades, suportados por estruturas adequadas à tração mecânica e deflexões no caminhamento projetado.

Na estrutura de derivação do ramal de entrada serão instaladas 3 chaves-fusíveis tipo distribuição classe, equipadas com elos fusíveis adequados, conforme será indicado no projeto específico a ser desenvolvido.

Os postes do ramal de entrada, onde ocorrerem deflexões na rede aérea, deverão ser devidamente estaiados, para compensação dos esforços resultantes sobre os mesmos.

**4.4.2.3.Subestação transformadora**

a) Características Gerais

A subestação transformadora será ao tempo, com transformador rebaixador de 30 kVA montado no poste de ancoragem do ramal de entrada de energia. O poste da subestação transformadora será de concreto tronco-cônico, 400 daN, com 11 m de comprimento, e suportará, além do transformador, a estrutura para fixação das chaves-fusíveis tipo distribuição, e para o pára-raios de distribuição, tipo válvula com desligadores automáticos, conforme será detalhado no projeto da subestação.

Os cabos de B.T. entre o transformador e o quadro de medição e deste à rede aérea de B.T. serão instalados em eletroduto de PVC rígido roscável fixados ao poste por cintas de aço adequadas. Serão singelos, com isolação em PVC, classe de tensão 1 kV, tipo antichama, com seção indicada no projeto da subestação.

b) Medição e proteção

A caixa de medição será instalada ao pé do poste do transformador, embutida em mureta de alvenaria de tijolos maciços, sendo constituída por caixa metálica apropriada conforme o padrão da concessionária para medição direta em baixa tensão, uso embutido. A mureta deverá possuir proteção superior contra chuva através de lajotas de cerâmica, sendo rebocada e pintada de branco.

Ao lado da caixa de medição serão montadas, também embutidas na mureta de alvenaria, as caixas para instalação dos TC's de medição e do disjuntor geral de B.T., bem como um centro de distribuição para instalação de equipamentos auxiliares de comando da iluminação externa, conforme detalhe em planta.

c) Aterramento

Para aterramento da subestação será executada uma malha de terra, constituída por hastes de aterramento de aço zincado, interligadas por cabo de cobre nu diretamente enterrado no solo. Serão utilizadas tantas hastes quantas necessárias para que a resistência de aterramento seja inferior a 25 ohms em qualquer época do ano.

A carcaça e neutro do transformador, pára-raios, caixas de medição, TC's e equipamentos de proteção, bem como as demais partes metálicas não destinadas à condução de corrente elétrica deverão ser solidamente interligadas à malha geral de aterramento.

d) Relação de cargas

A relação de cargas previstas constam no Quadro a seguir.

**Quadro 4.1 – ESTIMATIVA DE CARGAS[14]**

| CARGA | POTÊNCIA (kVA) | DEMANDA (kVA) |
|---|---|---|
| Pórtico e Guarita | 0,50 | 0,50 |
| Área Administrativa (*) | 10,00 | 8,00 |
| Residência do Operador | 11,80 | 8,30 |
| Operação da Torre de Tomada D'água | 6,00 | 2,00 |
| Operação Válvula de Descarga | 3,00 | 2,00 |
| Iluminação Externa | 4,10 | 4,10 |
| TOTAL | 35,40 | 24,90 |

e) Características do Transformador a Instalar

- Potência nominal:.....30 kVA
- Classe de tensão:.....a definir
- Tensão primária nominal:.....a definir
- Tensão secundária nominal.....380 / 220 V
- Ligação:.....triângulo (A.T)/estrela aterrada (B.T.)
- Líquido isolante:.....óleo mineral parafínico
- Freqüência nominal:.....60 Hz
- Número de fases:.....03
- Normas e ensaios aplicáveis:.....NBR 5356

### 4.4.2.4.Rede de distribuição de baixa tensão

As diversas cargas distribuídas pelo terreno da barragem serão alimentadas a partir da subestação transformadora por meio de redes de distribuição aéreas de B.T., com origem no poste da subestação.

A rede aérea de B.T. será trifásica nos trechos até as diversas unidades de consumo, com proteção através do disjuntor geral de B.T., seguindo ao longo das vias de trânsito pelo terreno da barragem, conforme indicado em projeto. A tensão será de 380/220 V. Os condutores da rede aérea de B.T. serão de alumínio sem alma de aço, suportados por armações secundárias com isoladores tipo roldana classe 1 kV.

[14] Nota: projeto elétrico a ser definido pelo empreiteiro.

Os postes da rede aérea de B.T. serão de concreto seção duplo “T”, com 9 m de comprimento. devidamente estaiados onde necessário para compensação dos esforços resultantes sobre os mesmos.

Sobre o corpo da Barragem Principal o circuito trifásico de distribuição em baixa tensão seguirá em instalação subterrânea através de cabos de cobre eletrolíticos isolados em PVC com capa externa em PVC antichama montados no interior de eletrodutos de PVC rígido embutido no corpo da barragem.

Para a instalação e emendas dos condutores do circuito de baixa tensão subterrâneo serão construídas caixas de passagem em concreto de dimensões mínimas de 600x600x600mm com dreno para escoamento de possíveis águas acumuladas das chuvas.

**4.4.2.5.Sala de comando**

A sala de comando, localizada sobre a crista da barragem, será alimentada a partir da rede de distribuição Baixa Tensão passando de fronte a via de acesso à barragem, através de ramal de ligação trifásico constituído por cabo de cobre múltiplo, isolação 1 kV.

A alimentação de força se fará diretamente da caixa de passagem instalada em frente através de eletroduto de aço zincado DN 50 mm, embutido no piso de concreto até atingir o Quadro de Distribuição de Força n° 1 – QDF-01, onde serão instalados os disjuntores de proteção dos circuitos de iluminação e tomadas, proteção do alimentador do servo-motor e do alimentador do Quadro de Distribuição de Força n° 2 – QDF-02, que será instalado na Sala de Operação da Válvula Dispersora.

As tubulações internas serão em instalação aparentes ao longo das paredes com eletrodutos de aço zincado roscável fixados através de braçadeiras adequadas distanciadas entre si de no máximo 50 cm.

As luminárias serão do tipo blindadas própria contra gases, vapores e pós, com globos de vidro temperado roscados e guarnições metálicas, em instalação tipo arandela formando ângulo de 90° com a parede para instalação de lâmpada de luz mista de 160W de potência.

A fiação de força (alimentador do servo-motor) será em cabo de cobre eletrolítico, múltiplo, isolação em PVC antichama classe de tensão 1 kV, na bitola 4x2,5 mm², embutido no piso desde a caixa de comando do motor até próximo ao eixo da comporta da tomada d'água em eletroduto de aço zincado, roscável tipo pesado de DN 25 mm (Ø ¾”), conforme o projeto.

Todas as instalações aparentes deverão ser executadas em perfeito alinhamento e prumadas, de forma a constituir um sistema de bom acabamento e robustez.

O Quadro de Distribuição de Força QDF-02 instalado na Sala de Comando, para operação da Válvula Dispersora, será alimentado a partir do QDF-01 na Sala de Comando. através de circuito de ligação trifásico constituído por cabo de cobre múltiplo, isolação 1 kV seção 4 mm², instalado em tubulação subterrânea de aço zincado a fogo com caixas de passagem ao longo do percurso conforme indicado no projeto.

A chegada da alimentação do QDF-02 será através de eletroduto de aço zincado a fogo DN 40mm (Ø 1 ½"), embutido no piso e em instalação aparente fixado à parede da Sala de Comando, até atingir o QDF-02 onde serão instalados os disjuntores de proteção dos circuitos de iluminação e tomadas e do alimentador do Painel da Válvula Dispersora - PVD.

O painel de Comando da Válvula Dispersora – PVD será instalado contíguo ao QDF-02 e seu fornecimento será a cargo do fabricante da Válvula Dispersora. Seu comando deverá ser totalmente automático sendo a lógica operacional de controle implementada através de um Controlador Programável – CLP.

As tubulações internas serão em instalação aparentes ao longo das paredes utilizando eletrodutos de aço zincado a fogo, roscável, fixados através de braçadeiras adequadas distanciadas entre si de no máximo 50 cm.

A iluminação será realizada por luminárias vedadas, com globos de vidro temperado roscados e guarnições metálicas, em instalação tipo.

A fiação será executada com condutores singelos de cobre rígido, isolação em PVC antichama classe de tensão 750 V, com emendas isoladas com fita isolante plástica de boa qualidade, sendo que as mesma serão permitidas somente nas caixas de passagem.

Todas as instalações aparentes deverão ser executadas em perfeito alinhamento de forma a constituir um sistema de bom acabamento e robustez.

### 4.4.2.6.Pórtico e guarita

A guarita de acesso ao terreno da barragem será alimentada a partir da rede de distribuição aérea de B.T. passando ao longo da via de acesso à barragem, através de ramal de ligação monofásico constituído por cabo de cobre múltiplo, isolação 1 kV, em tubulação subterrânea com caixas de passagem.

A alimentação de força se fará diretamente da rede de baixa tensão em poste através de eletroduto de PVC DN 60 mm, até atingir o centro de distribuição CD-02 onde serão instalados os disjuntores de proteção dos circuitos de iluminação e tomadas.

As tubulações internas serão em instalações aparentes ao longo das paredes e da laje de cobertura, com eletrodutos de aço zincado roscável fixados através de braçadeiras adequadas, com caixas de passagem tipo conduletes nos pontos de instalação das tomadas e interruptores.

As luminárias serão vedadas, com globos de vidro temperado roscados e guarnições metálicas, sendo ainda previsto um projetor para iluminação do portão de acesso, instalado sobre a laje de cobertura da Guarita, tipo fechado, com suporte orientável.

A fiação será executada com condutores singelos de cobre rígido, isolação em PVC antichama classe de tensão 750 V, com emendas isoladas com fita isolante plástica de boa qualidade, sendo que as mesma serão permitidas somente nas caixas de passagem.

Todos as instalações aparentes deverão ser executadas em perfeito alinhamento e prumadas, de forma a constituir um sistema de bom acabamento e robustez. As caixas de passagem também deverão ser devidamente fixadas às paredes.

### 4.4.2.7.Iluminação externa

Para iluminação da via de acesso à barragem e áreas de circulação externas serão instalados aparelhos de iluminação externa, com corpo de alumínio fundido para instalação em braço metálico, fechadas, equipadas com lâmpadas de vapor de mercúrio 80 W - 220 V, reator de alto fator de potência e ignitor. As luminárias serão montadas nos postes de suporte da rede de distribuição aérea de B.T.

Os circuito de alimentação da iluminação externa terão origem em caixas de comando instaladas estrategicamente ao longo das vias de trânsito, e o acionamento será manual diretamente no disjuntores de proteção instalados no interior destas, que conterão ainda uma tomada de serviço tipo monofásica.

Para interligação das diversas luminárias às respectivas caixas de comando serão executados circuitos pilotos de iluminação, constituídos por cabos de alumínio instalado imediatamente abaixo da rede de distribuição aérea de B.T., com características semelhantes às descritas para a mesma.

No corpo da barragem serão utilizados poste metálico reto de aço galvanizado com 8m de comprimento para iluminação noturna equipado com luminária fechada para iluminação pública contendo lâmpada a vapor de mercúrio de 80W de potência em 220V com alimentação elétrica através de circuitos subterrâneos.

Ao lado de cada poste será instalada uma caixa de passagem subterrânea com dimensões internas mínimas de 600x600x600mm, em concreto. O aterramento da iluminação viária será a partir de hastes de aterramento instalada na última caixa subterrânea de passagem instalada antes da barragem em concreto.

Para acionamento do circuito de iluminação viária serão instaladas células fotoelétricas individuais para cada luminária, que comandarão o acionamento automático desta iluminação. O circuito terá origem no Quadro de Distribuição de Força QDF-01 instalado na Sala de Comando com proteção de retaguarda desenvolvido por disjuntor termomagnético.

### 4.4.2.8.Iluminação das galerias

A alimentação das Galerias de Canalizações será a partir do QDF-02 por eletroduto de aço zincado tipo pesado, em instalação embutida no piso até atingirem a entrada de cada Galeria. A partir daí, o encaminhamento seguirá aparente fixado às paredes por braçadeiras tipo "D". O comando será através de interruptores de luz estrategicamente instalados na entrada de cada Galeria, conforme mostra o projeto.

A iluminação será desenvolvida por luminárias blindadas em instalação tipo arandela a prova de jatos d’água com grau de proteção IP65 equipadas com lâmpada de 100 W de potência.

O comando do circuito de iluminação será a partir de interruptor montado no interior de caixas de passagem tipo condulete instalado a 1 m de altura do piso acabado junto ao acesso principal para cada uma das Galerias.

A fiação será executada com condutores singelos de cobre rígido, isolação em PVC antichama classe de tensão 750 V, com emendas isoladas com fita isolante plástica de boa qualidade, sendo que as mesma serão permitidas somente nas caixas de passagem.

## 4.5. Projeto das obras complementares

### 4.5.1. Implantação geral e acessos

O projeto de acessos internos e externos ao empreendimento deverá ser objeto de contrato especificamente para este fim.

#### 4.5.1.1.Situação durante as etapas de construção

A situação da área de implantação das obras, durante a etapa de construção, considera, ademais da localização em planta dos três maciços de barramento, o posicionamento das jazidas de materiais de empréstimo, dos estoques e dos bota- foras, a localização do canteiro de obras e a linha de desapropriações da área.

Dessa forma, estão devidamente localizadas as seguintes áreas:

- maciço da barragem principal;
- canteiro de obras;
- jazidas;
- pedreira;
- área para processamento de cascalho;
- áreas para bota-foras; e
- poligonal de desapropriação a jusante.

Após delimitação destes espaços, deverá ser definido o traçado considerado mais satisfatório para os diversos caminhos de serviço a serem percorridos desde os empréstimos até os maciços do barramento, bem como para áreas de bota-foras, tendo como ponto central o canteiro de obras.

Como critérios básicos para o traçado dos caminhos de serviço, além de permitir o acesso e a interligação entre os diversos locais delimitados, recomendam-se alguns parâmetros referentes às suas características operacionais e construtivas, quais sejam:

- rampa máxima de 10%, que, embora elevada, é considerada compatível ao tráfego de caminhões e equipamentos pesados;
- rampa mínima de 1%, para garantia de um melhor escoamento das águas superficiais;
- raio mínimo de 15,0 m, também adequado à operação de equipamentos pesados; e
- caimento lateral da pista recomendado de 3%.

O acesso às obras desde as demais áreas de empréstimo de material argiloso, localizadas a jusante do barramento, poderá ser feito pela estrada existente que liga o barramento a Botuverá (a jusante) e a Alto Areias (a montante).

Por outro lado, o posicionamento das áreas de bota-foras, o traçado dos caminhos de serviço, bem como a localização do próprio canteiro de obras, poderão ser objeto de estudos e reformulação por parte da empresa que vier a ser contratada para construção

das obras, de acordo com suas necessidades, e desde que em conformidade com as orientações da Fiscalização.

#### 4.5.1.2.Situação após a conclusão das obras

A Barragem de Botuverá será construída em uma região de grande beleza natural, caracterizada pela presença de exuberante vegetação, a qual se torna mais densa à medida que se aproxima do Parque Nacional da Serra do Itajaí, a montante do barramento. O reservatório de acumulação a ser formado trará ainda maiores vantagens de ordem cênica ao local.

Com base nesse enfoque turístico e de preservação ambiental, além da previsão dos espaços necessários à implantação das unidades permanentes para administração, operação e manutenção da barragem, recomenda-se a elaboração e implantação de projeto urbanístico da área após a conclusão das obras.

A área da Barragem deverá ser toda cercada, com acesso permitido somente pelo pórtico com guarita de controle a ser localizado na estrada de acesso principal, preservando a área da entrada de pessoas desautorizadas.

Propõe-se que todos os espaços desmatados para exploração de jazidas sejam recompostos com vegetação nativa da região. Deverão ser tomados cuidados especiais quando da retirada da camada vegetal, depositando-a de forma a poder ser reutilizada para recobrimento das áreas danificadas.

### 4.5.2. Salas de comando

Essa sala é parte integrante da estrutura de controle dos equipamentos hidromecânicos, a partir da crista do barramento. Nela serão instalados os dispositivos para operação das comportas e grades, e das válvulas dispersoras. No seu interior localiza-se o poço de captação, que será protegido por guarda-corpo padrão.

A casa será totalmente executada em concreto armado, fazendo parte da estrutura a que pertence.

Internamente, receberá pintura acrílica cor branco e revestimento do piso. Possui janelas em todas as faces, proporcionando uma visão completa da área. As janelas serão em alumínio anodizado e vidro liso, com acionamento basculante. A porta, também em alumínio anodizado, será dotada de veneziana.

A laje de cobertura em telhão de fibrocimento receberá impermeabilização conforme especificações.

### 4.5.3. Pórtico e guarita

Na estrada de acesso à área da Barragem, junto à cerca de delimitação a jusante das obras, localizar-se-ão o pórtico e a guarita de controle do trânsito e permanência de veículos e visitantes.

Com estruturas conjuntas, estes dois elementos marcarão o acesso através de portões e placa indicativa. Na guarita, previu-se a presença de um vigia, que receberá os eventuais visitantes ou funcionários das empresas de distribuição de água.

O pórtico caracteriza-se por uma estrutura composta por dois pilares de diâmetros 80 cm, com 5,00 m de altura em concreto aparente, sobre os quais se apoia um trilho cpom caminho de rolamento da ponte, com altura de 1,00 m onde será fixada placa indicativa da DEFESA CIVIL.

A guarita é executada em estrutura de concreto armado; pilares, vigas, balcão. As esquadrias são em alumínio anodizado, com janelas maximar e portas com vidro liso móvel e veneziana no trecho inferior.

Sob o balcão de concreto serão colocados quadros de alumínio anodizado com veneziana.

A laje de cobertura será impermeabilizada, conforme especificações.

Com o intuito de padronização dos pisos dos recintos de serviço deverá ser empregado SIKAFLOOR 91 como adotado nas salas de operação e controle.

O espaço interno possui dimensões de 1,60 x 3,40 m.

O fechamento do acesso será dado com portões em tubos de ferro galvanizado e tela otis. O acabamento será igual ao das esquadrias.

A cobertura é constituída por laje de concreto impermeabilizado, com inclinação 1%.

### 4.6. Adequação do sistema viário regional

As adequações necessárias ao sistema viário, dada sua elevada complexidade, decorrente das características de relevo no entorno da barragem, deverão ser objeto de estudos posteriores.

### 4.7. Medidas mitigadoras socioambientais

As análises aqui discutidas são baseadas em estudos socioambientais bibliográficos e resultados de observações e levantamentos de campo conduzidos entre os meses de Janeiro e Março de 2014 na área de implantação do referido empreendimento.

Esta análise complementa avaliação prévia de alternativas locacionais gerada no mês de janeiro, englobando naquele momento seis possíveis eixos locacionais em discussão de viabilidade, incluindo aspectos ambientais de cada um deles. Essa avaliação prévia já identificara a inviabilidade de adoção das alternativas com impacto acentuado gerado sobre comunidades locais. Desta forma, a análise se restringiu aos eixos localizados mais a montante, alternativas sobre as quais se concentraram os esforços de engenharia e dos estudos ambientais em prol de identificar qual representaria alternativa adequada no âmbito de custos, logística de implantação e impactos.

Todas as três alternativas citadas envolvem barramento construído ao lado de acesso municipal que margeia o rio e comunica-se com a SC-486, a qual deverá ser a principal

via de acesso à área do empreendimento. Esta via municipal sem pavimento, baixa trafegabilidade e largura reduzida, poderá ser aproveitada durante as obras desde que passe por melhorias e, em alguns trechos, por alargamento de pista. Independentemente também do eixo definido, a via de acesso paralela ao rio entre as comunidades Areia Alta e Areia Baixa deverá contar com rotas alternativas em todo seu segmento ou em determinados trechos, considerando a existência de propriedades fora da área de impacto direto do empreendimento cujo único acesso consiste na referida via.

Os cenários impostos pelas alternativas locacionais de barramento se sobrepõem a porções da "Zona de Amortecimento" do Parque Nacional da Serra do Itajaí (em porções não inferiores a 50%, indiferente do eixo tratado), esta delimitada segundo uma faixa de 500 metros no entorno da poligonal da UC. Dentro desta zona é permitida a realização de atividades humanas sustentáveis, sendo incentivada a realização de atividades de proteção ao parque em si, incluindo seus elementos ambientais e processos ecológicos, bem como a recuperação de APPs e áreas degradadas.

O eixo selecionado envolve barramento situado a 17,2 quilômetros a oeste (montante) da sede municipal de Botuverá e a 3,9 quilômetros do entroncamento com a estrada estadual SC-486. O reservatório formado cobriria uma área aproximada de 29,8 há estendendo-se por cerca de 3,6 km de rio, enquanto a área de alague máximo atingiria 9,5 km, além da porção final (zona de confluência) de dois tributários. O projeto conta com três áreas de canteiros de obras, sendo uma delas localizada dentro da zona de reservatório.

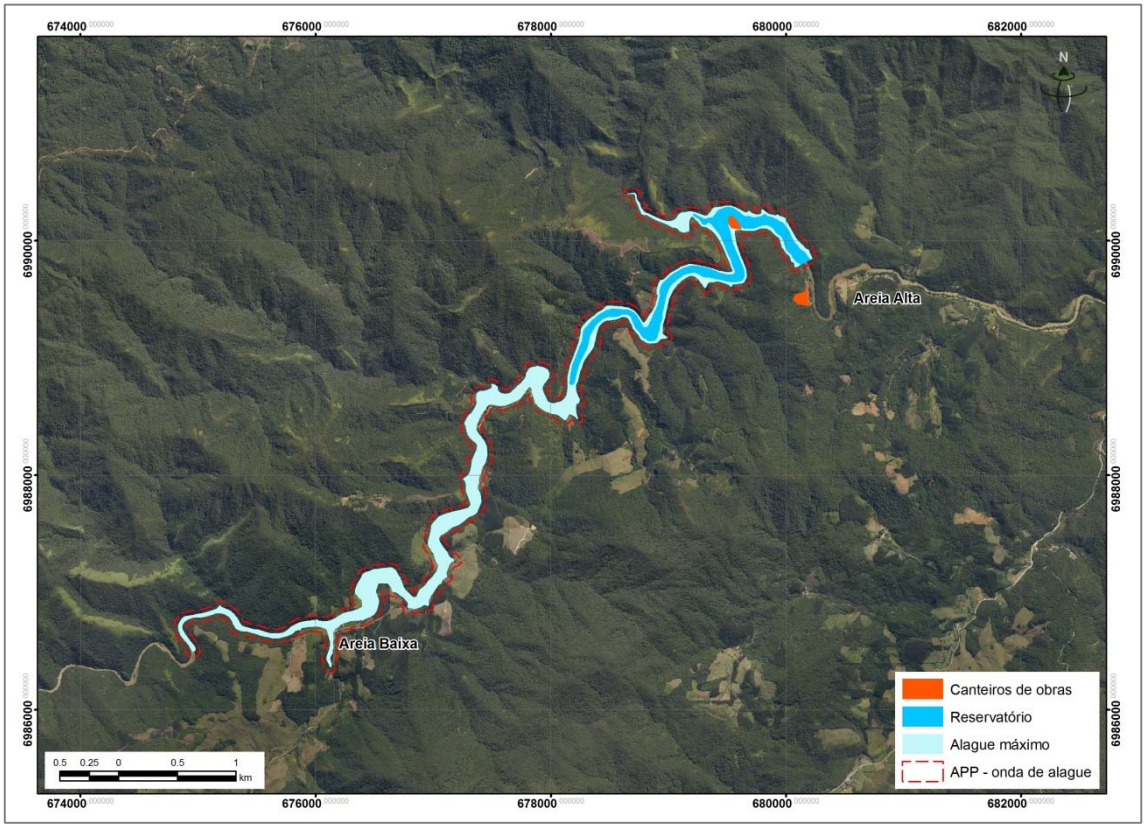



**Figura 4.5 – ÁREA IMPACTADA PELO EIXO SELECIONADO**

## Quadro 4.2 – RELAÇÃO DE FAMÍLIAS ATINGIDAS PELO PROJETO

| | Residências permanentes | Sítios | Total |
|---|---|---|---|
| Reservatório | 1 | 3 | 4 |
| Alague máximo | 6 | 10 | 16 |
| Alague máximo + APP | 8 | 11 | 19 |

# CAPÍTULO 5 – ESPECIFICAÇÕES

# 5. ESPECIFICAÇÕES

## 5.1. Objeto

As especificações técnicas definem os serviços que deverão ser executados pela CONSTRUTORA, para propiciar os meios necessários à realização das obras civis, referentes à construção das estruturas que compõem a BARRAGEM DE BOTUVERÁ, incluindo, sem necessariamente se limitar, as obras de desvio do rio, das ensecadeiras, da barragem/ vertedouro, da tomada de água, túnel de desvio, descarregadores de fundo, válvulas dispersoras, da área de descarga e montagem, da subestação e outras previstas no projeto.

Entende-se como Desenhos de Projeto, as especificações técnicas, instruções de serviços e desenhos propriamente ditos a serem elaborados com o objetivo de definir a perfeita execução dos serviços, respeitando-se os conceitos de engenharia, sejam eles relacionados aos aspectos técnicos, funcionais, estéticos e econômicos.

## 5.2. Apresentação das Especificações

As especificações são apresentadas de forma detalhada os insumos, equipamentos e serviços necessários para a implantação da obra, e são apresentados no Volume 3 – Composição dos concretos e Argamassas e no Volume 5 – Especificações, além das especificações dos equipamentos.

No presente volume, apresentam-se os critérios gerais adotados na definição das especificações técnicas do empreendimento.

## 5.3. Mobilização

A CONSTRUTORA deverá tomar todas as providências relativas à mobilização dos equipamentos, mão-de-obra e materiais, imediatamente após a ordem de serviço, de forma a poder dar efetivo início às obras e possibilitar o cumprimento do cronograma de construção, obedecendo aos marcos estabelecidos em Contrato.

# CAPÍTULO 6 – ORÇAMENTOS E ANÁLISE DOS CUSTOS

# 6. ORÇAMENTO E ANÁLISE DE CUSTOS

Foram estabelecidos no âmbito do presente Projeto critérios e métodos para a determinação dos quantitativos e orçamentos dos serviços, insumos e equipamentos utilizados para a construção da Barragem de Botuverá.

As planilhas de quantitativos e orçamento, as análises de custos, e os critérios adotados, são apresentados no Volume 6.

# CAPÍTULO 7 – PLANEJAMENTO DA CONSTRUÇÃO

# 7. PLANEJAMENTO DA CONSTRUÇÃO E CRONOGRAMA FÍSICO

## 7.1. Introdução

Neste item são abordados os métodos construtivos mais apropriados ao tipo de obra, assim como são programados os serviços e indicados os volumes de materiais a serem retirados e/ou utilizados, levando-se em consideração o período chuvoso da região e a data mais favorável para realizar o desvio do rio.

Observa-se que, devido ao tipo de empreendimento, o caminho crítico se situa no prazo de desvio do rio e construção da barragem, cujo volume de CCR é relativamente elevado. A fabricação, fornecimento e montagem dos equipamentos eletromecânicos, como grades, comportas, válvulas e condutos, deverão ser devidamente equacionados, de modo a não atrasar os marcos de execução da obra.

As obras civis são de porte reduzido, e a operação de desvio do rio deverá apresentar como principais elementos definidores do prazo de execução o desenvolvimento de acessos às frentes de trabalho do emboque e desemboque, e os tratamentos nos cortes em rocha (a céu aberto e subterrâneos). A estrutura de concreto do emboque do túnel é uma obra convencional, com volume relativamente reduzido, e não deverá apresentar maiores dificuldades executivas.

A construção da barragem/vertedouro, embora envolvam um volume considerável de concreto compactado com rolo, não devem apresentar maiores dificuldades técnicas, exceto pelas limitações de praça de trabalho para lançamento do CCR, por estar localizada em vale extremamente encaixado. Além disto, a construção da barragem com vertedouro associado é a etapa que demandará mais atenção, por estar sujeita a flutuações de nível da água em função de enchentes.

O sistema de monitoramento meteorológico instalado em Lontras, próximo ao limite de montante da bacia, em Lontras, deverá ser utilizado como referência para monitorar condições meteorológicas adversas que possam representar algum risco para a execução das obras no leito do rio.

## 7.2. Planejamento executivo das obras

### 7.2.1. Desvio do rio

O desvio do rio será executado em duas fases.

Inicialmente, o rio será mantido na sua calha natural, e realizada a escavação na região da estrutura de desvio, localizada na margem direita, de modo a liberar a área para os serviços de concretagem desta estrutura. Para execução desta etapa, deverá ser implantada uma ensecadeira longitudinal com cota de proteção na elevação EL .98,0, ao redor da área de implantação da estrutura do emboque e mantido o septo natural na região do desemboque, que permitirá o ensecamento e acesso a estas áreas, conforme indicado na Figura 6.

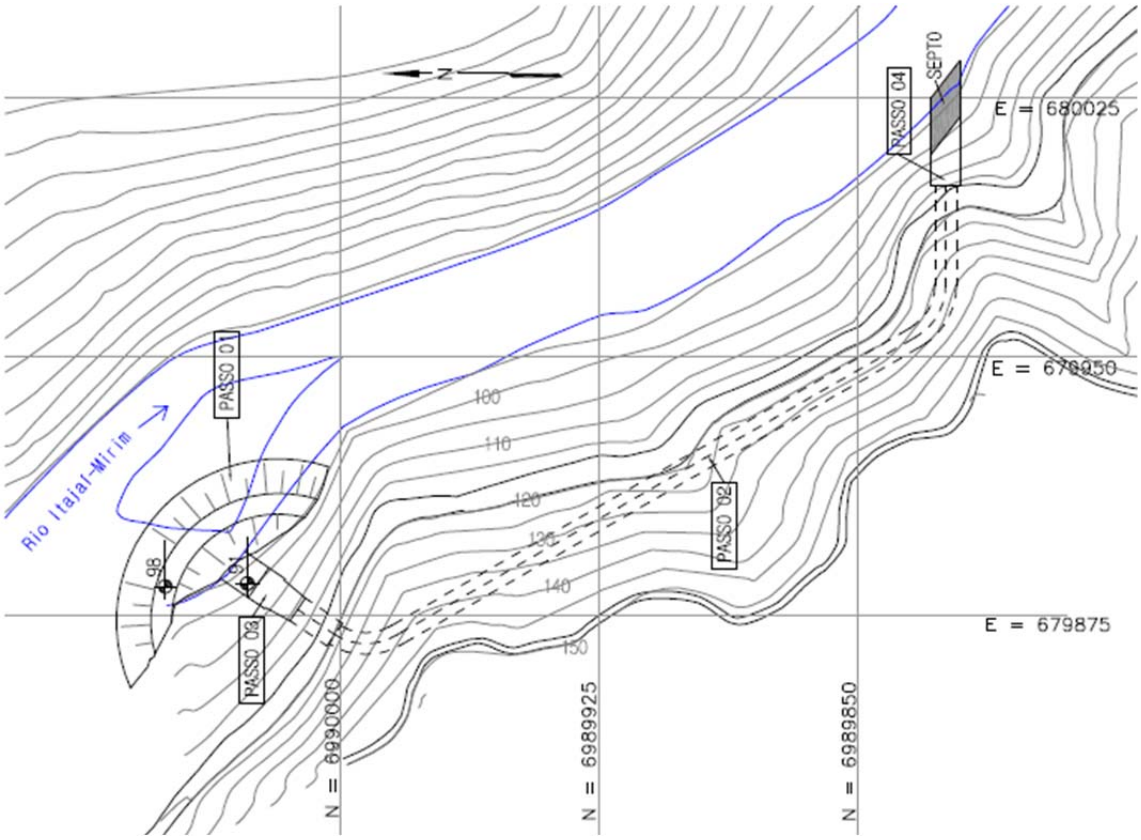



**Figura 6 – Localização do túnel de desvio e localização da ensecadeira de 1ª Fase e septo de proteção.**

Paralelamente, deverão ser executadas as escavações dos canais de entrada e saída da estrutura de desvio. Após a conclusão desta estrutura de concreto, serão instaladas as guias nas ranhuras destinadas à colocação das comportas.

Para a execução deste conjunto de obras, foi considerado que estas áreas estivessem protegidas por meio das ensecadeiras de primeira fase e septo, que desviam o rio por um canal formado entre a ensecadeira e a margem esquerda.

Na segunda fase, será necessário o fechamento do rio, para a construção da barragem, desviando-se o escoamento para o túnel de desvio.

Por sobre o canal de desvio, prevê-se a colocação de uma ponte provisória, ligando a margem esquerda à crista da ensecadeira, possibilitando assim a travessia para as obras na margem esquerda do rio.

O rio será então totalmente direcionado para a estrutura de desvio, construída na fase anterior, mediante a construção das ensecadeiras de segunda etapa, conforme indicado na Figura 7.

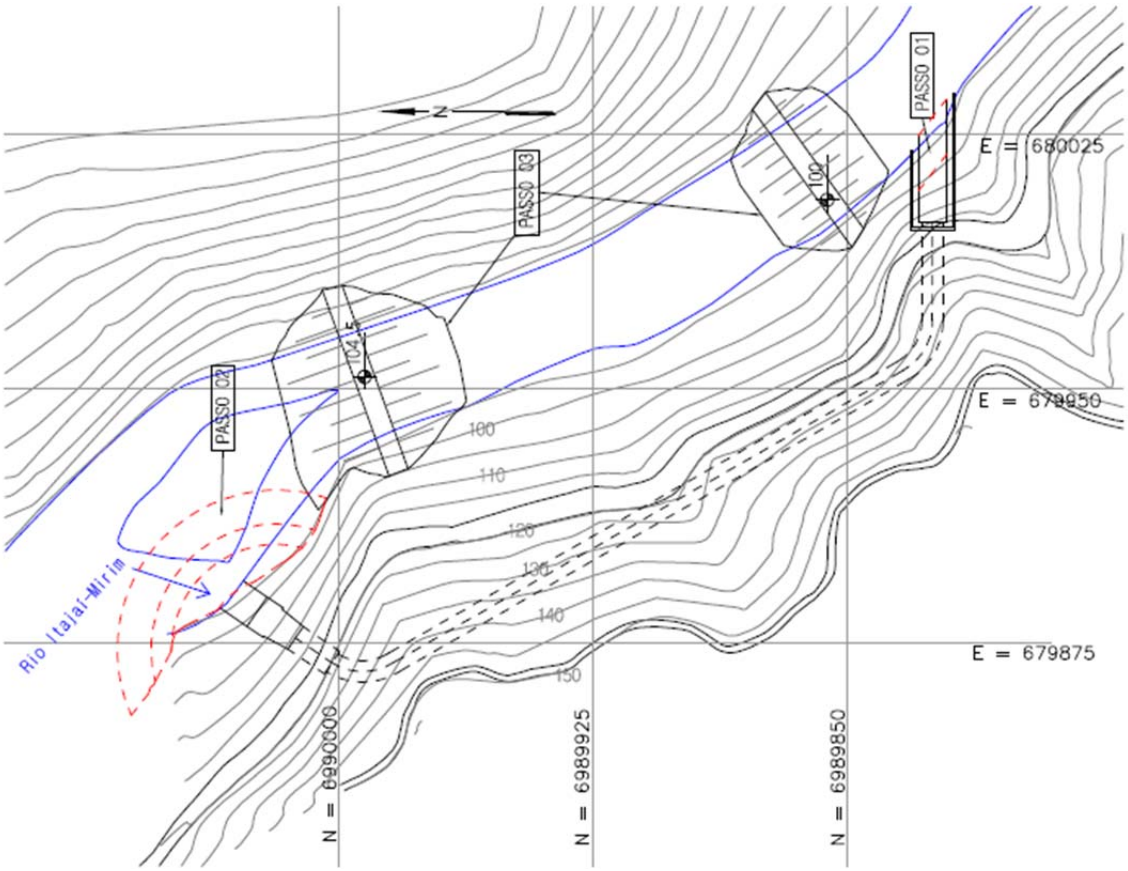



**Figura 7 – Localização das ensecadeiras de 2ª Fase.**

Ao final da construção da totalidade da estrutura da barragem/vertedouro, a estrutura de desvio será fechada mediante a colocação das comportas ensecadeiras. Deverá ser construída, no canal de saída, uma ensecadeira provisória, a qual terá por finalidade impedir que a água escoada sobre o vertedouro atinja o desemboque do túnel de desvio, por onde se dará o acesso para a realização dos serviços de concretagem dos tampões definitivos sob a barragem.

### 7.2.2. Barragem / vertedouro

As obras na barragem nas margens serão iniciadas com a remoção do capeamento de solo, principalmente na ombreira esquerda, que por ocasião do desvio do rio ainda não terá sido escavada, e posterior regularização da área de fundação das estruturas. Em seguida deverá ser executado o tratamento das fundações, para possibilitar o lançamento do concreto. As escavações em rocha para a barragem serão de pequena monta, e a concretagem não apresenta dificuldades para sua execução.

Após o fechamento do rio com a execução da ensecadeira e desvio do rio através do túnel, será removida a água eventualmente represada em cavidades no leito natural do rio, através de bombeamento. Os serviços nas margens serão efetuados nesta segunda fase, após o desvio do rio, removendo-se a camada de solo na região de implantação das estruturas e no alinhamento da saída do vertedouro, sempre com cuidados no taludamento da encosta.

Em seguida, serão completadas a regularização necessária e o tratamento da fundação da barragem/ vertedouro no leito do rio, para possibilitar o lançamento do concreto.

A concretagem da estrutura da barragem/vertedouro será realizada com concreto compactado com rolo até a elevação 119,75 m na seção vertente, e até a elevação 125,05 m na seção correspondente à barragem. Na seção vertente, será executada a ogiva com perfil do tipo Creager.

Ao final da construção da barragem, a ensecadeira de montante deverá ser parcialmente removida, até abaixo da elevação 96,00 m, correspondente à cota aproximada da tomada de água das válvulas dispersoras.

### 7.2.3. Tomada de água para abastecimento

Será uma estrutura de concreto do tipo convencional, dotada de grades e comporta-ensecadeira, construída sob a barragem na margem direita do rio.

Para atender ao objetivo de regularização das vazões para abastecimento de água aos municípios da bacia do rio Itajaí Mirim, a barragem será dotada de válvulas dispersoras, instaladas de modo a garantir o escoamento da vazão de projeto com o reservatório em seu volume normal de acumulação.

As válvulas serão do tipo dispersora, de jato oco, de vazão regulável.

A estrutura de tomada de água será dotada de grade, para evitar a entrada de detritos que possam danificar as válvulas, e comportas ensecadeiras, para permitir a manutenção das válvulas e dos condutos sob a barragem.

A jusante das válvulas dispersoras estará a estrutura de concreto para dissipação da energia contida nos jatos ocos e condução segura das vazões descarregadas através das mesmas de volta ao leito do rio a jusante.

### 7.2.4. Descarregador de fundo

Os descarregadores de fundo terão as seguintes funções:

- controlar o nível de água a montante do barramento para manutenção do volume de armazenamento de água na elevação 107,30 m.a.n.m. (volume útil), para regularização das vazões para abastecimento de água para o vale do rio Itajaí Mirim a jusante;
- permitir o rebaixamento do reservatório até o volume mínimo, de modo a aumentar o volume de espera para acomodação de cheias previstas pelo sistema de previsão e alerta de cheias da Defesa Civil;
- atuar complementarmente ao vertedouro de soleira livre sobre a crista da barragem, para a passagem das cheias de projeto da estrutura.

Para atender a estas funções, os descarregadores de fundo serão implantados no corpo da barragem, em altura adequada às regras operativas definidas, e dotados de comportas vazão, corta-fluxo, que permitirão o controle parcial e individual da abertura de cada comporta.

Será constituído por uma estrutura dupla, controlada por comportas do tipo vagão, com seções transversais quadradas de 2,25 m x 2,25 m.

Para permitir a manutenção das comportas vazão, serão providas comportas ensecadeiras, que terão como função permitir a manutenção das comportas principais.

### 7.2.5. Instalações de canteiro

Apesar das reduzidas dimensões da obra, haverão diferentes frentes de trabalho simultâneas: obras de desvio do rio, barragem / vertedouro, tomada de água, conduto adutor, descarregadores de fundo, bacias de dissipação.

O empreiteiro poderá considerar conveniente instalar uma central de concreto de pequeno porte para produzir localmente o concreto necessário para a barragem e demais estruturas do aproveitamento.

Tanto quanto possível, serão utilizadas formas metálicas, de fácil montagem e desmontagem, e reaproveitamento integral.

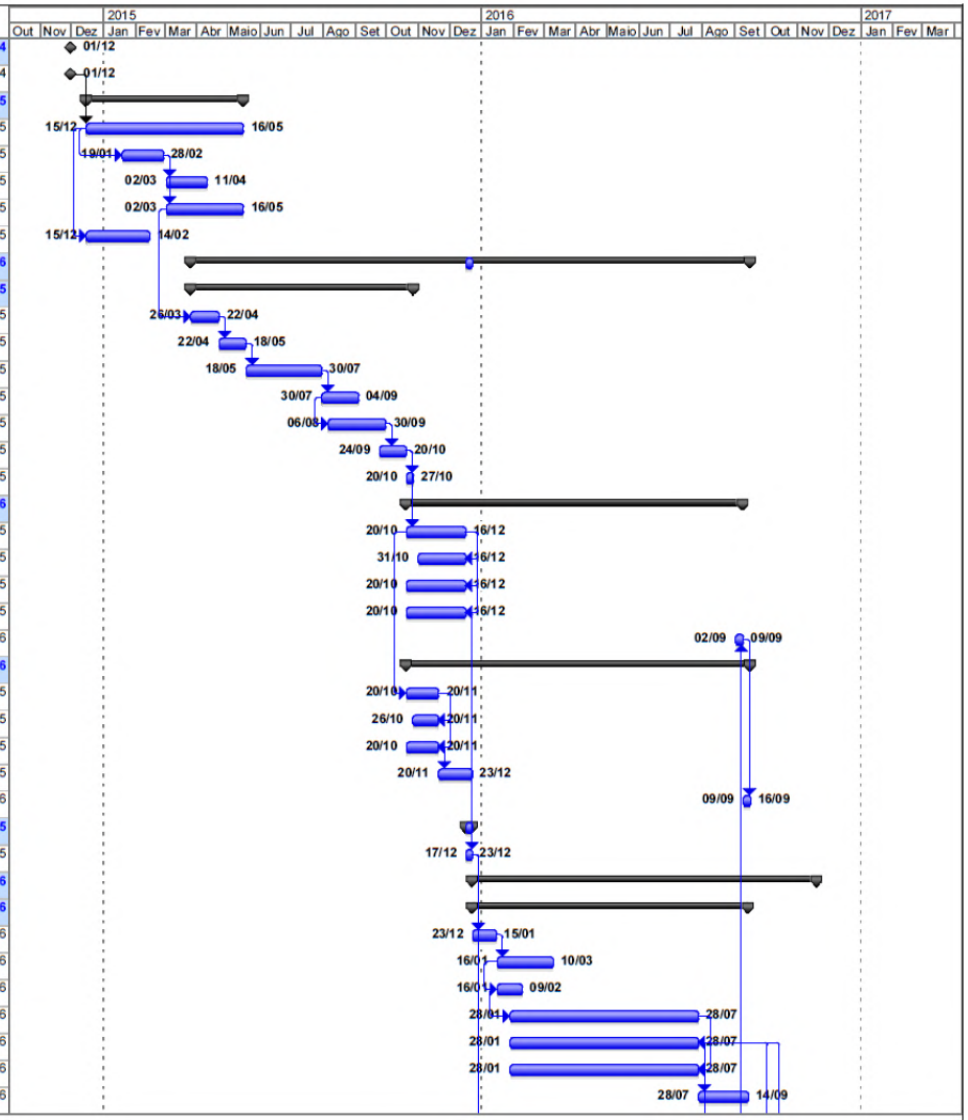
Para as escavações, cujo desenvolvimento está previsto em duas frentes de trabalho, será necessária a instalação de estações de compressores. Para as obras na barragem, a estação localizada junto ao coroamento da ombreira direita deverá ser suficiente para atendimento às necessidades relacionadas a esta estrutura.

### 7.2.6. Cronograma de construção e montagem

O cronograma de construção e montagem está apresentado a seguir. Os marcos principais de construção são o desvio do rio através do túnel de desvio, e o seu fechamento após a conclusão da estrutura da barragem.

O prazo previsto para a construção, até a conclusão da obra e seu comissionamento, é de 22 (vinte e dois) meses, a partir do início das obras civis.

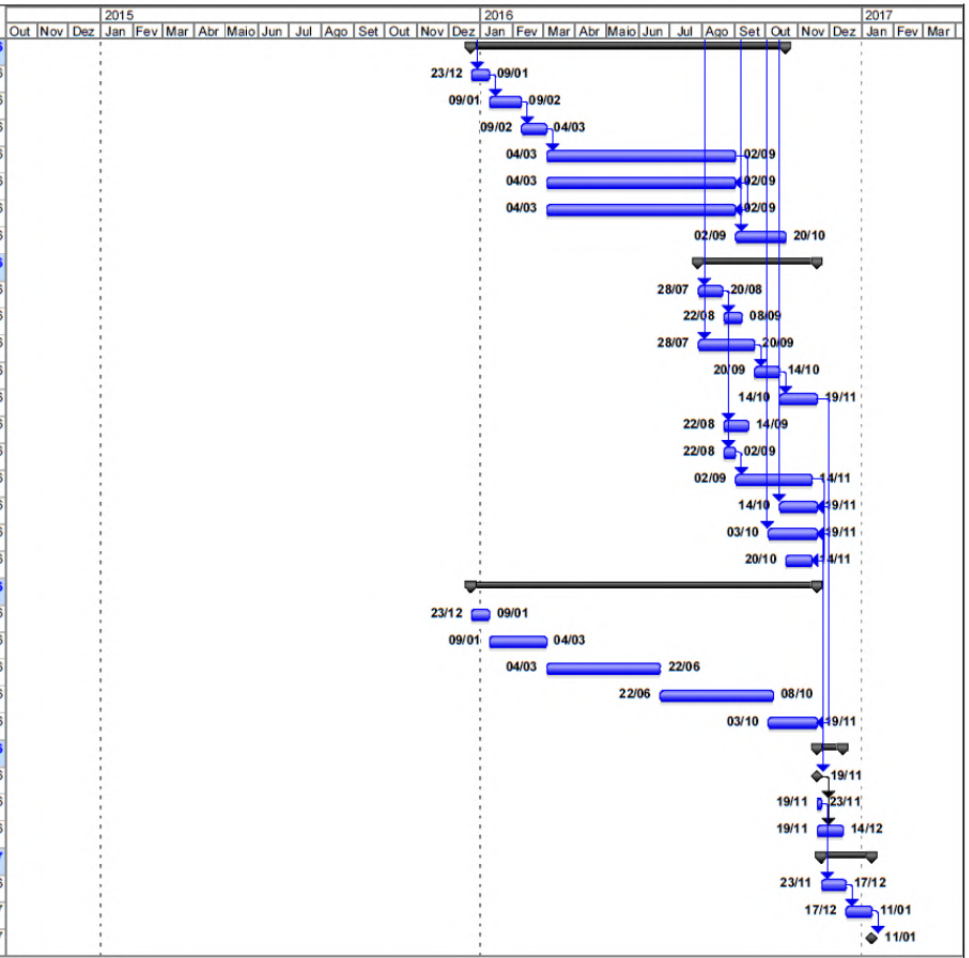
| Id | Nome da tarefa | Duração | Início | Término |
|---|---|---|---|---|
| 1 | **1 BARRAGEM DE BOTUVERÁ** | **0 dias** | **Seg 01/12/14** | **Seg 01/12/14** |
| 2 | 1.1 Ordem de início dos serviços | 0 dias | Seg 01/12/14 | Seg 01/12/14 |
| 3 | **2 INSTALAÇÃO DO CANTEIRO** | **110 dias** | **Seg 15/12/14** | **Sáb 16/05/15** |
| 4 | 2.1 Construção do canteiro | 110 dias | Seg 15/12/14 | Sáb 16/05/15 |
| 5 | 2.2 Desmatamento, destocamento e limpeza | 33 dias | Seg 19/01/15 | Sáb 28/02/15 |
| 6 | 2.3 Remoção de camada vegetal | 32 dias | Seg 02/03/15 | Sáb 11/04/15 |
| 7 | 2.4 Construção dos acessos às frentes de trabalho | 59 dias | Seg 02/03/15 | Sáb 16/05/15 |
| 8 | 2.5 Instalações elétricas e subestação | 40 dias | Seg 15/12/14 | Sáb 14/02/15 |
| 9 | **3 DESVIO DO RIO** | **432 dias** | **Qui 26/03/15** | **Sex 16/09/16** |
| 10 | **3.1 TÚNEL DE DESVIO** | **171 dias** | **Qui 26/03/15** | **Ter 27/10/15** |
| 11 | 3.1.1 Escavação em solo | 20 dias | Qui 26/03/15 | Qua 22/04/15 |
| 12 | 3.1.2 Escavação em rocha a céu aberto | 20 dias | Qua 22/04/15 | Seg 18/05/15 |
| 13 | 3.1.3 Escavação subterrânea | 60 dias | Seg 18/05/15 | Qui 30/07/15 |
| 14 | 3.1.4 Tratamentos | 30 dias | Qui 30/07/15 | Sex 04/09/15 |
| 15 | 3.1.5 Concreto - formas, armadura, lançamento, cura | 45 dias | Qui 06/08/15 | Qua 30/09/15 |
| 16 | 3.1.6 Montagem peças fixas | 20 dias | Qui 24/09/15 | Ter 20/10/15 |
| 17 | 3.1.7 Remoção ensecadeira mont e septo jus | 6 dias | Ter 20/10/15 | Ter 27/10/15 |
| 18 | **3.2 ENSECADEIRA DE MONTANTE** | **261 dias** | **Ter 20/10/15** | **Sex 09/09/16** |
| 19 | 3.2.1 Enrocamento | 40 dias | Ter 20/10/15 | Qua 16/12/15 |
| 20 | 3.2.2 Solo | 30 dias | Sáb 31/10/15 | Qua 16/12/15 |
| 21 | 3.2.3 Transição | 40 dias | Ter 20/10/15 | Qua 16/12/15 |
| 22 | 3.2.4 Rip-rap | 40 dias | Ter 20/10/15 | Qua 16/12/15 |
| 23 | 3.2.5 Remoção da ensecadeira | 6 dias | Sex 02/09/16 | Sex 09/09/16 |
| 24 | **3.3 ENSECADEIRA DE JUSANTE** | **267 dias** | **Ter 20/10/15** | **Sex 16/09/16** |
| 25 | 3.3.1 Enrocamento | 25 dias | Ter 20/10/15 | Sex 20/11/15 |
| 26 | 3.3.2 Solo | 20 dias | Seg 26/10/15 | Sex 20/11/15 |
| 27 | 3.3.3 Transição | 25 dias | Ter 20/10/15 | Sex 20/11/15 |
| 28 | 3.3.4 Rip-rap | 20 dias | Sex 20/11/15 | Qua 23/12/15 |
| 29 | 3.3.5 Remoção da ensecadeira | 6 dias | Sex 09/09/16 | Sex 16/09/16 |
| 30 | **3.4 LIBERAÇÃO DA ÁREA ENSECADA** | **5 dias** | **Qui 17/12/15** | **Qua 23/12/15** |
| 31 | 3.4.1 Esgotamento | 5 dias | Qui 17/12/15 | Qua 23/12/15 |
| 32 | **4 BARRAGEM, VERTEDOURO E ESTRUTURAS INTEGRANTES** | **275 dias** | **Qua 23/12/15** | **Sáb 19/11/16** |
| 33 | **4.1 BARRAGEM CCR** | **220 dias** | **Qua 23/12/15** | **Qua 14/09/16** |
| 34 | 4.1.1 Escavação comum | 20 dias | Qua 23/12/15 | Sex 15/01/16 |
| 35 | 4.1.2 Escavação em rocha a céu aberto | 45 dias | Sáb 16/01/16 | Qui 10/03/16 |
| 36 | 4.1.3 Tratamento fundações | 20 dias | Sáb 16/01/16 | Ter 09/02/16 |
| 37 | 4.1.4 Concreto compactado a rolo - CCR | 150 dias | Qui 28/01/16 | Qui 28/07/16 |
| 38 | 4.1.5 Concreto convencional - CCV | 150 dias | Qui 28/01/16 | Qui 28/07/16 |
| 39 | 4.1.6 Armadura | 150 dias | Qui 28/01/16 | Qui 28/07/16 |
| 40 | 4.1.7 Acabamentos | 40 dias | Qui 28/07/16 | Qua 14/09/16 |




Projeto: BARRAGEM DE BOTUVERÁ
Data: Qui 26/06/14

Tarefa — Andamento — Resumo — Tarefas externas — Data limite
Divisão — Etapa — Resumo do projeto — Etapa externa

| Id | Nome da tarefa | Duração | Início | Término |
|---|---|---|---|---|
| 41 | **4.2 VERTEDOURO DE SOLEIRA LIVRE** | **250 dias** | **Qua 23/12/15** | **Qui 20/10/16** |
| 42 | 4.2.1 Escavação comum | 15 dias | Qua 23/12/15 | Sáb 09/01/16 |
| 43 | 4.2.2 Escavação em rocha a céu aberto | 25 dias | Sáb 09/01/16 | Ter 09/02/16 |
| 44 | 4.2.3 Tratamento fundações | 20 dias | Ter 09/02/16 | Sex 04/03/16 |
| 45 | 4.2.4 Concreto compactado a rolo - CCR | 150 dias | Sex 04/03/16 | Sex 02/09/16 |
| 46 | 4.2.5 Concreto convencional - CCV | 150 dias | Sex 04/03/16 | Sex 02/09/16 |
| 47 | 4.2.6 Armadura | 150 dias | Sex 04/03/16 | Sex 02/09/16 |
| 48 | 4.2.7 Acabamentos | 40 dias | Sex 02/09/16 | Qui 20/10/16 |
| 49 | **4.3 CASA DE COMANDO E EQUIPAMENTOS HIDROMECÂNICOS** | **95 dias** | **Qui 28/07/16** | **Sáb 19/11/16** |
| 50 | 4.3.1 Estrutura pré-moldada da casa de comando | 20 dias | Qui 28/07/16 | Sáb 20/08/16 |
| 51 | 4.3.2 Montagem e comissionamento da ponte rolante | 15 dias | Seg 22/08/16 | Qui 08/09/16 |
| 52 | 4.3.3 Concreto de 1o estágio das guias das comportas | 45 dias | Qui 28/07/16 | Ter 20/09/16 |
| 53 | 4.3.4 Montagem peças fixas | 20 dias | Ter 20/09/16 | Sex 14/10/16 |
| 54 | 4.3.5 Concreto de 2o estágio das guias das comportas | 30 dias | Sex 14/10/16 | Sáb 19/11/16 |
| 55 | 4.3.6 Alvenaria | 20 dias | Seg 22/08/16 | Qua 14/09/16 |
| 56 | 4.3.7 Cobertura | 10 dias | Seg 22/08/16 | Sex 02/09/16 |
| 57 | 4.3.8 Acabamentos e instalações da casa de comando | 60 dias | Sex 02/09/16 | Seg 14/11/16 |
| 58 | 4.3.9 Montagem das comportas e grades do descarregador de fundo | 30 dias | Sex 14/10/16 | Sáb 19/11/16 |
| 59 | 4.3.10 Montagem válvula dispersora | 40 dias | Seg 03/10/16 | Sáb 19/11/16 |
| 60 | 4.3.11 Instalações elétricas, subestação e conexão à rede | 20 dias | Qui 20/10/16 | Seg 14/11/16 |
| 61 | **4.4 DISSIPADOR DE ENERGIA E CANAL DE DESCARGA** | **275 dias** | **Qua 23/12/15** | **Sáb 19/11/16** |
| 62 | 4.4.1 Escavação comum | 15 dias | Qua 23/12/15 | Sáb 09/01/16 |
| 63 | 4.4.2 Escavação em rocha a céu aberto | 45 dias | Sáb 09/01/16 | Sex 04/03/16 |
| 64 | 4.4.3 Concreto convencional - CCV | 90 dias | Sex 04/03/16 | Qua 22/06/16 |
| 65 | 4.4.4 Armadura | 90 dias | Qua 22/06/16 | Sáb 08/10/16 |
| 66 | 4.4.5 Acabamentos | 40 dias | Seg 03/10/16 | Sáb 19/11/16 |
| 67 | **5 FECHAMENTO DO DESVIO** | **20 dias** | **Sáb 19/11/16** | **Qua 14/12/16** |
| 68 | 5.1 Fechamento das comportas do desvio | 0 dias | Sáb 19/11/16 | Sáb 19/11/16 |
| 69 | 5.2 Enchimento do reservatório | 3 dias | Sáb 19/11/16 | Qua 23/11/16 |
| 70 | 5.3 Tamponamento do túnel de desvio | 20 dias | Sáb 19/11/16 | Qua 14/12/16 |
| 71 | **6 COMISSIONAMENTO E TESTES** | **40 dias** | **Qua 23/11/16** | **Qua 11/01/17** |
| 72 | 6.1 Comissionamento | 20 dias | Qua 23/11/16 | Sáb 17/12/16 |
| 73 | 6.2 Testes | 20 dias | Sáb 17/12/16 | Qua 11/01/17 |
| 74 | 6.3 Início da operação | 0 dias | Qua 11/01/17 | Qua 11/01/17 |




Projeto: BARRAGEM DE BOTUVERÁ
Data: Qui 26/06/14

Tarefa | Andamento | Resumo | Tarefas externas | Data limite
Divisão | Etapa | Resumo do projeto | Etapa externa

# CAPÍTULO 8 – EQUIPAMENTO MÍNIMO

## 8. EQUIPAMENTO MÍNIMO

A execução da obra demandará a mobilização de equipamentos convencionais de terraplenagem, compactação e produção e agregados e concreto.

A CONSTRUTORA deverá, segundo seus próprios critérios, estabelecer seu planejamento para a execução da obra, atendendo aos critérios de qualidade e prazo estabelecidos pela DEFESA CIVIL no presente projeto.

Ainda assim, são apresentados aqui, as estimativas do dono da obra no que se refere ao equipamento mínimo necessário para execução das diferentes frentes de trabalho.

### 8.1. Túnel de desvio

A escavação do túnel de desvio será executada por duas frentes de trabalho (jusante e montante) e demandará a aplicação dos equipamentos relacionados no Quadro a seguir.

**Quadro 8.1 – EQUIPAMENTOS PARA ESCAVAÇÃO SUBTERRÂNEA**

| ETAPA | QUANTIDADE (unidades) | DURAÇÃO (meses) |
|---|---|---|
| PERFURAÇÃO | | |
| Rocket Boomer - Jumbo | 2 | 2,5 |
| Perfuratriz | 1 | 2,5 |
| VENTILAÇÃO | | |
| Ventilação sistema | 2 | 2,5 |
| REMOÇÃO DE ESCOMBRO / BATE-CHOCO | | |
| Pá Carregadeira de Pneus | 2 | 2,5 |
| Retroescavadeira com rompedor | 2 | 2,5 |
| Caminhões Basculantes | 4 | 2,5 |
| Mini escavadeira | 1 | 2,5 |
| CONTENÇÃO PRIMÁRIA | | |
| Bomba de Projetar Concreto | 3 | 2,5 |
| Manipulador Telescópico | 2 | 2,5 |
| REDES INDUSTRIAIS | | |
| Compressor Ar Comprimido | 2 | 2,5 |
| Rede de Ar Comprimido | 2 | 2,5 |
| Rede Elétrica | 2 | 2,5 |
| Sistema de água | 2 | 2,5 |

## 8.2. Escavações em geral

As escavações obrigatórias em solo e rocha serão executadas no emboque e desemboque da estrutura de desvio, no maciço do barramento e demais estruturas a ele vinculadas, e nas bacias de dissipação.

Demandarão a aplicação dos equipamentos relacionados no Quadro a seguir.

**Quadro 8.2 – EQUIPAMENTOS PARA ESCAVAÇÃO A CÉU ABERTO**

| ETAPA | QUANTIDADE (unidades) | DURAÇÃO (meses) |
|---|---|---|
| Escavadeira PC-200 | 3 | 18 |
| Trator de Esteira | 3 | 18 |
| Trator Agrícola - Grade | 1 | 18 |
| Caminhão Basculante 12 m³ | 5 | 22 |
| Rolo Compactador | 4 | 10 |
| Bombas para esgotamento | 4 | 22 |
| Caminhão Pipa | 3 | 22 |
| Compressor 750 pcm + Perfuratriz | 4 | 22 |
| Motoniveladora | 3 | 22 |
| Pá Carregadeira | 3 | 22 |
| Central de Britagem | 1 | 20 |
| Compressor 375 Pcm | 4 | 22 |
| Geradores para centrais e frentes de serviço | 3 | 22 |
| Caminhão Munck 8/12 Ton. | 3 | 22 |
| Grua | 1 | 22 |
| Retro Escavadeira | 2 | 22 |

## 8.3. Concretos

Os concretos serão aplicados na estrutura do emboque do túnel de desvio, ao longo do túnel para regularização do piso e como concreto projetado, na estrutura do barramento e demais estruturas a este anexas, e nas bacias de dissipação.

Demandarão a aplicação dos equipamentos relacionados no Quadro a seguir.

**Quadro 8.3 – EQUIPAMENTOS PARA PRODUÇÃO, TRANSPORTE E LANÇAMENTO DE CONCRETO**

| ETAPA | QUANTIDADE (unidades) | DURAÇÃO (meses) |
|---|---|---|
| Caminhão Basculante 12 m³ | 5 | 8 |
| Rolo Compactador | 4 | 10 |
| Bombas para esgotamento | 4 | 22 |

| ETAPA | QUANTIDADE (unidades) | DURAÇÃO (meses) |
|---|---|---|
| Bomba de Concreto Estacionária | 1 | 18 |
| Bomba de Concreto Lança | 3 | 18 |
| Bomba de Concreto Projetado | 2 | 22 |
| Caminhão Pipa | 3 | 22 |
| Compressor 750 pcm + Perfuratriz | 4 | 22 |
| Motoniveladora | 3 | 22 |
| Central de Concreto - CCV | 1 | 18 |
| Central de Concreto - CCR | 1 | 8 |
| Central de Britagem | 1 | 20 |
| Bomba de Concreto Projetado | 2 | 8 |
| Caminhão Betoneira | 4 | 18 |
| Escoramento Metálico - 10 ton | 3 | 12 |

## 8.4. Montagem eletromecânica

Embora a maior parte dos equipamentos e ferramentas utilizados para a montagem eletromecânica propriamente dita esteja incluída nos fornecimentos dos próprios equipamentos e nos serviços de montagem, será necessário disponibilizar na obra, para auxílio aos montadores, equipamentos de levantamento e movimentação de carga, compatíveis com os serviços a executar.

Assim, estima-se necessária a aplicação dos equipamentos relacionados no Quadro a seguir.

**Quadro 8.4 – EQUIPAMENTOS PARA APOIO À OBRA E À MONTAGEM**

| ETAPA | QUANTIDADE (unidades) | DURAÇÃO (meses) |
|---|---|---|
| Trator Agrícola – Apoio | 1 | 22 |
| Geradores para centrais e frentes de serviço | 2 | 22 |
| Caminhão Munck 8/12 Ton. | 2 | 22 |
| Grua | 1 | 22 |
| Talha | 1 | 2,5 |
| Caminhão Comboio | 1 | 22 |
| Central de Britagem | 3 | 12 |
| Central de Britagem | 3 | 12 |

## 8.5. Apoio

Para apoio geral da obra, serão necessários veículos de apoio, de transporte de pessoal e de emergência, conforme relacionados no Quadro a seguir.

**Quadro 8.5 – VEÍCULOS PARA APOIO À OBRA**

| ETAPA | QUANTIDADE (unidades) | DURAÇÃO (meses) |
|---|---|---|
| APOIO | | |
| Automóvel utilitário | 3 | 22 |
| Automóvel passeio | 3 | 22 |
| Van e/ou Ônibus | 3 | 22 |
| Ambulância | 1 | 22 |

# CAPÍTULO 9 – CANTEIRO DE OBRAS

# 9. CANTEIRO DE OBRAS

## 9.1. Geral

O Projeto apresenta, apenas a título de sugestão, uma concepção do canteiro de obras, que poderá subsidiar as empresas empreiteiras na elaboração de seu plano de trabalho, nas etapas de licitação para construção das obras.

O estabelecimento de uma concepção para a implantação do canteiro de obras foi, também, fundamental para a definição do planejamento e a definição da sequência construtiva, bem como para o estabelecimento de fluxos e movimentação de materiais, cuja visualização, associada à de implantação geral e acessos, permitiu estabelecer as menores distâncias de transporte a serem percorridas.

## 9.2. Canteiro de serviço e construção das instalações

O canteiro de serviço propriamente dito com todas as instalações industriais (centrais de britagem, de concreto convencional, concreto rolado, oficina industrial, etc), deverá ser construído a partir do projeto desenvolvido pela CONSTRUTORA, com base no plano geral apresentado em sua Proposta, e detalhado após a ordem de serviço.

## 9.3. Operação e manutenção do canteiro de serviço

A operação e manutenção do canteiro de serviço envolverão as edificações, instalações industriais, equipamentos fixos e outros, de forma a manter a área perfeitamente limpa e em condições de funcionamento, conforme previsto nas normas ambientais e de segurança usuais.

A manutenção do sistema viário, a cargo da CONSTRUTORA, envolverá, sem necessariamente se limitar, a conservação de estradas provisórias, no que se refere a reparos no revestimento, drenagem superficial, proteção de taludes, controle de águas, desobstrução e limpeza de bueiros, retirada de entulhos e desmoronamentos, sinalização, controle de acessos e orientação do tráfego, onde necessário.

## 9.4. Desmobilização e limpeza

No final das obras, a CONSTRUTORA deverá remover todas as instalações do canteiro de serviço, tais como: equipamentos, edificações temporárias, sobras de material, sucatas e entulhos de construção de qualquer espécie.

A CONSTRUTORA deverá, ainda, manter em estado de completa limpeza os pisos de concreto, passeios e passarelas. Todas as superfícies de estruturas permanentes deverão se apresentar absolutamente lisas e planas, sem fendas ou falhas, com arestas vivas e cantos em perfeito esquadro, bem como limpas de manchas e materiais estranhos.

A CONSTRUTORA deverá deixar o canteiro de serviço, inclusive estoques, pedreiras, áreas de empréstimo, bota-foras, áreas de trabalho e acessos temporários, em condições seguras e com bom aspecto, como especificado.

Imediatamente antes do término das obras, a CONSTRUTORA deverá concluir o tratamento e a proteção dos taludes e bermas das escavações das estruturas permanentes, de acordo com o disposto no projeto.

Os taludes de escavação e aterro, localizados em áreas de empréstimo ou em escavações que se mostrarem instáveis, deverão ser abatidos e nivelados, de modo a garantir a sua estabilidade.

ELABORAÇÃO DE ESTUDOS E PROJETOS PARA A CONSTRUÇÃO DE UMA BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS NO RIO ITAJAÍ-MIRIM A MONTANTE DA CIDADE DE BOTUVERÁ/SC

## FASE B – PROJETO EXECUTIVO

# TOMO V – RELATÓRIO DO PROJETO

# VOLUME 2 – DESENHOS

**Consórcio: IGUATEMI - Consultoria e Serviços de Engenharia Ltda.**
**KL – Serviços de Engenharia S.A.**

**DEZEMBRO - 2014**

## APRESENTAÇÃO

O presente relatório, intitulado CADERNO DE DESENHOS: PROJETO EXECUTIVO – ESTUDOS E PROJETOS DE ENGENHARIA, é parte integrante dos Estudos de Engenharia para OBRAS DE CONSTRUÇÃO DE UMA BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS NO RIO ITAJAÍ MIRIM A MONTANTE DA CIDADE DE BOTUVERÁ/SC.

O relatório foi elaborado pelas empresas IGUATEMI - Consultoria e Serviços de Engenharia Ltda e KL – Serviços de Engenharia S.A. em conformidade com o Contrato celebrado com a Secretaria de Estado da Defesa Civil, cujos elementos principais estão relacionados a seguir.

| | |
|---|---|
| **Número do Contrato :** | **021/2013** |
| **Data de Assinatura do Contrato :** | **31/10/2013** |
| **Número da Ordem de Serviço :** | **62/2013/SDC** |
| **Data de Assinatura da Ordem de Serviço :** | **01/11/2013** |
| **Prazo Contratual :** | **365 dias** |

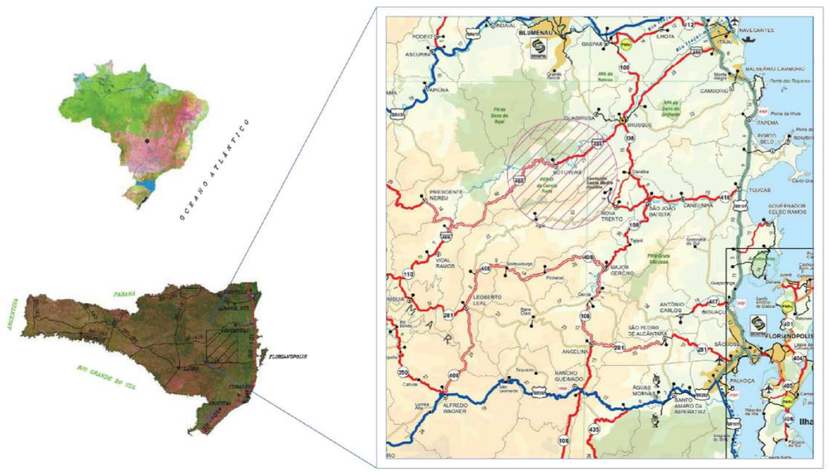
**BARRAGEM DE BOTUVERÁ - PROJETO EXECUTIVO**

**RELAÇÃO DE DESENHOS**

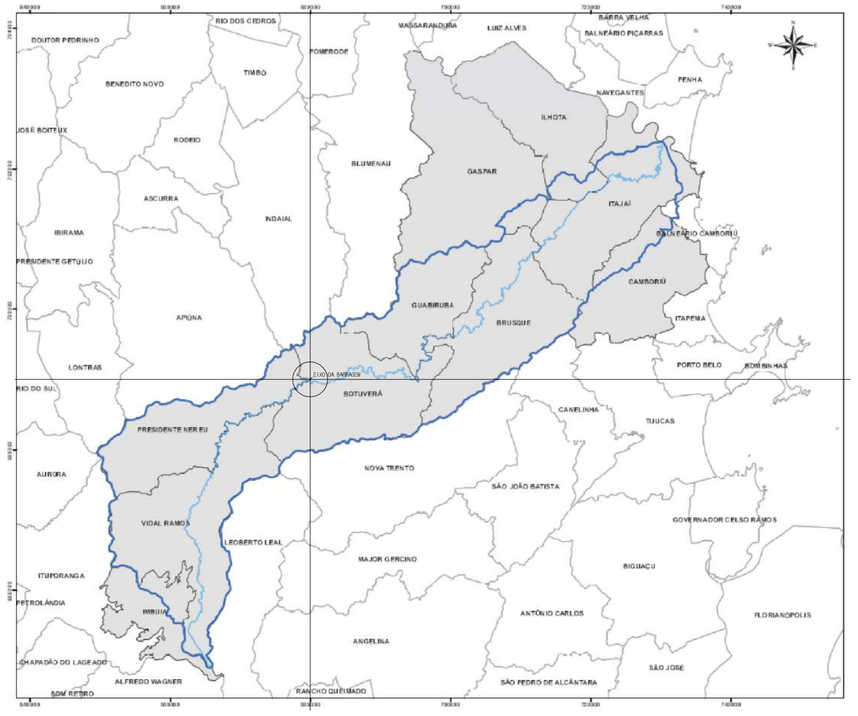
| SEQ. | NÚMERO DE IDENTIFICAÇÃO | DESCRIÇÃO |
|---|---|---|
| **DESENHOS GERAIS** | | |
| 1 | 5039-DE-GE-001 | VISÃO GERAL DO EMPREENDIMENTO |
| 2 | 5039-DE-GE-002 | MAPA DE LOCALIZAÇÃO E ACESSOS |
| 3 | 5039-DE-GE-003 | ARRANJO GERAL DO EMPREENDIMENTO |
| 4 | 5039-DE-GE-005-1 | ÁREAS DE CANTEIRO DE OBRAS E INSTALAÇÕES PROVISÓRIAS |
| **GEOLOGIA** | | |
| 5 | 5039-DE-GG-001 | MAPA GEOLÓGICO REGIONAL-LOCAL |
| 6 | 5039-DE-GG-002 | SONDAGENS GEOFÍSICAS |
| 7 | 5039-DE-GG-003 | LOCALIZAÇÃO DAS SONDAGENS |
| 8 | 5039-DE-GG-004 | PERFIL DE SONDAGEM MISTA - SM-01 E SM-02 |
| 9 | 5039-DE-GG-005 | PERFIL DE SONDAGEM MISTA - SM-03, SM-04 E SM-05 |
| 10 | 5039-DE-GG-006 | PERFIL DE SONDAGEM MISTA - SM-06 E SM-07 |
| 11 | 5039-DE-GG-007 | PERFIL DE SONDAGEM MISTA - SM-08 E SM-09 |
| **TOPOGRAFIA** | | |
| 12 | 5039-DE-TP-002 | LEVANTAMENTO PLANIALTIMÉTRICO DA ÁREA DAS ESTRUTURAS |
| 13 | 5039-DE-TP-003 | SEÇÕES TRANSVERSAIS TOPOBATIMÉTRICAS |
| 14 | 5039-DE-TP-004 | SEÇÕES TRANSVERSAIS TOPOBATIMÉTRICAS |
| 15 | 5039-DE-TP-005 | SEÇÕES TRANSVERSAIS TOPOBATIMÉTRICAS |
| 16 | 5039-DE-TP-006 | SEÇÕES TRANSVERSAIS TOPOBATIMÉTRICAS |
| 17 | 5039-DE-TP-007 | SEÇÕES TRANSVERSAIS TOPOBATIMÉTRICAS |
| **OBRAS CIVIS** | | |
| 18 | 5039-DE-CV-001-1 | OBRAS CIVIS |
| 19 | 5039-DE-CV-002 | SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA |
| 20 | 5039-DE-CV-003-1 | ENSECADEIRAS - PLANTA E SEÇÕES |
| 21 | 5039-DE-CV-004-1 | TÚNEL DE DESVIO - PLANTA E SEÇÕES |
| 22 | 5039-DE-CV-005-1 | ARRANJO GERAL |
| 23 | 5039-DE-CV-006-A | SEÇÃO LONGITUDINAL DA BARRAGEM |
| 24 | 5039-DE-CV-006-B | VISTA DA BARRAGEM |
| 25 | 5039-DE-CV-007-1 | SEÇÃO TRANSVERSAL PELO VERTEDOURO DE SUPERFÍCIE |
| 26 | 5039-DE-CV-008-1 | SEÇÃO TRANSVERSAL PELO DESCARREGADOR DE FUNDO |
| 27 | 5039-DE-CV-009-1 | SEÇÃO TRANSVERSAL PELA VÁLVULA DISPERSORA |
| 28 | 5039-DE-CV-010 | CORTINA DE INJEÇÕES DE CONCRETO |
| **ESTRUTURAL** | | |
| 29 | 5039-DE-ES-001 | ESTRUTURAL DA GALERIA DE DRENAGEM SUPERIOR |
| 30 | 5039-DE-ES-002 | ESTRUTURAL DA GALERIA DE DRENAGEM INFERIOR |
| 31 | 5039-DE-ES-003 | ESTRUTURAL DO DESCARREGADOR DE FUNDO |
| 32 | 5039-DE-ES-004 | ESTRUTURAL DAS VÁLVULAS DISPERSORAS |
| 33 | 5039-DE-ES-005 | ESTRUTURAL DA CASA DE COMANDO - PILARES E VIGAS |
| 34 | 5039-DE-ES-006 | ESTRUTURAL DA FACE DE JUSANTE DA BARRAGEM |
| 35 | 5039-DE-ES-007 | ESTRUTURAL DA LAJE DO VERTEDOURO |
| 36 | 5039-DE-ES-008 | ESTRUTURAL DOS MUROS DO VERTEDOURO |
| 37 | 5039-DE-ES-009 | ESTRUTURAL DA TOMADA D'ÁGUA DO TÚNEL DE DESVIO - PARTE 01 |
| 38 | 5039-DE-ES-010 | ESTRUTURAL DA TOMADA D'ÁGUA DO TÚNEL DE DESVIO - PARTE 02 |
| 39 | 5039-DE-ES-011 | ESTRUTURAL DOS DETALHES DE TIRANTES - LAJE DO VERTEDOURO |
| 40 | 5039-DE-ES-012 | ESTRUTURAL DAS PAREDES - CORPO DA BARRAGEM 01 |
| 41 | 5039-DE-ES-013 | ESTRUTURAL DAS PAREDES - CORPO DA BARRAGEM 01 |
| 42 | 5039-DE-ES-014 | ESTRUTURAL DAS PAREDES - VERTEDOURO |
| 43 | 5039-DE-ES-015 | ESTRUTURAL DAS PAREDES DAS COMPORTAS - PLANTAS |
| 44 | 5039-DE-ES-016 | ESTRUTURAL DAS PAREDES DAS COMPORTAS - SEÇÕES |

# DESENHOS GERAIS

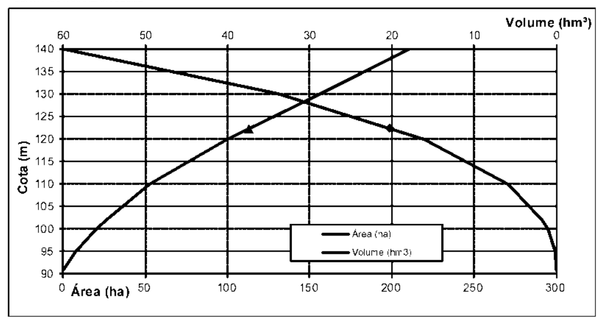
MAPA DE LOCALIZAÇÃO DO EMPREENDIMENTO



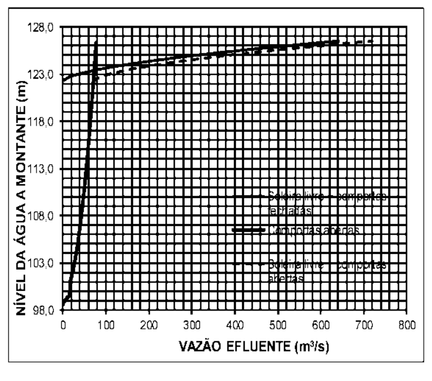

MAPA DA BACIA HIDROGRÁFICA DO RIO ITAJAÍ-MIRIM

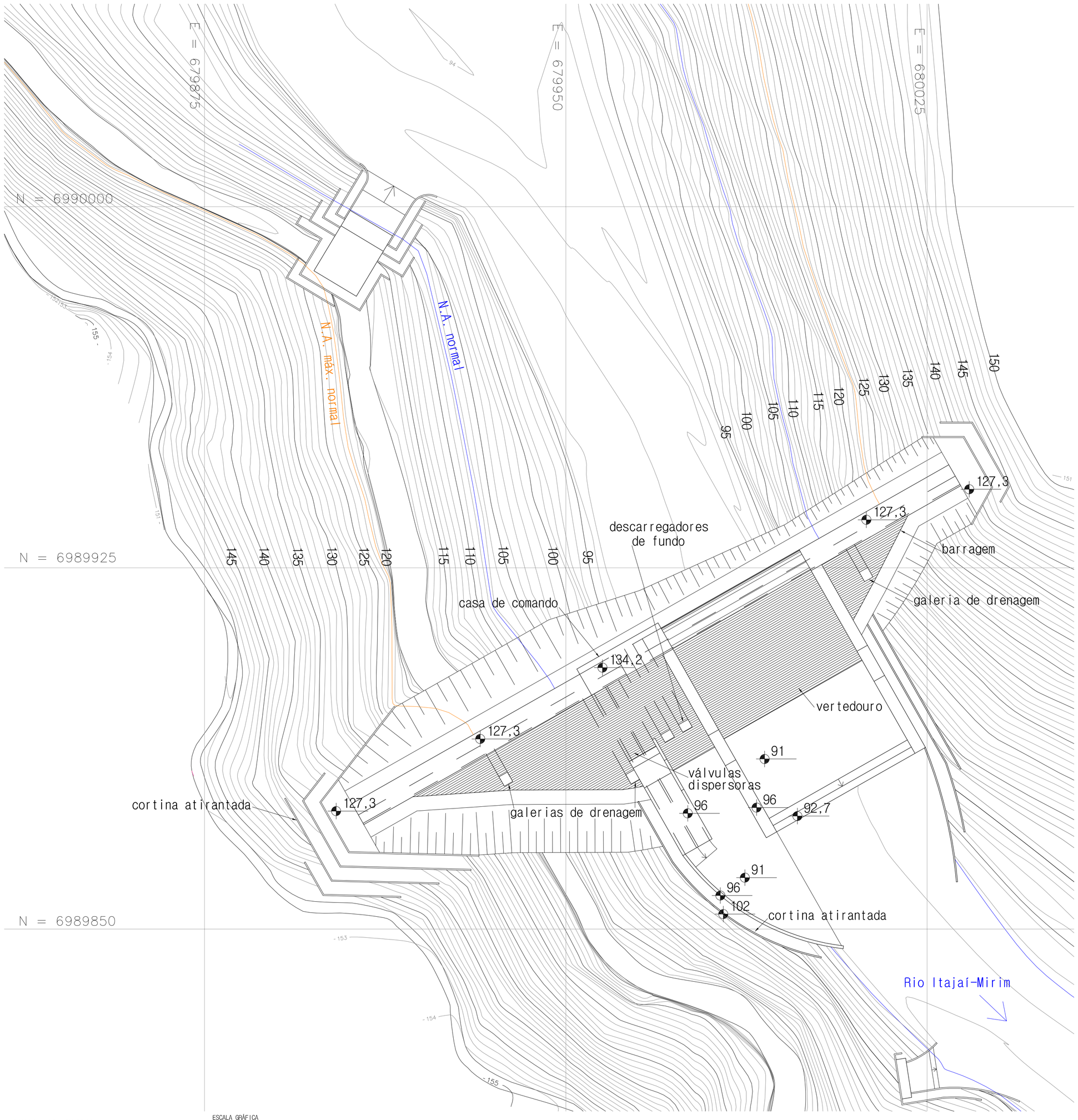



CURVA COTAxÁREAxVOLUME




CURVA-CHAVE DO VERTEDOURO




ARRANJO-GERAL
Esc. 1:500

ESCALA GRÁFICA
0 5 10 15 m

FICHA TÉCNICA DO PROJETO

INFORMAÇÕES GERAIS

- Bacia Hidrográfica:
  - Área de drenagem na seção do barramento: 630 km²
- Desnível dos limites da bacia até a seção do barramento: 900 m
- Lago de acumulação:
  - Volumes:
    - Volume útil: 3.700.000 m³
    - Volume morto: 800.000 m³
    - Volume de espera: 15.700.000 m³
    - Volume total (até o NA máximo normal): 20.200.000 m³
  - Áreas inundadas:
    - Nível de água normal: 44 ha
    - Nível de água máximo normal: 113 ha
    - Nível de água mínimo: 16,4 ha
    - Elevação da crista do vertedouro: 122,30 m
    - Cheia excepcional (TR = 10.000 anos): 126,50 m
- Vazão regularizada média mensal:
  - Abastecimento urbano: 3,61 m³/s

CARACTERÍSTICAS DA BARRAGEM PRINCIPAL:

- Tipo: Barragem de concreto gravidade, em concreto compactado com rolo, com vertedouro de soleira livre incorporado à porção central da barragem
- Comprimento da crista:
  - Ombreira direita: 60,8 m
  - Ombreira esquerda: 29,6 m
  - Trecho correspondente ao vertedouro: 33 m
- Altura máxima sobre a fundação: 36,8 m
- Altura máxima sobre o leito natural do rio: 30,3 m

VERTEDOURO:

- Tipo: soleira livre incorporada à crista da barragem, com perfil Creager
- Calha de descarga: em degraus
- Comprimento total: 33 m
- Vazão de dimensionamento: 643 m³/s
- Borda livre: 1 m

DESCARREGADOR DE FUNDO:

- Tipo: galerias de descarga incorporadas ao maciço da barragem
- Comportas de controle:
  - Dispositivo de controle: comportas vagão com oito rodas
  - Quantidade: 2 unidades
  - Dimensões: 2,25 m x 2,25 m
  - Acionamento: hidráulico, com hastes
- Comportas de manutenção:
  - Tipo: ensecadeiras, "stop log"
  - Quantidade: 2 unidades
  - Dimensões: 2,25 m x 2,25 m
  - Acionamento: eletromecânico, com ponte rolante

TOMADA DE ÁGUA:

- Comportas de manutenção:
  - Tipo: ensecadeiras, "stop log"
  - Quantidade: 2 unidades
  - Dimensões: 1,45 m x 1,45 m
  - Acionamento: eletromecânico, com ponte rolante
- Válvulas dispersoras:
  - Quantidade: 2 unidades
  - Material: aço
  - Diâmetro: 950 mm
  - Acionamento: hidráulico, com servomotor elétrico
  - Vazão de dimensionamento: 3,61 m³/s

PRINCIPAIS QUANTIDADES DE MATERIAIS E SERVIÇOS:

- Escavações:
  - Escavação comum: 27.980 m³
  - Escavação em rocha a céu aberto: 8.275 m³
  - Escavação em rocha subterrânea: 8.970 m³
- Concreto:
  - Concreto convencional: 19.883 m³
  - Concreto compactado com rolo: 36.731 m³
- Insumos:
  - Cimento: 9.750 t
  - Aço: 1.276 t

Elaborado por:
IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA. FLORIANÓPOLIS/SC
KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL – SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

VISÃO GERAL DO EMPREENDIMENTO

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | DEZEMBRO/2014 | 5039-DE-GE-001-r1 |

# ESTADO DE SANTA CATARINA

## SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL - SDC

### DIRETORIA DE RESPOSTA AOS DESASTRES

### GERÊNCIA DE OPERAÇÕES E ASSISTÊNCIA




OCEANO ATLÂNTICO







LOCAL DA BARRAGEM

Elaborado por:

IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL – SDC

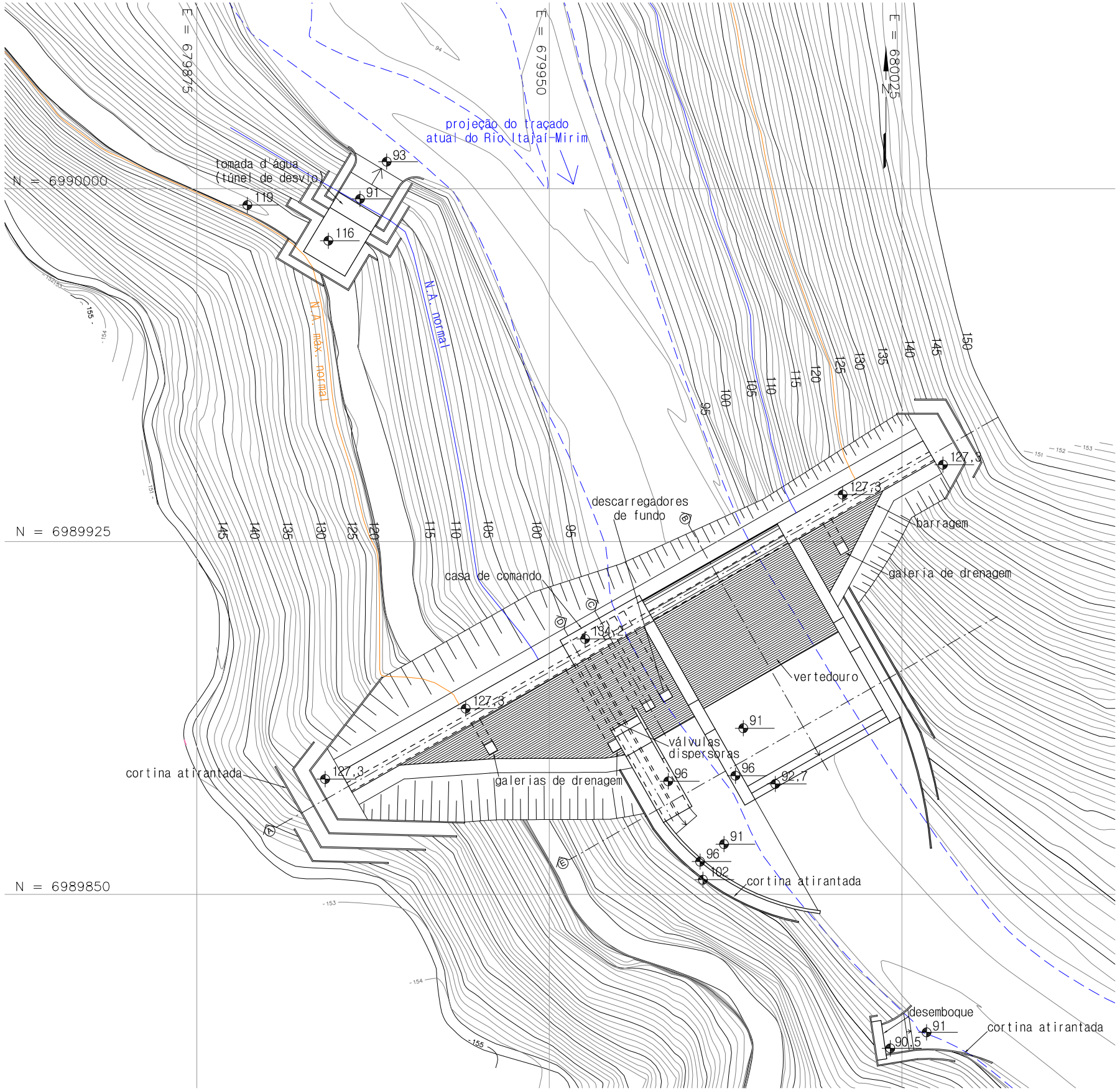
PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

MAPA DE SITUAÇÃO

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| S/ESCALA | DEZEMBRO/2013 | 01 |

P:\DEFESA_CIVIL\BARRAGEM_BOTUVERA\RELATORIOS\RA_01\MAPA_SITUACAO_A3.DWG

720




# ARRANJO-GERAL

Esc. 1:1.000

ESCALA GRÁFICA

5

0 10 20 30 m

Elaborado por:

IGUATEMI
CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

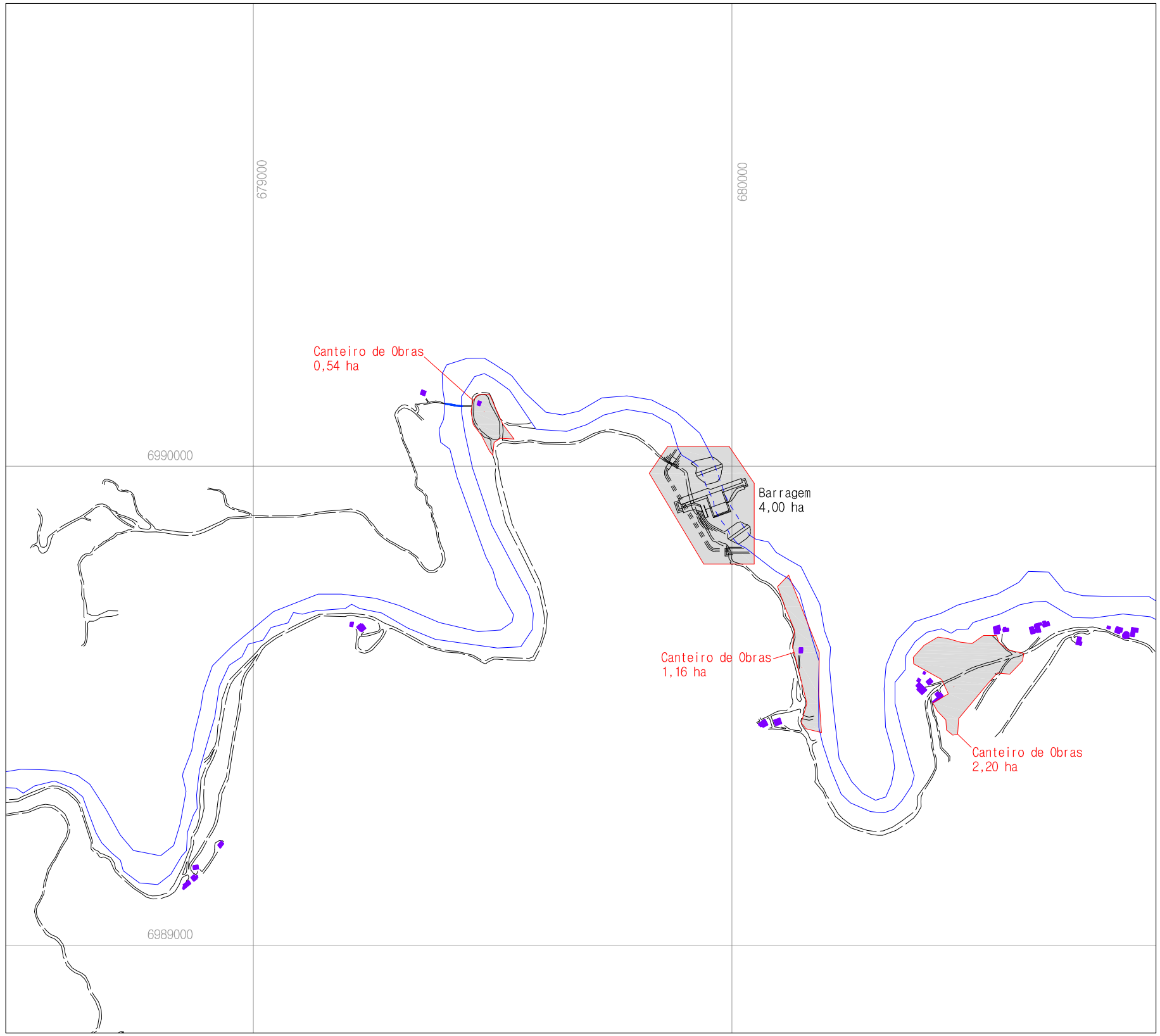
KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO
DA DEFESA CIVIL – SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO
DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

ARRANJO–GERAL – BARRAGEM BOTUVERÁ

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | DEZEMBRO/2014 | 5039–DE–GE–003–1 |




# LOCALIZAÇÃO DAS ÁREAS DE CANTEIRO DE OBRAS

1:20.000

Elaborado por:

IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL – SDC

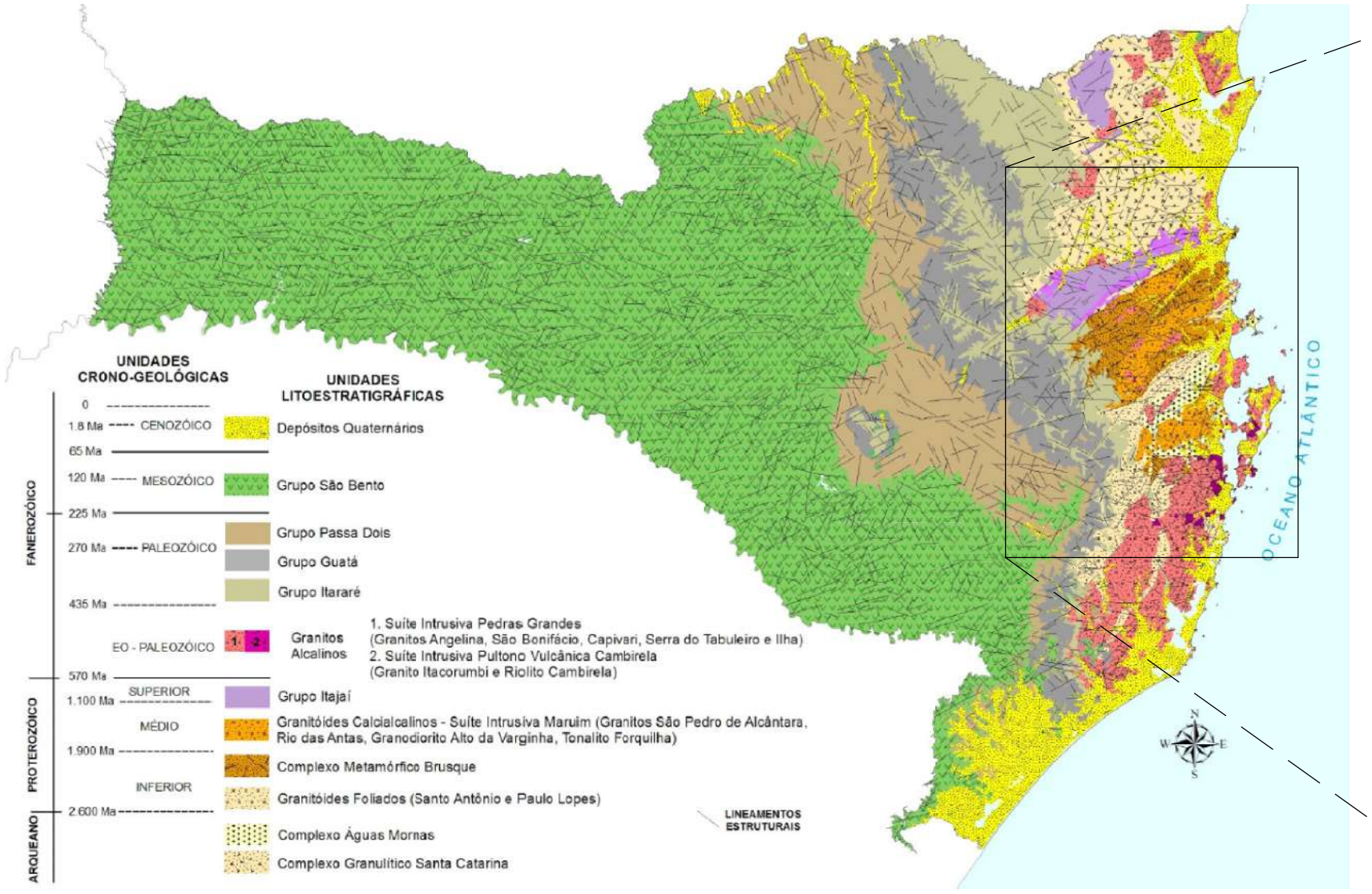
PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

LOCALIZAÇÃO DAS ÁREAS DE CANTEIRO DE OBRAS

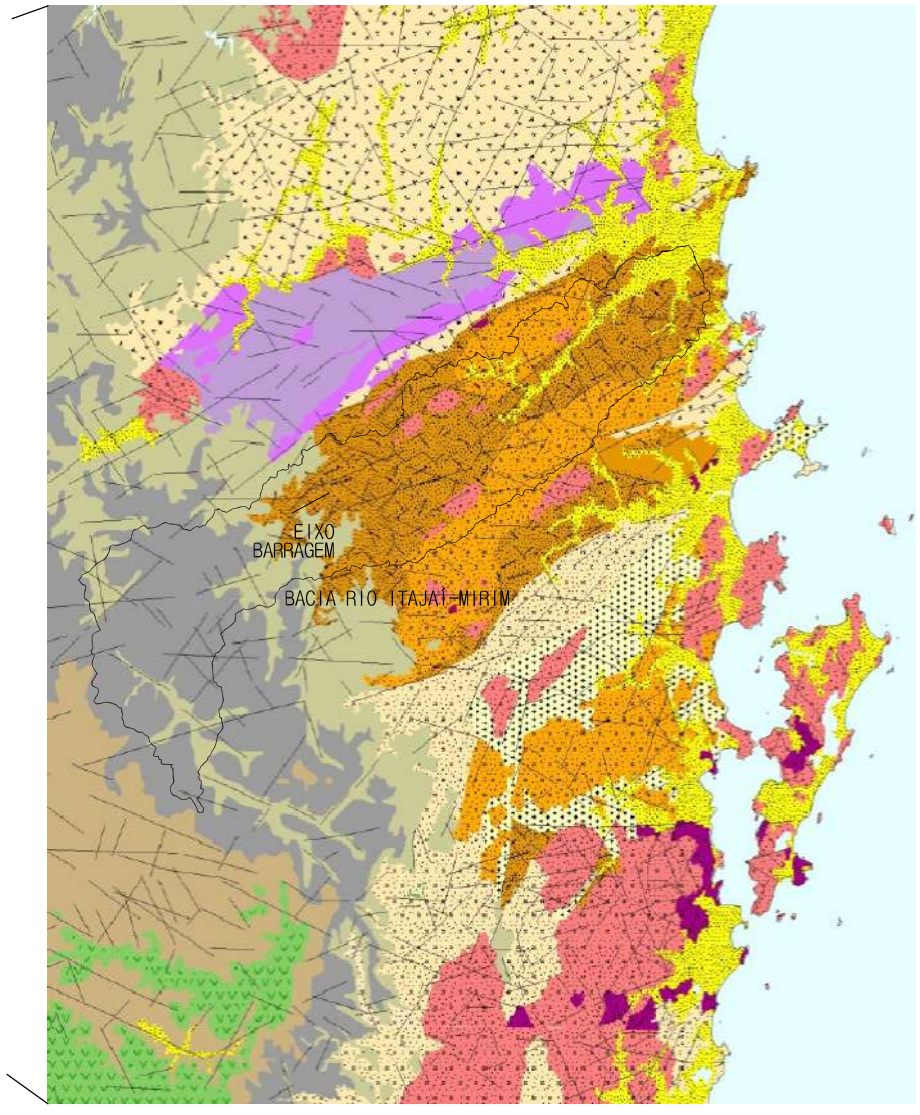
| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | NOVEMBRO/2014 | 5039-DE-GE-005-1 |

# GEOLOGIA

MAPA GEOLÓGICO DE SANTA CATARINA




MAPA GEOLÓGICO CENTRO-LESTE DE SANTA CATARINA




Elaborado por:

IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

KL ENGENHARIA

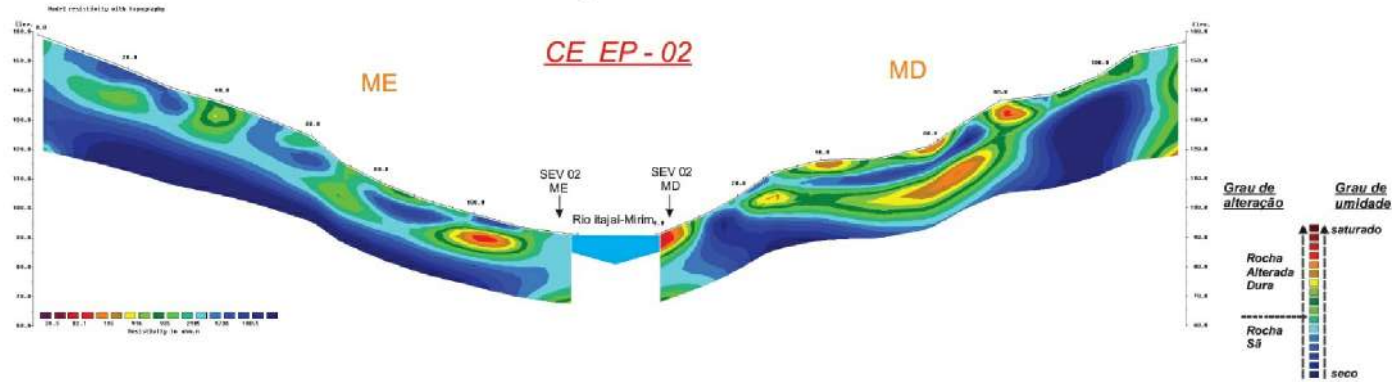
SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL – SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

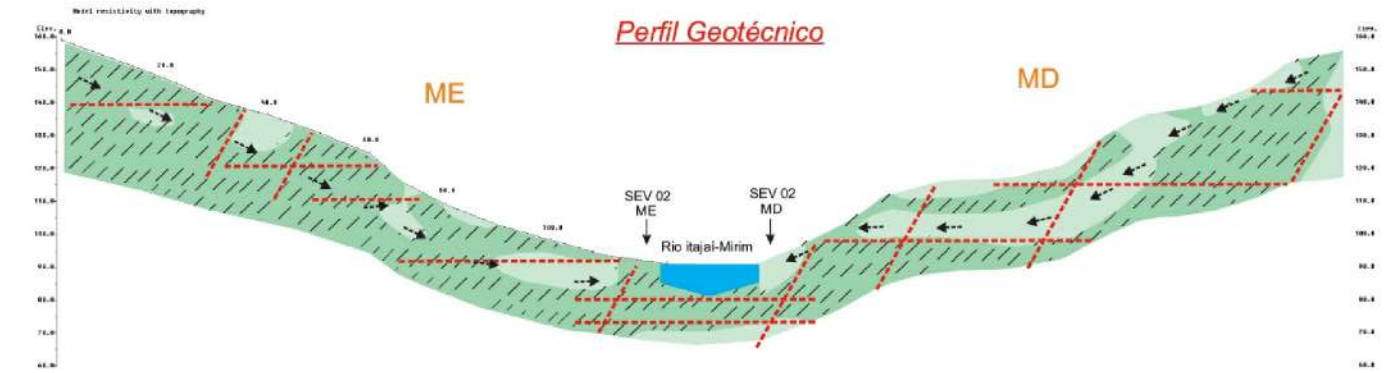
**MAPAS GEOLÓGICOS REGIONAL E LOCAL**

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | JUNHO/2014 | 5039-DE-GG-001 |

Imagem Elétrica




Perfil Geotécnico




*Legenda*

Rocha Alterada Dura - RAD

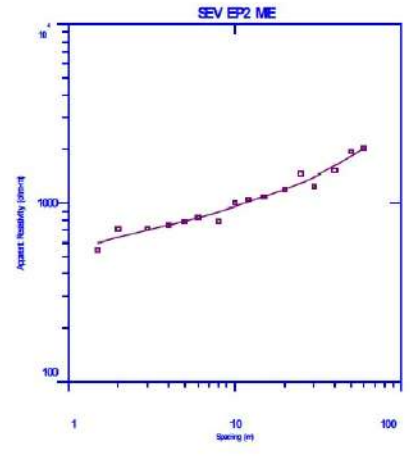
Rocha Sã

***Fluxo Subterrâneo***

***Estruturas Geológicas***

## SEV 02-ME

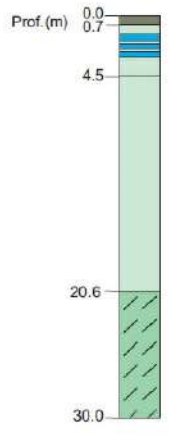
**Curva de Sondagem Elétrica Vertical**




*Projeção Universal Transversa de Mercator*
*Datum Horizontal: Sirgas 2000*
*Zona UTM 22S*

*Coordenadas: 677772 / 6988756*

**Interpretação Geológica**




*Legenda*

Solo Transportado

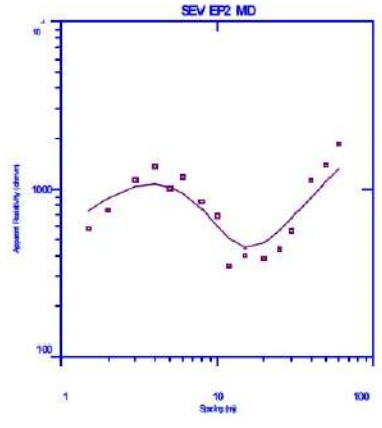
Rocha Alterada Dura

Rocha Sã

Nível da Água

## SEV 02-MD

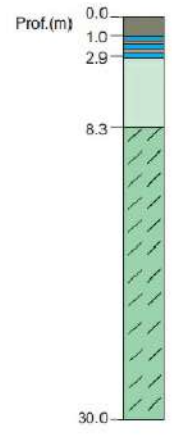
**Curva de Sondagem Elétrica Vertical**




*Projeção Universal Transversa de Mercator*
*Datum Horizontal: Sirgas 2000*
*Zona UTM 22S*

*Coordenadas: 678544 / 6989282*

**Interpretação Geológica**




*Legenda*

Solo Transportado

Solo de Alteração / Rocha Alterada mole

Rocha Alterada Dura

Rocha Alterada Dura / Rocha Sã

Nível da Água

Elaborado por:

IGUATEMI
CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

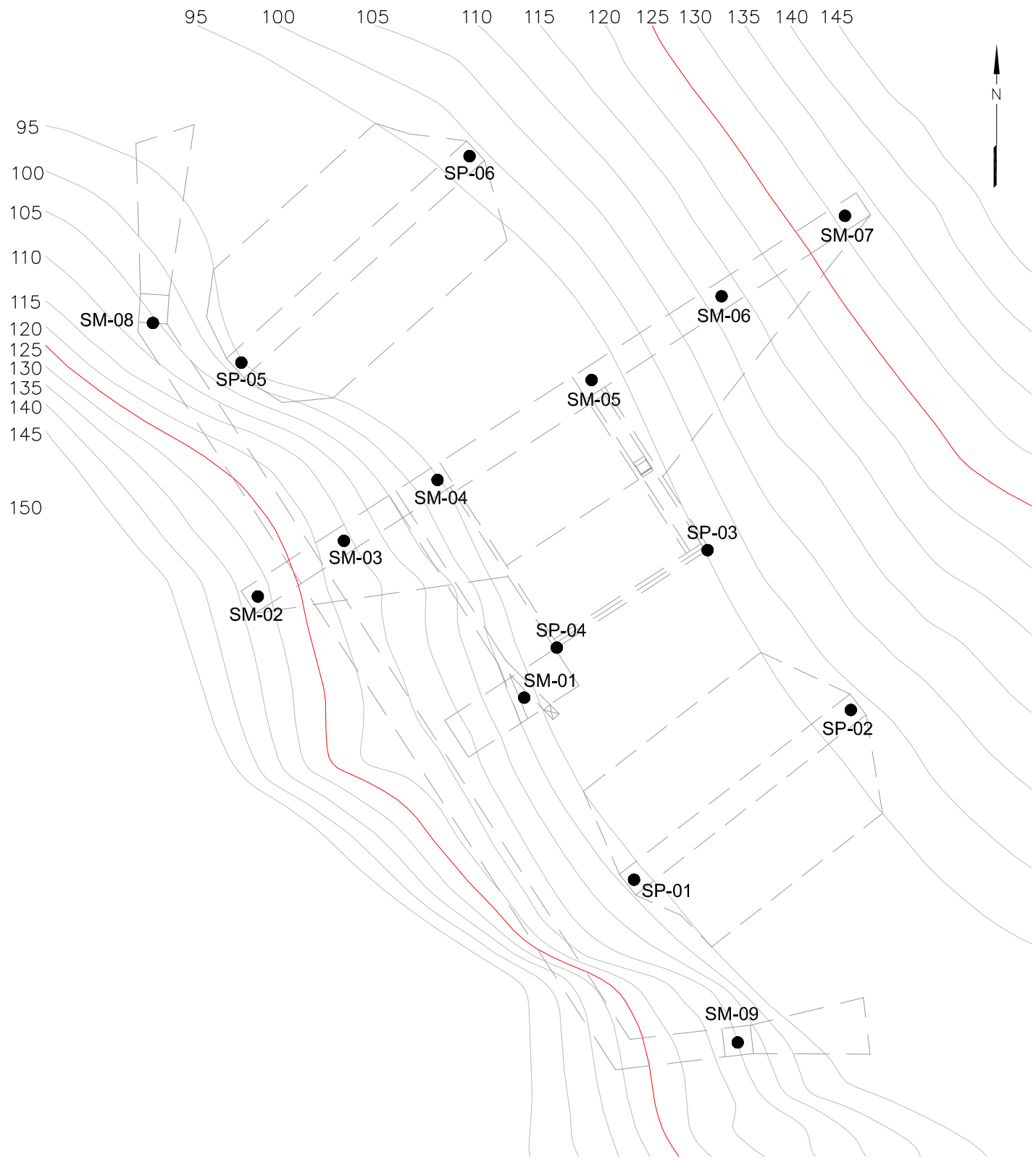
KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL – SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

**SONDAGEM GEOFÍSICA – EIXO DA BARRAGEM**

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | JUNHO/2014 | 5039-DE-GG-002 |




SP - SONDAGEM A PERCUSSÃO

| SONDAGEM | PROF. ESTIMADA |
|---|---|
| SP-01 | 5mts |
| SP-02 | 5mts |
| SP-03 | 5mts |
| SP-04 | 5mts |
| SP-05 | 5mts |
| SP-06 | 5mts |
| Total | 30mts |

SPM - SONDAGEM A MISTA

| SONDAGEM | PROF. ESTIMADA |
|---|---|
| SM-01 | 7mts |
| SM-02 | 14mts |
| SM-03 | 17mts |
| SM-04 | 17mts |
| SM-05 | 17mts |
| SM-06 | 17mts |
| SM-07 | 14mts |
| SM-08 | 22mts |
| SM-09 | 5mts |
| Total | 130mts |

LOCAÇÃO FUROS DE SONDAGEM – PLANTA

ESC: 1/2000

Elaborado por:

IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL – SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

LOCALIZAÇÃO DAS SONDAGENS

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | JUNHO/2014 | 5039-DE-GG-003 |

## PERFIL DE SONDAGEM MISTA - SM-01

01/01

| NÍVEL D'ÁGUA 24 h (m) | PROF. (m) PERFIL | GOLPES / 30 cm INICIAL | GOLPES / 30 cm FINAL | RECUPERAÇÃO (%) / ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) | CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS | Alteração | Coerência | Fraturamento | N. de Fragmentos por manobra | R.Q.D.(%) | CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| N.F.E. | | | | | 0,00 - 0,80 m: ARGILA ARENOSA COM FRAGMENTOS DE ROCHA. | | | | | | SOLO |
| | 1 | | | 33% | 0,80 - 3,20 m: FRAGMENTOS DE ROCHA. | - | - | - | 18 | - | FRAGMENTOS DE ROCHA |
| | 2 | | | | | - | - | - | 30 | - | |
| | 3 | | | 25,7% | 3,20 - 8,35 m: ROCHA DE COLORAÇÃO VERDE COM POUCOS VEIOS BRANCOS (VEIOS DE QUARTZO), AVERMELHADA NAS PORÇÕES MAIS ALTERADAS. COMPOSTA PRINCIPALMENTE POR QUARTZO, SERICITA E CLORITA. ESTRUTURA XISTOSA. TEXTURA LEPIDOBLÁSTICA. APRESENTA FRATURAS DIAGONAIS, PARALELAS À XISTOSIDADE, E SUBVERTICAIS, COM PRESENÇA DE ÓXIDOS DE COLORAÇÃO PRETA, MARROM ESCURA, AMARELA E VERMELHA EM SEUS PLANOS. CLASSIFICADA MACROSCOPICAMENTE COMO MICAXISTO. | A3 A4 | C4 | F3 | 18 | 26 | ROCHA MICAXISTO |
| | 4 | | | 100% | | A3 A4 | C4 | F3 | 15 | 41 | |
| | 5 | | | 96,7% | | A3 | C4 | F3 | 09 | - | |
| | 6 | | | 92,2% | | A3 | C4 | F3 | 15 | 24 | |
| | 7 | | | 92,2% | | A3 | C4 | F3 | 10 | 18,7 | |
| | 8 | | | 93,3% | | | | | | | |
| | 9 | | | | | | | | | | |
| | 10 | | | | | | | | | | |
| | 11 | | | | | | | | | | |
| | 12 | | | | | | | | | | |
| | 13 | | | | | | | | | | |
| | 14 | | | | | | | | | | |
| | 15 | | | | | | | | | | |
| | 16 | | | | | | | | | | |
| | 17 | | | | | | | | | | |
| | 18 | | | | | | | | | | |
| | 19 | | | | | | | | | | |
| | 20 | | | | | | | | | | |

Diâmetro da perfuração: 0,80 - 8,35 m = N
Revestimento: 0,00 - 3,20 m = NW

Nível d'Água 24h: SECO

Limite da sondagem: 8,35 m

CLIENTE: IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA

LOCAL: BARRAGEM DE BOTUVERÁ
BOTUVERÁ - SC

RESPONSÁVEL TÉCNICO: ENG. FLAVIANO SPADARI — CREA: SC 118.679-8

DATA INÍCIO: 02/10/2014 — OSSC: 5784-14

DATA TÉRMINO: 03/10/2014

LEGENDA:

Alteração:
A1-Rocha Sã
A2-Pouco Alterada
A3-Medianamente Alterada
A4-Muito Alterada

Coerência:
C1-Extremamente/muito resistente
C2-Resistente
C3-Medianamente resistente
C4-Rocha Branda
C5-Extremamente/muito branda

Fraturamento:
F1-Ocasionalmente Fraturada
F2-Pouco Fraturada
F3-Medianamente Fraturada
F4-Muito Fraturada
F5-Extremamente Fraturada

SONDAGEL SONDAGENS E SERVIÇOS LTDA.
Rua Adão Schmidt, 132
Barreiros - São José - SC
Fone: (48) 3248-3040

SONDAGEM: SM-01

ESCALA: 1:100

COORDENADAS FORNECIDAS PELO CLIENTE:
X: 679953.2660
Y: 6989885.8940

## PERFIL DE SONDAGEM MISTA - SM-02

01/02

| NÍVEL D'ÁGUA 24 h (m) | PROF. (m) PERFIL | GOLPES / 30 cm INICIAL | GOLPES / 30 cm FINAL | RECUPERAÇÃO (%) / ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) | CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS | Alteração | Coerência | Fraturamento | N. de Fragmentos por manobra | R.Q.D.(%) | CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| N.F.E. | 1 | 06 | 08 | | 0,00 - 10,10 m: SILTE ARGILOSO COM POUCA AREIA FINA À GROSSA, POUCOS PEDRISCOS, POUCOS PEDREGULHOS FINOS, POUCOS RESTOS VEGETAIS, MICA E PORÇÕES DE ALTERAÇÃO DE ROCHA, MÉDIO A DURO, AVERMELHADO. | | | | | | SOLO |
| | 2 | 10 | 13 | | | | | | | | |
| | 3 | 14 | 20 | | | | | | | | |
| | 4 | 18 | 23 | | | | | | | | |
| | 5 | 25 | 34 | | | | | | | | |
| | 6 | 25 | 25 | | | | | | | | |
| | 7 | 33 | 44 | | | | | | | | |
| | 8 | 33 | - | | | | | | | | |
| | 9 | 35 | - | | | | | | | | |
| | 10 | 30/10 | - | | | | | | | | |
| | 11 | | | 32,7% | 10,10 - 30,40 m: ROCHA DE COLORAÇÃO CINZA ESCURA COM VEIOS BRANCOS (VEIOS DE QUARTZO), AVERMELHADA NAS PORÇÕES MAIS ALTERADAS. COMPOSTA PRINCIPALMENTE POR QUARTZO, SERICITA E CLORITA. ESTRUTURA XISTOSA. TEXTURA LEPIDOBLÁSTICA. APRESENTA FRATURAS DIAGONAIS, SUBVERTICAIS E SUB-HORIZONTAIS, COM PRESENÇA DE ÓXIDOS DE COLORAÇÃO VERMELHA, AMARELA, MARROM ESCURA E PRETA EM SEUS PLANOS. PRESENÇA DE VEIOS DE QUARTZO. ROCHA CLASSIFICADA MACROSCOPICAMENTE COMO MICAXISTO. | A4 | C5 | F5 | 18 | 7,3 | ROCHA MICAXISTO |
| | 12 | | | 29% | | A4 A3 | C5 C4 | F5 | 20 | 6,3 | |
| | 13 | | | | | | | | | | |
| | 14 | | | 24% | | A3 A4 | C4 C5 | F5 | 22 | 06 | |
| | 15 | | | | | | | | | | |
| | 16 | | | 64,5% | | A3 | C4 | F4 | 29 | - | |
| | 17 | | | 45% | | A4 | C4 | F4 | 07 | 12 | |
| | 18 | | | 68% | | A3 | C4 | F4 | 15 | 21 | |
| | 19 | | | | | | | | | | |
| | 20 | | | 89% | | A3 | C4 | F4 | 12 | 20 | |

CLIENTE: IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA

LOCAL: BARRAGEM DE BOTUVERÁ
BOTUVERÁ - SC

RESPONSÁVEL TÉCNICO: ENG. FLAVIANO SPADARI — CREA: SC 118.679-8

DATA INÍCIO: 20/09/2014 — OSSC: 5784-14

DATA TÉRMINO: 25/09/2014

LEGENDA:

Alteração:
A1-Rocha Sã
A2-Pouco Alterada
A3-Medianamente Alterada
A4-Muito Alterada

Coerência:
C1-Extremamente/muito resistente
C2-Resistente
C3-Medianamente resistente
C4-Rocha Branda
C5-Extremamente/muito branda

Fraturamento:
F1-Ocasionalmente Fraturada
F2-Pouco Fraturada
F3-Medianamente Fraturada
F4-Muito Fraturada
F5-Extremamente Fraturada

SONDAGEL SONDAGENS E SERVIÇOS LTDA.
Rua Adão Schmidt, 132
Barreiros - São José - SC
Fone: (48) 3248-3040

SONDAGEM: SM-02

ESCALA: 1:100

COORDENADAS FORNECIDAS PELO CLIENTE:
X: 679892.4700
Y: 6989908.9800

## PERFIL DE SONDAGEM MISTA - SM-02

02/02

| NÍVEL D'ÁGUA 24 h (m) | PROF. (m) PERFIL | GOLPES / 30 cm INICIAL | GOLPES / 30 cm FINAL | RECUPERAÇÃO (%) / ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) | CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS | Alteração | Coerência | Fraturamento | N. de Fragmentos por manobra | R.Q.D.(%) | CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 21 | | | 89% | 10,10 - 30,40 m: ROCHA DE COLORAÇÃO CINZA ESCURA COM VEIOS BRANCOS (VEIOS DE QUARTZO), AVERMELHADA NAS PORÇÕES MAIS ALTERADAS. COMPOSTA PRINCIPALMENTE POR QUARTZO, SERICITA E CLORITA. ESTRUTURA XISTOSA. TEXTURA LEPIDOBLÁSTICA. APRESENTA FRATURAS DIAGONAIS, SUBVERTICAIS E SUB-HORIZONTAIS, COM PRESENÇA DE ÓXIDOS DE COLORAÇÃO VERMELHA, AMARELA, MARROM ESCURA E PRETA EM SEUS PLANOS. PRESENÇA DE VEIOS DE QUARTZO. ROCHA CLASSIFICADA MACROSCOPICAMENTE COMO MICAXISTO. | A3 | C4 | F4 | 12 | 20 | ROCHA MICAXISTO |
| | 22 | | | 49% | | A3 | C4 | F5 | 45 | - | |
| | 23 | | | 15% | | A2 | C4 | F5 | 16 | - | |
| | 24 | | | 12,5% | | A2 | C4 | F5 | 05 | - | |
| | 25 | | | | | | | | | | |
| | 26 | | | 24% | | A2 | C4 | F5 | 14 | - | |
| | 27 | | | 37,3% | | A2 | C4 | F5 | 28 | 6,7 | |
| | 28 | | | 66,7% | | A2 | C4 | F5 | 37 | - | |
| | 29 | | | | | | | | | | |
| | 30 | | | | | | | | | | |
| | 31 | | | | | | | | | | |
| | 32 | | | | | | | | | | |
| | 33 | | | | | | | | | | |
| | 34 | | | | | | | | | | |
| | 35 | | | | | | | | | | |
| | 36 | | | | | | | | | | |
| | 37 | | | | | | | | | | |
| | 38 | | | | | | | | | | |
| | 39 | | | | | | | | | | |
| | 40 | | | | | | | | | | |

Diâmetro da perfuração: 10,10 - 30,40 m = N
Revestimento: 0,00 - 10,10 m = NW

Nível d'Água 24h: N.F.E. (Não Foi Encontrado)
Fuga d'Água 24h: 17,00 m

Limite da sondagem: 30,40 m

CLIENTE: IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA

LOCAL: BARRAGEM DE BOTUVERÁ
BOTUVERÁ - SC

RESPONSÁVEL TÉCNICO: ENG. FLAVIANO SPADARI — CREA: SC 118.679-8

DATA INÍCIO: 20/09/2014 — OSSC: 5784-14

DATA TÉRMINO: 25/09/2014

LEGENDA:

Alteração:
A1-Rocha Sã
A2-Pouco Alterada
A3-Medianamente Alterada
A4-Muito Alterada

Coerência:
C1-Extremamente/muito resistente
C2-Resistente
C3-Medianamente resistente
C4-Rocha Branda
C5-Extremamente/muito branda

Fraturamento:
F1-Ocasionalmente Fraturada
F2-Pouco Fraturada
F3-Medianamente Fraturada
F4-Muito Fraturada
F5-Extremamente Fraturada

SONDAGEL SONDAGENS E SERVIÇOS LTDA.
Rua Adão Schmidt, 132
Barreiros - São José - SC
Fone: (48) 3248-3040

SONDAGEM: SM-02

ESCALA: 1:100

COORDENADAS FORNECIDAS PELO CLIENTE:
X: 679892.4700
Y: 6989908.9800

Elaborado por:

IGUATEMI
CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL - SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

PERFIL DE SONDAGEM MISTA - SM-01 E SM-02

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | DEZEMBRO/2014 | 5039-DE-GG-004 |

## PERFIL DE SONDAGEM MISTA - SM-03

01/01

| NÍVEL D'ÁGUA 24 h (m) | PROF. (m) PERFIL | GOLPES / 30 cm INICIAL | GOLPES / 30 cm FINAL | RECUPERAÇÃO (%) / ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) | CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS | Alteração | Coerência | Fraturamento | Nº de Fragmentos por metro/m | R.Q.D.(%) | CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| N.F.E. | 1 | 15 | 21 | | 0,00 - 5,04 m: SILTE ARGILOSO COM POUCA AREIA FINA, MICA E PORÇÕES DE ALTERAÇÃO E ROCHA, DURO, AVERMELHADO. | | | | | | SOLO |
| | 2 | 19 | 26 | | | | | | | | |
| | 3 | 23 | 31 | | | | | | | | |
| | 4 | 38 | - | | | | | | | | |
| | 5 | 30/04 | - | | | | | | | | |
| | 6 | | | 11,3% | 5,04 - 9,55 m: PEDREGULHOS VARIADOS. | - | - | - | 30 | - | PEDREGULHOS VARIADOS |
| | 7 | | | 13,3% | | - | - | - | 40 | - | |
| | 8 | | | | | | | | | | |
| | 9 | | | 23,8% | | - | - | - | 35 | - | |
| | 10 | | | 34,3% | 9,55 - 11,01 m: FRAGMENTOS DE ROCHA. | - | - | - | 45 | - | FRAGMENTOS DE ROCHA |
| | 11 | | | | | | | | | | |
| | 12 | | | 64% | 11,01 - 17,02 m: ROCHA DE COLORAÇÃO VERDE E CINZA COM VEIOS BRANCOS (VEIOS DE QUARTZO). COMPOSTA PRINCIPALMENTE POR QUARTZO, SERICITA E CLORITA. ESTRUTURA XISTOSA. TEXTURA LEPIDOBLÁSTICA. APRESENTA FRATURAS PRINCIPALMENTE DIAGONAIS, PARALELAS À XISTOSIDADE, MAS TAMBÉM SUB-HORIZONTAIS, COM PRESENÇA DE ÓXIDOS DE COLORAÇÃO MARROM ESCURA, MARROM, AMARELA E VERMELHA EM SEUS PLANOS. CLASSIFICADA MACROSCOPICAMENTE COMO MICAXISTO. | A2 | C4 | F3 | 38 | 24,5 | ROCHA MICAXISTO |
| | 13 | | | 94% | | A2 | C4 | F3 | ±50 | 14,8 | |
| | 14 | | | 76,2% | | A2 A3 | C4 | F3 | ±40 | 13 | |
| | 15 | | | | | | | | | | |
| | 16 | | | 85,3% | | A3 | C4 | F5 | ±80 | - | |
| | 17 | | | | | | | | | | |
| | 18 | | | | | | | | | | |
| | 19 | | | | Diâmetro da perfuração: 5,04 - 17,02 m = N<br>Revestimento: 0,00 - 11,00 m = NW | | | | | | |
| | 20 | | | | Nível d'Água 24h: N.F.E. (Não Foi Encontrado) | | | | | | |
| | | | | | Limite da sondagem: 17,02 m | | | | | | |

CLIENTE: IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA

LOCAL: BARRAGEM DE BOTUVERÁ

BOTUVERÁ - SC

RESPONSÁVEL TÉCNICO: ENG. FLAVIANO SPADARI — CREA: SC 118.679-8

DATA INÍCIO: 20/08/2014 — OSSC: 5784-14

DATA TÉRMINO: 22/08/2014

LEGENDA:

Alteração:
A1-Rocha Sã
A2-Pouco Alterada
A3-Medianamente Alterado
A4-Muito Alterada

Coerência:
C1-Extremamente/muito resistente
C2-Resistente
C3-Medianamente resistente
C4-Rocha Branda
C5-Extremamente/muito branda

Fraturamento:
F1-Ocasionalmente Fraturada
F2-Pouco Fraturada
F3-Medianamente Fraturada
F4-Muito Fraturada
F5-Extremamente Fraturada

SONDAGEL SONDAGENS E SERVIÇOS LTDA. — Rua Adão Schmidt, 132 Barreiros - São José - SC Fone: (48) 3248-3040

SONDAGEM: SM-03

COORDENADAS FORNECIDAS PELO CLIENTE:

ESCALA: 1:100

X: 6799121.1130
Y: 6989921.6730

## PERFIL DE SONDAGEM MISTA - SM-04

01/01

| NÍVEL D'ÁGUA 24 h (m) | PROF. (m) PERFIL | GOLPES / 30 cm INICIAL | GOLPES / 30 cm FINAL | RECUPERAÇÃO (%) / ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) | CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS | Alteração | Coerência | Fraturamento | Nº de Fragmentos por metro/m | R.Q.D.(%) | CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| N.F.E. | 1 | | | 29% | 0,00 - 0,80 m: ARGILA ARENOSA COM PEDREGULHOS VARIADOS. | | | | | | SOLO |
| | 2 | | | 26% | 0,80 - 12,64 m: FRAGMENTOS DE ROCHA. | - | - | - | 25 | - | FRAGMENTOS DE ROCHA |
| | 3 | | | | | - | - | - | 15 | - | |
| | 4 | | | 22% | | - | - | - | 27 | - | |
| | 5 | | | 28,5% | | - | - | - | 23 | - | |
| | 6 | | | | | | | | | | |
| | 7 | | | 22% | | - | - | - | 28 | - | |
| | 8 | | | | | | | | | | |
| | 9 | | | 28% | | - | - | - | 24 | - | |
| | 10 | | | 16% | | - | - | - | 12 | - | |
| | 11 | | | | | | | | | | |
| | 12 | | | 26% | | - | - | - | 18 | - | |
| | 13 | | | 41% | 12,64 - 19,25 m: ROCHA DE COLORAÇÃO VERDE E CINZA COM VEIOS BRANCOS (VEIOS DE QUARTZO). COMPOSTA PRINCIPALMENTE POR QUARTZO, SERICITA E CLORITA. ESTRUTURA GNAISSICA. TEXTURA LEPIDOBLÁSTICA. PRESENÇA DE FRATURAS DIAGONAIS, PARALELAS À XISTOSIDADE, COM PRESENÇA DE ÓXIDOS DE COLORAÇÃO AMARELA, MARROM AMARELADA E MARROM ESCURA. CLASSIFICADA MACROSCOPICAMENTE COMO MICAXISTO.<br>OBS.: OCORRÊNCIA DE QUEBRAS MECÂNICAS PARALELAS À XISTOSIDADE. | A3 A2 | C4 | F4 | 15 | - | ROCHA MICAXISTO |
| | 14 | | | 91% | | A2 | C4 | F2 | 09 | 81 | |
| | 15 | | | | | | | | | | |
| | 16 | | | 96% | | A2 | C4 | F2 | 10 | 83,5 | |
| | 17 | | | | | | | | | | |
| | 18 | | | 100% | | A2 | C4 | F2 | 13 | 82 | |
| | 19 | | | 100% | Diâmetro da perfuração: 0,80 - 19,25 m = N<br>Revestimento: 0,00 - 5,50 m = NW | A2 | C4 | F3 | 14 | 40 | |
| | 20 | | | | Nível d'Água 24h: N.F.E. (Não Foi Encontrado) | | | | | | |
| | | | | | Limite da sondagem: 19,25 m | | | | | | |

CLIENTE: IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA

LOCAL: BARRAGEM DE BOTUVERÁ

BOTUVERÁ - SC

RESPONSÁVEL TÉCNICO: ENG. FLAVIANO SPADARI — CREA: SC 118.679-8

DATA INÍCIO: 31/08/2014 — OSSC: 5784-14

DATA TÉRMINO: 04/09/2014

LEGENDA:

Alteração:
A1-Rocha Sã
A2-Pouco Alterada
A3-Medianamente Alterado
A4-Muito Alterada

Coerência:
C1-Extremamente/muito resistente
C2-Resistente
C3-Medianamente resistente
C4-Rocha Branda
C5-Extremamente/muito branda

Fraturamento:
F1-Ocasionalmente Fraturada
F2-Pouco Fraturada
F3-Medianamente Fraturada
F4-Muito Fraturada
F5-Extremamente Fraturada

SONDAGEL SONDAGENS E SERVIÇOS LTDA. — Rua Adão Schmidt, 132 Barreiros - São José - SC Fone: (48) 3248-3040

SONDAGEM: SM-04

COORDENADAS FORNECIDAS PELO CLIENTE:

ESCALA: 1:100

X: 679933.4700
Y: 6989935.5540

## PERFIL DE SONDAGEM MISTA - SM-05

01/02

| NÍVEL D'ÁGUA INICIAL (m) | PROF. (m) PERFIL | GOLPES / 30 cm INICIAL | GOLPES / 30 cm FINAL | RECUPERAÇÃO (%) / ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) | CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS | Alteração | Coerência | Fraturamento | Nº de Fragmentos por metro/m | R.Q.D.(%) | CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 0,20 | 1 | | | 19% | 0,00 - 1,30 m: SEIXOS ROLADOS E PEDREGULHOS VARIADOS. | - | - | - | ± 40 | - | SEIXOS E PEDREGULHOS |
| | 2 | | | 16,5% | 1,30 - 4,70 m: FRAGMENTOS DE ROCHA. | - | - | - | 14 | - | FRAGMENTOS DE ROCHA |
| | 3 | | | | | | | | | | |
| | 4 | | | 27% | | - | - | - | 28 | - | |
| | 5 | | | 65,3% | 4,70 - 11,25 m: ROCHA DE COLORAÇÃO VERDE E CINZA COM VEIOS BRANCOS PASSANDO À CINZA ESCURA COM VEIOS BRANCOS (VEIOS DE QUARTZO). COMPOSTA PRINCIPALMENTE POR QUARTZO, SERICITA E CLORITA. ESTRUTURA GNAISSICA. TEXTURA LEPIDOBLÁSTICA. APRESENTA FRATURAS PRINCIPALMENTE DIAGONAIS, PARALELAS À XISTOSIDADE, MAS TAMBÉM SUB-HORIZONTAIS, COM PRESENÇA DE ÓXIDOS DE COLORAÇÃO MARROM, AMARELA E VERMELHA EM ALGUNS DE SEUS PLANOS. CLASSIFICADA MACROSCOPICAMENTE COMO MICAXISTO. | A2 | C4 | F4 | 25 | 10 | ROCHA MICAXISTO |
| | 6 | | | | | | | | | | |
| | 7 | | | 91% | | A2 | C4 | F3 | 20 | 58,3 | |
| | 8 | | | | | | | | | | |
| | 9 | | | 97% | | A2 | C4 | F3 | 23 | 49,3 | |
| | 10 | | | 62% | | A2 | C4 | F3 | 23 | 27 | |
| | 11 | | | | | | | | | | |
| | 12 | | | | | | | | | | |
| | 13 | | | | | | | | | | |
| | 14 | | | | | | | | | | |
| | 15 | | | | | | | | | | |
| | 16 | | | | | | | | | | |
| | 17 | | | | | | | | | | |
| | 18 | | | | | | | | | | |
| | 19 | | | | Diâmetro da perfuração: 0,00 - 11,25 m = N<br>Revestimento: 0,00 - 3,20 m = NW | | | | | | |
| | 20 | | | | Nível d'Água Inicial: 0,20 m | | | | | | |
| | | | | | Limite da sondagem: 11,25 m | | | | | | |

CLIENTE: IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA

LOCAL: BARRAGEM DE BOTUVERÁ

BOTUVERÁ - SC

RESPONSÁVEL TÉCNICO: ENG. FLAVIANO SPADARI — CREA: SC 118.679-8

DATA INÍCIO: 09/09/2014 — OSSC: 5784-14

DATA TÉRMINO: 12/09/2014

LEGENDA:

Alteração:
A1-Rocha Sã
A2-Pouco Alterada
A3-Medianamente Alterado
A4-Muito Alterada

Coerência:
C1-Extremamente/muito resistente
C2-Resistente
C3-Medianamente resistente
C4-Rocha Branda
C5-Extremamente/muito branda

Fraturamento:
F1-Ocasionalmente Fraturada
F2-Pouco Fraturada
F3-Medianamente Fraturada
F4-Muito Fraturada
F5-Extremamente Fraturada

SONDAGEL SONDAGENS E SERVIÇOS LTDA. — Rua Adão Schmidt, 132 Barreiros - São José - SC Fone: (48) 3248-3040

SONDAGEM: SM-05

COORDENADAS FORNECIDAS PELO CLIENTE:

ESCALA: 1:100

X: 679968.6420
Y: 6989958.3470

Elaborado por:

IGUATEMI
CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL - SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

PERFIL DE SONDAGEM MISTA - SM-03, SM-04 E SM-05

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | DEZEMBRO/2014 | 5039-DE-GG-005 |

## PERFIL DE SONDAGEM MISTA - SM-06

01/01

| PROF. (m) PERFIL | GOLPES / 30 cm INICIAL | GOLPES / 30 cm FINAL | RECUPERAÇÃO (%) / ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) | CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS | Alteração | Coerência | Fraturamento | Nº de Fragmentos por metro/pcs | R.Q.D.(%) | CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | | | 70% | 0,00 - 7,40 m: ROCHA DE COLORAÇÃO CINZA ESCURA, LOCALMENTE VERDE, COM VEIOS BRANCOS (VEIOS DE QUARTZO). COMPOSTA PRINCIPALMENTE POR QUARTZO, SERICITA E CLORITA. ESTRUTURA XISTOSA. TEXTURA LEPIDOBLÁSTICA. PRESENÇA DE FRATURAS GERALMENTE DIAGONAIS, PARALELAS À XISTOSIDADE, MAS TAMBÉM SUB-HORIZONTAIS, COM PRESENÇA DE ARGILOMINERAIS DE COLORAÇÃO AMARELA EM ALGUNS DE SEUS PLANOS. CLASSIFICADA MACROSCOPICAMENTE COMO MICAXISTO.<br><br>OBS.: OCORRÊNCIA DE QUEBRAS MECÂNICAS PARALELAS À XISTOSIDADE. | A2 | C4 | F3 | 12 | 54,5 | ROCHA MICAXISTO |
| 2 | | | 100% | | A2 | C4 | F3 | 21 | 63,5 | |
| 3 | | | 100% | | A2 | C4 | F2 | 05 | 100 | |
| 4 | | | | | | | | | | |
| 5 | | | 67% | | A2 | C4 | F2 | 03 | 56 | |
| 6 | | | | | | | | | | |
| 7 | | | 71% | | A2 | C4 | F2 | 04 | 71 | |
| 8 | | | | | | | | | | |
| 9 | | | | | | | | | | |
| 10 | | | | | | | | | | |
| 11 | | | | | | | | | | |
| 12 | | | | | | | | | | |
| 13 | | | | | | | | | | |
| 14 | | | | | | | | | | |
| 15 | | | | | | | | | | |
| 16 | | | | | | | | | | |
| 17 | | | | | | | | | | |
| 18 | | | | | | | | | | |
| 19 | | | | | | | | | | |
| 20 | | | | | | | | | | |

N.F.E.

Diâmetro da perfuração: 0,00 - 7,40 m = N
Revestimento: 0,00 - 0,80 m = NW

Nível d'Água 24 h: N.F.E. (Não Foi Encontrado)
Limite da sondagem: 7,40 m

CLIENTE: IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA

LOCAL: BARRAGEM DE BOTUVERÁ
BOTUVERÁ - SC

RESPONSÁVEL TÉCNICO: ENG. FLAVIANO SPADARI — CREA: SC 118.679-8

DATA INÍCIO: 16/09/2014 — OSSC: 5784-14
DATA TÉRMINO: 17/09/2014

LEGENDA:

Alteração:
A1-Rocha Sã
A2-Pouco Alterada
A3-Medianamente Alterada
A4-Muito Alterada

Coerência:
C1-Extremamente/muito resistente
C2-Resistente
C3-Medianamente resistente
C4-Rocha Branda
C5-Extremamente/muito branda

Fraturamento:
F1-Ocasionalmente Fraturada
F2-Pouco Fraturada
F3-Medianamente Fraturada
F4-Muito Fraturada
F5-Extremamente Fraturada

SONDAGEL SONDAGENS E SERVIÇOS LTDA.
Rua Adão Schmidt, 132
Barreiros - São José - SC
Fone: (48) 3248-3040

SONDAGEM: SM-06

ESCALA: 1:100

COORDENADAS FORNECIDAS PELO CLIENTE:
X: 679998.3030
Y: 6989977.4470

## PERFIL DE SONDAGEM MISTA - SM-07

01/01

| PROF. (m) PERFIL | GOLPES / 30 cm INICIAL | GOLPES / 30 cm FINAL | RECUPERAÇÃO (%) / ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) | CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS | Alteração | Coerência | Fraturamento | Nº de Fragmentos por metro/pcs | R.Q.D.(%) | CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 06 | 07 | | 0,00 - 1,70 m: SILTE ARGILOSO COM FRAGMENTOS DE ROCHA, MÉDIO, MARROM AMARELADO. | | | | | | SOLO |
| 2 | | | 28,7% | 1,70 - 4,80 m: FRAGMENTOS DE ROCHA. | - | - | - | 18 | - | FRAGMENTOS DE ROCHA |
| 3 | | | | | | | | | | |
| 4 | | | 28% | | - | - | - | 17 | - | |
| 5 | | | 94% | 4,80 - 10,85 m: ROCHA DE COLORAÇÃO CINZA ESCURA COM VEIOS BRANCOS (VEIOS DE QUARTZO). COMPOSTA PRINCIPALMENTE POR QUARTZO, SERICITA E CLORITA. ESTRUTURA XISTOSA. TEXTURA LEPIDOBLÁSTICA. APRESENTA FRATURAS PRINCIPALMENTE DIAGONAIS, PARALELAS À XISTOSIDADE, MAS TAMBÉM SUB-HORIZONTAIS, COM PRESENÇA DE ÓXIDOS DE COLORAÇÃO MARROM ESCURA, MARROM AMARELADA, AMARELA E VERMELHA EM SEUS PLANOS. CLASSIFICADA MACROSCOPICAMENTE COMO MICAXISTO.<br><br>OBS.: OCORRÊNCIA DE QUEBRAS MECÂNICAS PARALELAS À XISTOSIDADE. | A2 | C4 | F2 | 14 | 75 | ROCHA MICAXISTO |
| 6 | | | | | | | | | | |
| 7 | | | 35,7% | | A2 | C4 | F4 | 11 | 14,3 | |
| 8 | | | | | | | | | | |
| 9 | | | 71,4% | | A2 | C4 | F3 | 18 | 29,3 | |
| 10 | | | 82% | | A2 | C4 | F4 | 30 | 42,4 | |
| 11 | | | | | | | | | | |
| 12 | | | | | | | | | | |
| 13 | | | | | | | | | | |
| 14 | | | | | | | | | | |
| 15 | | | | | | | | | | |
| 16 | | | | | | | | | | |
| 17 | | | | | | | | | | |
| 18 | | | | | | | | | | |
| 19 | | | | | | | | | | |
| 20 | | | | | | | | | | |

N.F.E.

Diâmetro da perfuração: 1,70 - 10,85 m = N
Revestimento: 0,00 - 5,00 m = NW

Nível d'Água 24 h: N.F.E. (Não Foi Encontrado)
Fuga d'Água: 3,10 m

Limite da sondagem: 10,85 m

CLIENTE: IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA

LOCAL: BARRAGEM DE BOTUVERÁ
BOTUVERÁ - SC

RESPONSÁVEL TÉCNICO: ENG. FLAVIANO SPADARI — CREA: SC 118.679-8

DATA INÍCIO: 14/09/2014 — OSSC: 5784-14
DATA TÉRMINO: 15/09/2014

LEGENDA:

Alteração:
A1-Rocha Sã
A2-Pouco Alterada
A3-Medianamente Alterada
A4-Muito Alterada

Coerência:
C1-Extremamente/muito resistente
C2-Resistente
C3-Medianamente resistente
C4-Rocha Branda
C5-Extremamente/muito branda

Fraturamento:
F1-Ocasionalmente Fraturada
F2-Pouco Fraturada
F3-Medianamente Fraturada
F4-Muito Fraturada
F5-Extremamente Fraturada

SONDAGEL SONDAGENS E SERVIÇOS LTDA.
Rua Adão Schmidt, 132
Barreiros - São José - SC
Fone: (48) 3248-3040

SONDAGEM: SM-07

ESCALA: 1:100

COORDENADAS FORNECIDAS PELO CLIENTE:
X: 6800264590
Y: 6989995.8020

Elaborado por:

IGUATEMI
CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO
DA DEFESA CIVIL - SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO
DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

PERFIL DE SONDAGEM MISTA - SM-06 E SM-07

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | DEZEMBRO/2014 | 5039-DE-GG-006 |

## PERFIL DE SONDAGEM MISTA - SM-08

01/02

| NÍVEL D'ÁGUA 24 h (m) | PROF. (m) PERFIL | GOLPES / 30 cm INICIAL | GOLPES / 30 cm FINAL | RECUPERAÇÃO (%) | ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) | CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS | Alteração | Coerência | Fraturamento | N. de Fragmentos por manobra | R.Q.D.(%) | CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| N.F.E. | 1 | 10 | 13 | | | 0,00 - 1,95 m: ARGILA SILTOSA, RIJA, MARROM. | | | | | | SOLO |
| | 2 | | | 15,3% | | 1,95 - 3,45 m: FRAGMENTOS DE ROCHA. | - | - | - | 30 | - | FRAGMENTOS DE ROCHA |
| | 3 | | | | | | | | | | | |
| | 4 | | | 19,3% | | 3,45 - 7,60 m: PEDREGULHOS VARIADOS. | - | - | - | ±35 | - | PEDREGULHOS VARIADOS |
| | 5 | | | 13% | | | - | - | - | ±20 | - | |
| | 6 | | | 28,7% | | | - | - | - | 15 | - | |
| | 7 | | | | | | A4 | C5 | F5 | 02 | 8,7 | |
| | 8 | | | 21,3% | | | A4 | C5 | F5 | 15 | - | |
| | 9 | | | 17,5% | | | A4 | C5 | F5 | 10 | - | |
| | 10 | | | 15,3% | | | A4 | C5 | F5 | 32 | - | ROCHA MICAXISTO |
| | 11 | | | 13,3% | | | A4 | C5 | F5 | 15 | - | |
| | 12 | | | 45% | | | A4 | C5 | F5 | ±50 | - | |
| | 13 | | | 23% | | | A4 | C5 | F5 | 07 | - | |
| | 14 | | | 13,3% | | | A4 | C5 | F5 | 15 | - | |
| | 15 | | | 22% | | | A4 | C5 | F5 | 35 | - | |

7,60 - 31,75m: ROCHA DE COLORAÇÃO AVERMELHADA COM POUCOS VEIOS BRANCOS (VEIOS DE QUARTZO), PASSANDO À CINZA ESVERDEADA. COMPOSTA PRINCIPALMENTE POR QUARTZO, SERICITA E CLORITA. ESTRUTURA XISTOSA. TEXTURA LEPIDOBLÁSTICA. APRESENTA FRATURAS DIAGONAIS E SUB-VERTICAIS, PARALELAS À XISTOSIDADE, COM PRESENÇA DE ÓXIDOS DE COLORAÇÃO PRETA, MARROM ESCURA, AMARELA E VERMELHA EM SEUS PLANOS. CLASSIFICADA MACROSCOPICAMENTE COMO MICAXISTO.

CLIENTE: IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA

LOCAL: BARRAGEM DE BOTUVERÁ

BOTUVERÁ - SC

RESPONSÁVEL TÉCNICO: ENG. FLAVIANO SPADARI — CREA: SC 118.679-8

DATA INÍCIO: 27/09/2014 — OSSC: 5784-14

DATA TÉRMINO: 01/10/2014

LEGENDA:

Alteração:
A1-Rocha Sã
A2-Pouco Alterada
A3-Medianamente Alterada
A4-Muito Alterada

Coerência:
C1-Extremamente/muito resistente
C2-Resistente
C3-Medianamente resistente
C4-Rocha Branda
C5-Extremamente/muito branda

Fraturamento:
F1-Ocasionalmente Fraturada
F2-Pouco Fraturada
F3-Medianamente Fraturada
F4-Muito Fraturada
F5-Extremamente Fraturada

SONDAGEL SONDAGENS E SERVIÇOS LTDA. Rua Adão Schmidt, 132 Barreiros - São José - SC Fone: (48) 3248-3040

SONDAGEM: SM-08

ESCALA: 1:100

COORDENADAS FORNECIDAS PELO CLIENTE:
X: 679868.5150
Y: 6989971.3570

## PERFIL DE SONDAGEM MISTA - SM-08

02/02

| NÍVEL D'ÁGUA 24 h (m) | PROF. (m) PERFIL | GOLPES / 30 cm INICIAL | GOLPES / 30 cm FINAL | RECUPERAÇÃO (%) | ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) | CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS | Alteração | Coerência | Fraturamento | N. de Fragmentos por manobra | R.Q.D.(%) | CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | 21 | | | 22% | | 7,60 - 31,75m: ROCHA DE COLORAÇÃO AVERMELHADA COM POUCOS VEIOS BRANCOS (VEIOS DE QUARTZO), PASSANDO À CINZA ESVERDEADA. COMPOSTA PRINCIPALMENTE POR QUARTZO, SERICITA E CLORITA. ESTRUTURA XISTOSA. TEXTURA LEPIDOBLÁSTICA. APRESENTA FRATURAS DIAGONAIS E SUB-VERTICAIS, PARALELAS À XISTOSIDADE, COM PRESENÇA DE ÓXIDOS DE COLORAÇÃO PRETA, MARROM ESCURA, AMARELA E VERMELHA EM SEUS PLANOS. CLASSIFICADA MACROSCOPICAMENTE COMO MICAXISTO. | A4 | C5 | F5 | 35 | - | ROCHA MICAXISTO |
| | 22 | | | | | | | | | | | |
| | 23 | | | 18% | | | A4 | C5 | F5 | 08 | - | |
| | 24 | | | | | | | | | | | |
| | 25 | | | 22,5% | | | A4 | C5 | F5 | 13 | 08 | |
| | 26 | | | | | | | | | | | |
| | 27 | | | 40% | | | A4 | C5 | F5 | ±50 | - | |
| | 28 | | | 46,5% | | | A4 | C5 | F5 | 13 | 6,7 | |
| | 29 | | | | | | | | | | | |
| | 30 | | | 62% | | | A4 | C5 | F5 | ±30 | - | |
| | 31 | | | 40% | | | A4 | C5 | F5 | 37 | - | |
| | 32 | | | | | | | | | | | |
| | 33 | | | | | | | | | | | |
| | 34 | | | | | | | | | | | |
| | 35 | | | | | | | | | | | |
| | 36 | | | | | | | | | | | |
| | 37 | | | | | | | | | | | |
| | 38 | | | | | | | | | | | |
| | 39 | | | | | | | | | | | |
| | 40 | | | | | | | | | | | |

Diâmetro da perfuração: 1,95 - 31,75 m = N
Revestimento: 0,00 - 11,00 m = NW

Nível d'Água 24h: N.F.E. (Não Foi Encontrado)

Limite da sondagem: 31,75 m

CLIENTE: IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA

LOCAL: BARRAGEM DE BOTUVERÁ

BOTUVERÁ - SC

RESPONSÁVEL TÉCNICO: ENG. FLAVIANO SPADARI — CREA: SC 118.679-8

DATA INÍCIO: 27/09/2014 — OSSC: 5784-14

DATA TÉRMINO: 01/10/2014

LEGENDA:

Alteração:
A1-Rocha Sã
A2-Pouco Alterada
A3-Medianamente Alterada
A4-Muito Alterada

Coerência:
C1-Extremamente/muito resistente
C2-Resistente
C3-Medianamente resistente
C4-Rocha Branda
C5-Extremamente/muito branda

Fraturamento:
F1-Ocasionalmente Fraturada
F2-Pouco Fraturada
F3-Medianamente Fraturada
F4-Muito Fraturada
F5-Extremamente Fraturada

SONDAGEL SONDAGENS E SERVIÇOS LTDA. Rua Adão Schmidt, 132 Barreiros - São José - SC Fone: (48) 3248-3040

SONDAGEM: SM-08

ESCALA: 1:100

COORDENADAS FORNECIDAS PELO CLIENTE:
X: 679868.5150
Y: 6989971.3570

## PERFIL DE SONDAGEM MISTA - SM-09

01/01

| NÍVEL D'ÁGUA 24 h (m) | PROF. (m) PERFIL | GOLPES / 30 cm INICIAL | GOLPES / 30 cm FINAL | RECUPERAÇÃO (%) | ÍNDICE DE RESISTÊNCIA À PENETRAÇÃO (N) | CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS | Alteração | Coerência | Fraturamento | N. de Fragmentos por manobra | R.Q.D.(%) | CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| N.F.E. | 1 | | | | | 0,00 - 0,70 m: ARGILA ARENOSA (GRÃOS FINOS A GROSSOS), COM PEDREGULHOS VARIADOS, MARROM. | | | | | | SOLO |
| | 2 | | | 16% | | 0,70 - 1,63 m: PEDREGULHOS VARIADOS. | - | - | - | 30 | - | PEDREGULHOS VARIADOS |
| | 3 | | | 27,6% | | 1,63 - 3,08 m: FRAGMENTOS DE ROCHA. | - | - | - | 10 | - | FRAGMENTOS DE ROCHA |
| | 4 | | | 14% | | 3,08 - 8,65 m: PEDREGULHOS VARIADOS E FRAGMENTOS DE ROCHA. | - | - | - | 20 | - | PEDREGULHOS VARIADOS E FRAGMENTOS DE ROCHA |
| | 5 | | | 33,3% | | | - | - | - | ±70 | - | |
| | 6 | | | 28,6% | | | - | - | - | 30 | - | |
| | 7 | | | 53% | | | - | - | - | 40 | - | |
| | 8 | | | 89% | | 8,65 - 12,12 m: ROCHA DE COLORAÇÃO CINZA ESCURA, LOCALMENTE VERDE, COM VEIOS BRANCOS (VEIOS DE QUARTZO). ESTRUTURA GNÁISSICA. TEXTURA LEPIDOBLÁSTICA. APRESENTA FRATURAS DIAGONAIS, PARALELAS À XISTOSIDADE, COM PRESENÇA DE COLORAÇÃO MARROM ESCURA E DE AGLOMINERAIS DE COLORAÇÃO MARROM AMARELADA EM ALGUNS DE SEUS PLANOS. CLASSIFICADA MACROSCOPICAMENTE COMO MICAXISTO. | A2 | C4 | F3 | 36 | 45,4 | ROCHA MICAXISTO |
| | 9 | | | 100% | | OBS.: OCORRÊNCIA DE QUEBRAS MECÂNICAS PARALELAS À XISTOSIDADE. | A2 | C4 | F2 | 12 | 92,6 | |
| | 10 | | | | | | | | | | | |
| | 11 | | | | | | | | | | | |
| | 12 | | | | | | | | | | | |
| | 13 | | | | | | | | | | | |
| | 14 | | | | | | | | | | | |
| | 15 | | | | | | | | | | | |
| | 16 | | | | | | | | | | | |
| | 17 | | | | | | | | | | | |
| | 18 | | | | | | | | | | | |
| | 19 | | | | | | | | | | | |
| | 20 | | | | | | | | | | | |

Diâmetro da perfuração: 0,70 - 12,12 m = N
Revestimento: 0,00 - 5,00 m = NW

Nível d'Água 24h: N.F.E. (Não Foi Encontrado)
Limite da sondagem: 12,12 m

CLIENTE: IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA

LOCAL: BARRAGEM DE BOTUVERÁ

BOTUVERÁ - SC

RESPONSÁVEL TÉCNICO: ENG. FLAVIANO SPADARI — CREA: SC 118.679-8

DATA INÍCIO: 28/08/2014 — OSSC: 5784-14

DATA TÉRMINO: 29/08/2014

LEGENDA:

Alteração:
A1-Rocha Sã
A2-Pouco Alterada
A3-Medianamente Alterada
A4-Muito Alterada

Coerência:
C1-Extremamente/muito resistente
C2-Resistente
C3-Medianamente resistente
C4-Rocha Branda
C5-Extremamente/muito branda

Fraturamento:
F1-Ocasionalmente Fraturada
F2-Pouco Fraturada
F3-Medianamente Fraturada
F4-Muito Fraturada
F5-Extremamente Fraturada

SONDAGEL SONDAGENS E SERVIÇOS LTDA. Rua Adão Schmidt, 132 Barreiros - São José - SC Fone: (48) 3248-3040

SONDAGEM: SM-09

ESCALA: 1:100

COORDENADAS FORNECIDAS PELO CLIENTE:
X: 680001.9750
Y: 6989807.2280

Elaborado por:

IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA. FLORIANÓPOLIS/SC

KL ENGENHARIA

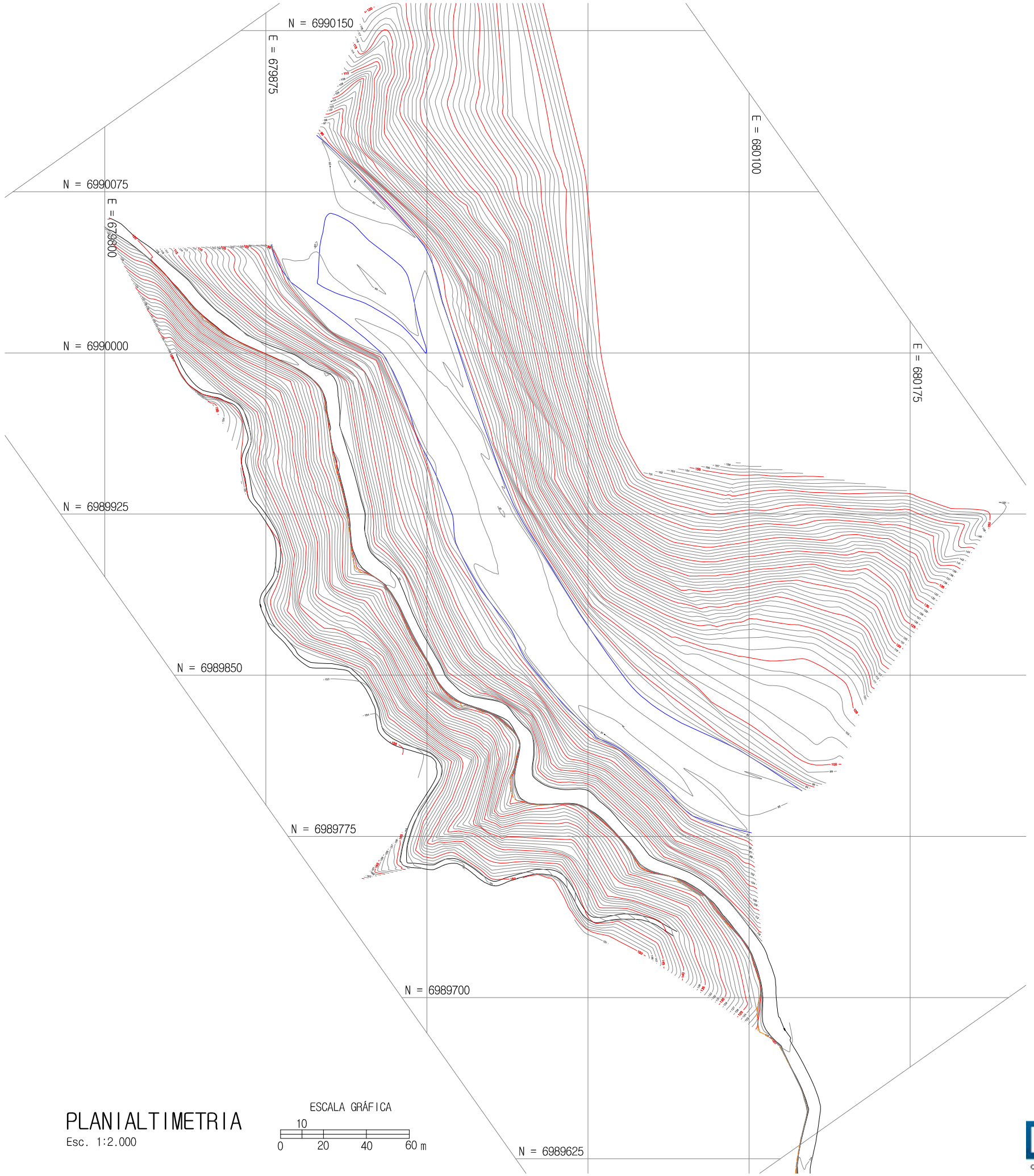
SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL - SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

PERFIL DE SONDAGEM MISTA - SM-08 E SM-09

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | DEZEMBRO/2014 | 5039-DE-GG-007 |

# TOPOGRAFIA




# PLANIALTIMETRIA

Esc. 1:2.000

ESCALA GRÁFICA

10

0 20 40 60 m

Elaborado por:

IGUATEMI
CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

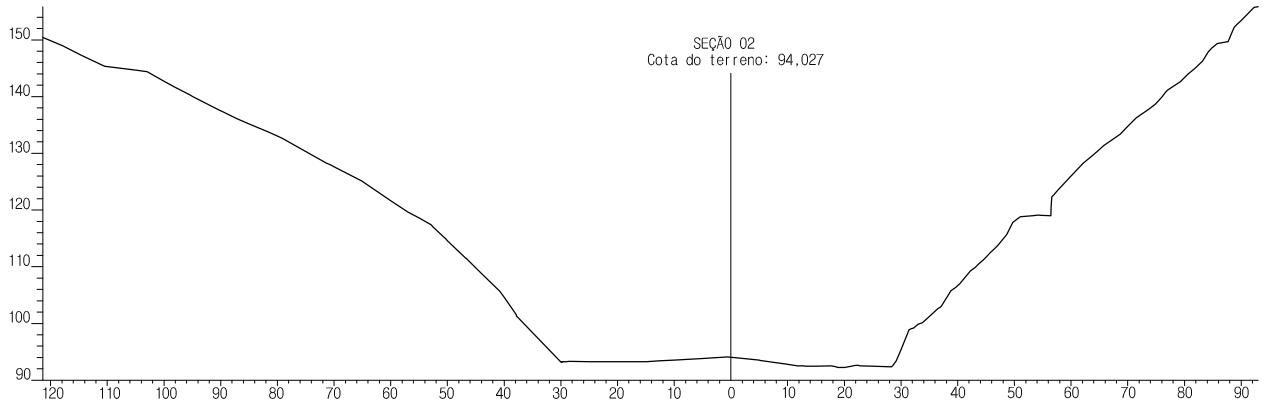
KL ENGENHARIA

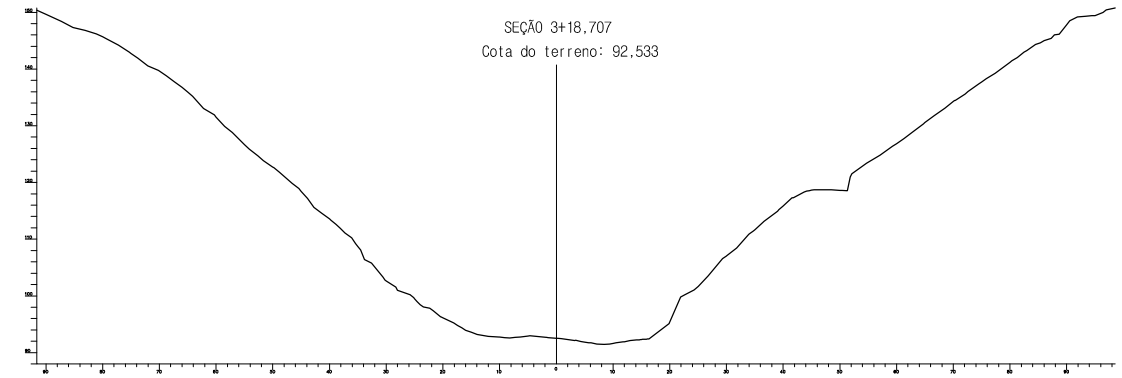
SECRETARIA DE ESTADO
DA DEFESA CIVIL – SDC

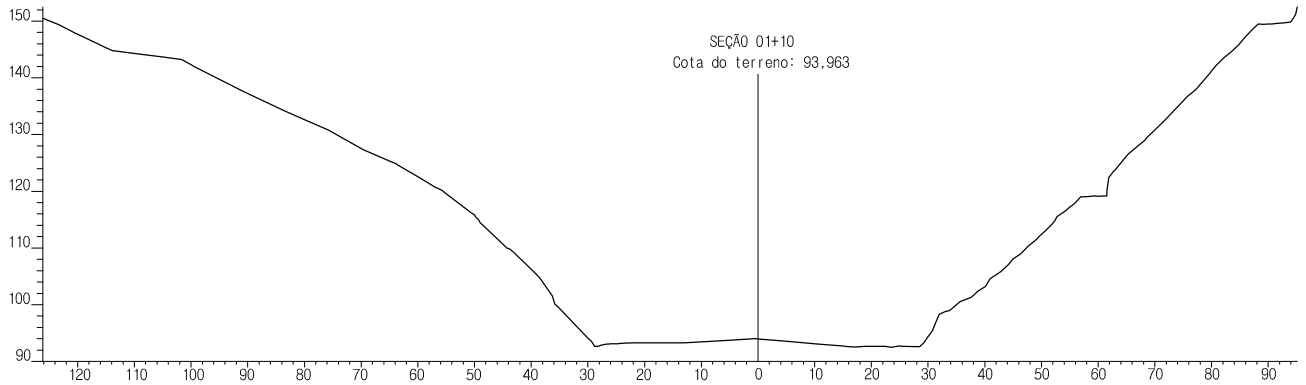
PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO
DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

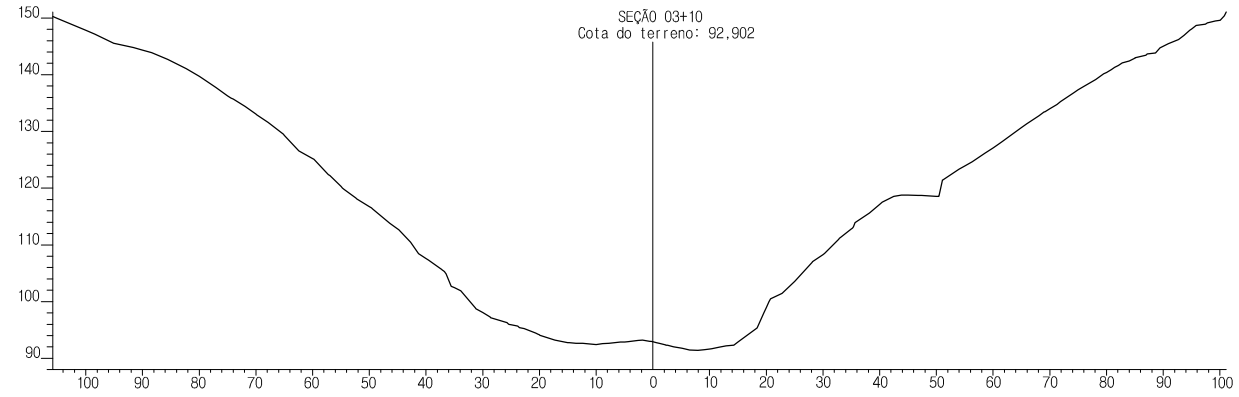
PLANIALTIMETRIA NA ÁREA DA BARRAGEM

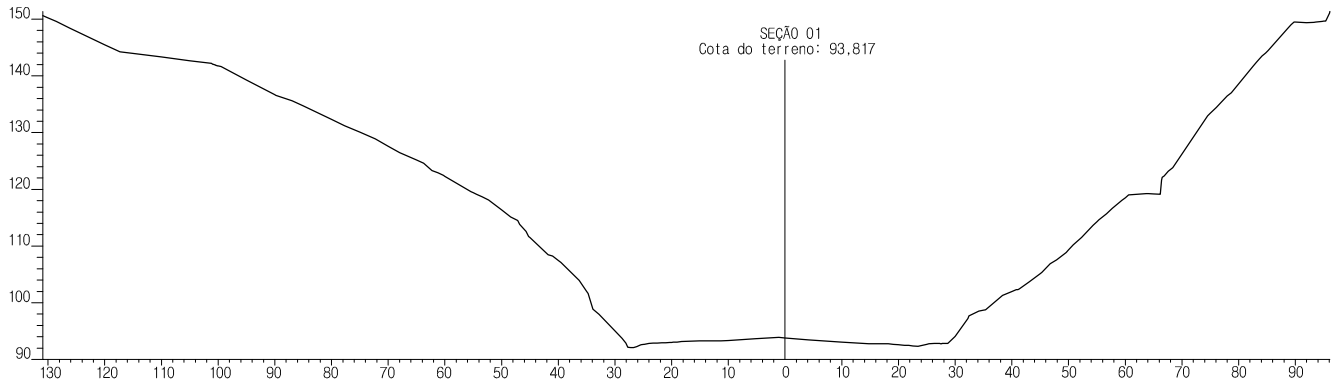
| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | JUNHO/2014 | 5039–DE–TP–002 |

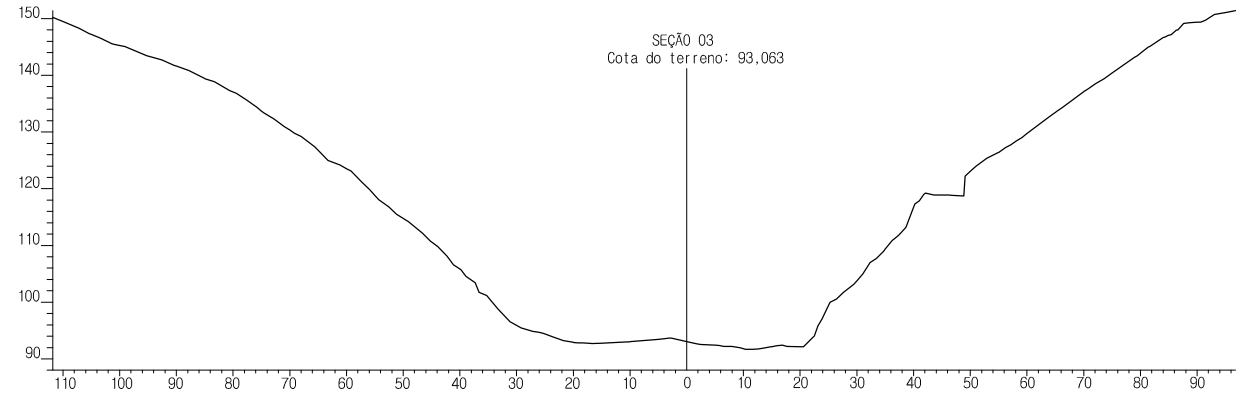


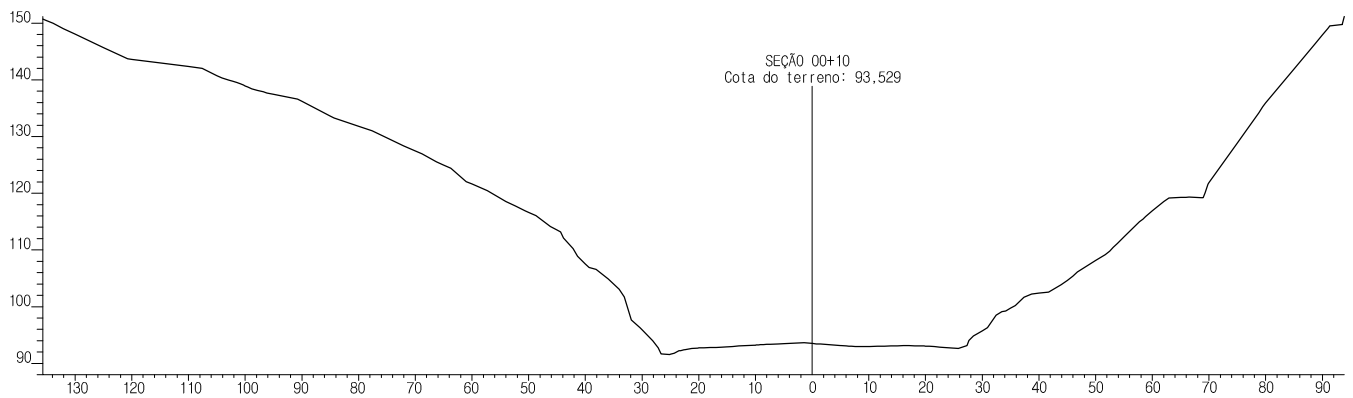



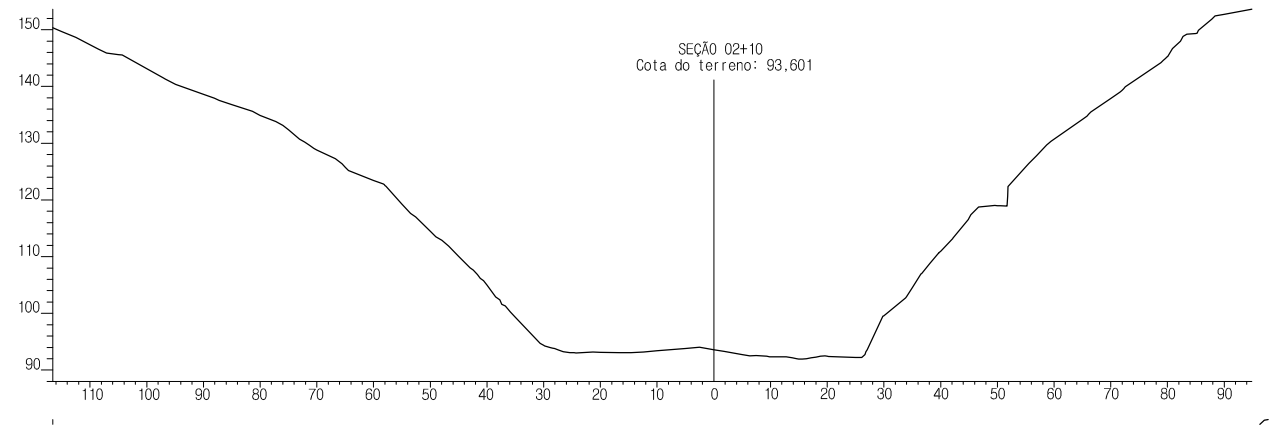



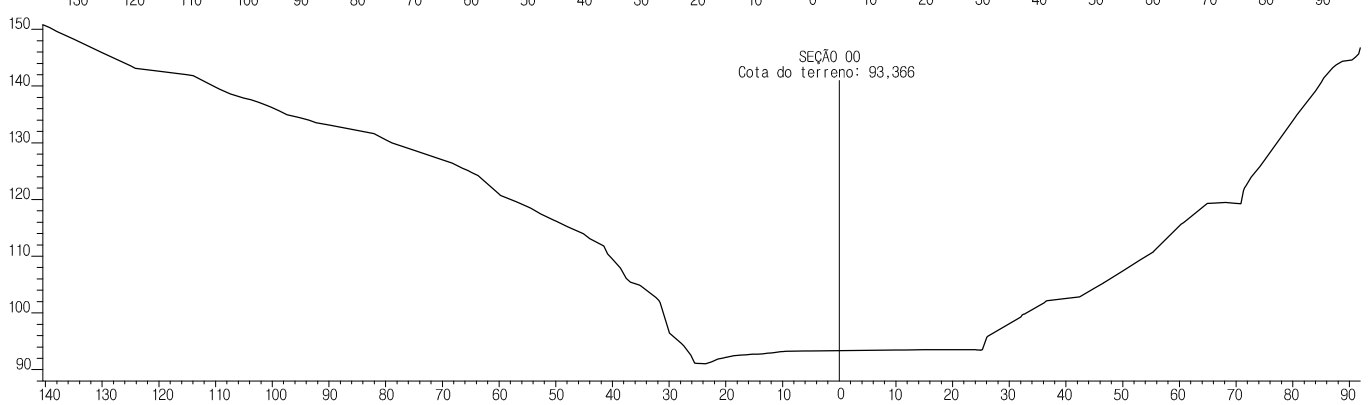




# SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS

1:750

ESCALA GRÁFICA

3,75

0 7,5 15 22,5m

Elaborado por:

IGUATEMI
CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

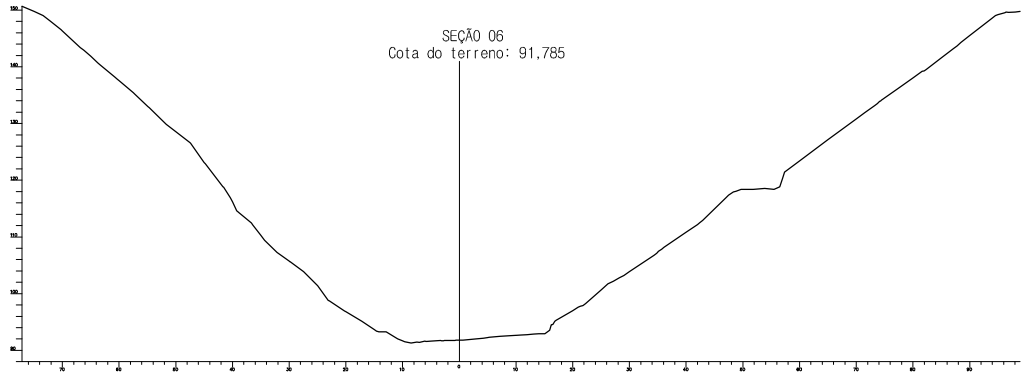
KL ENGENHARIA

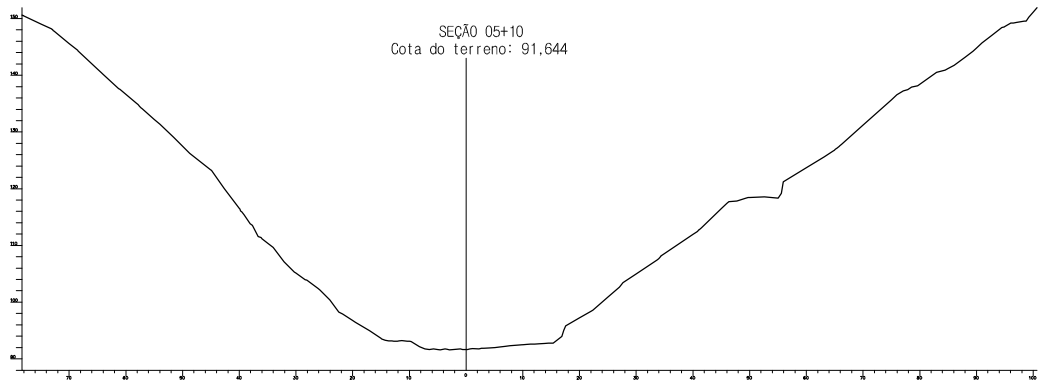
**SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL – SDC**

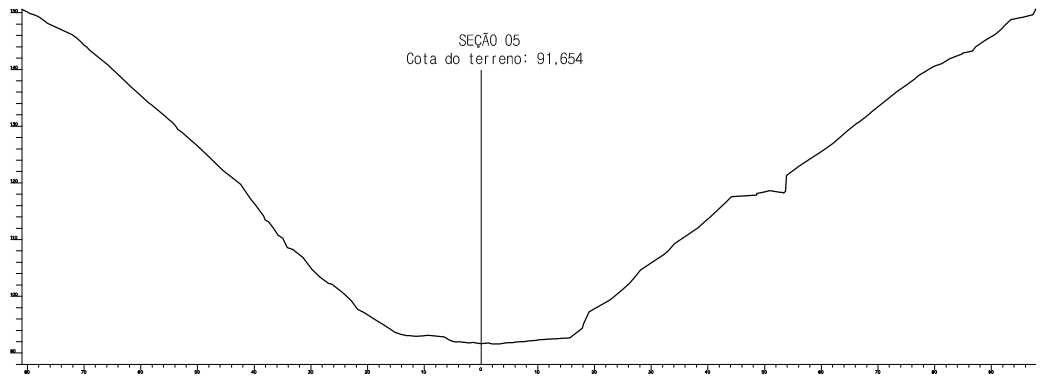
PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

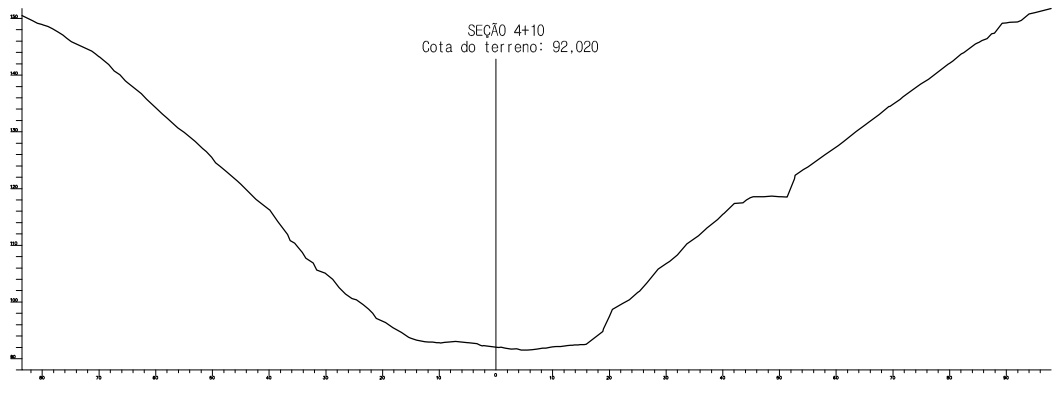
SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS

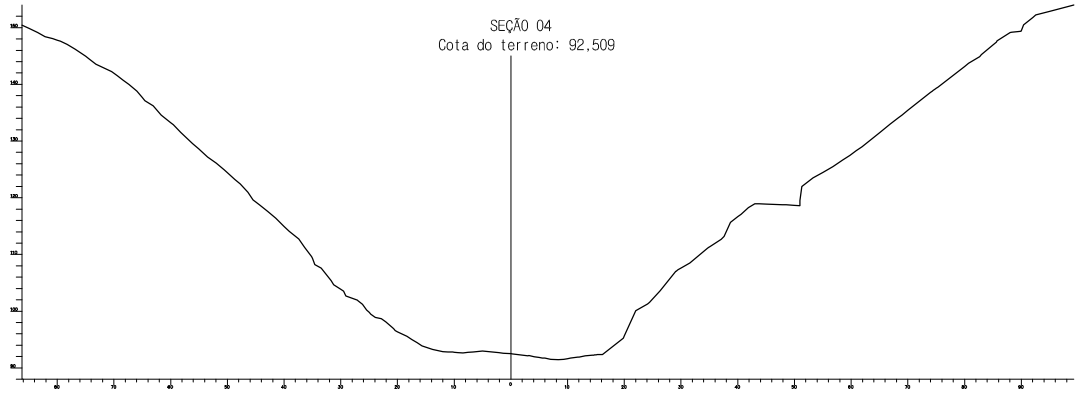
| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | JUNHO/2014 | 5039-DE-TP-003 |

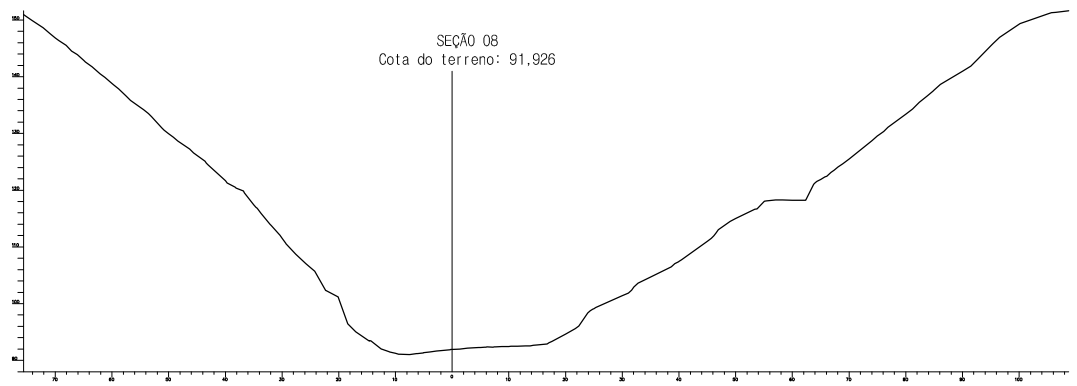


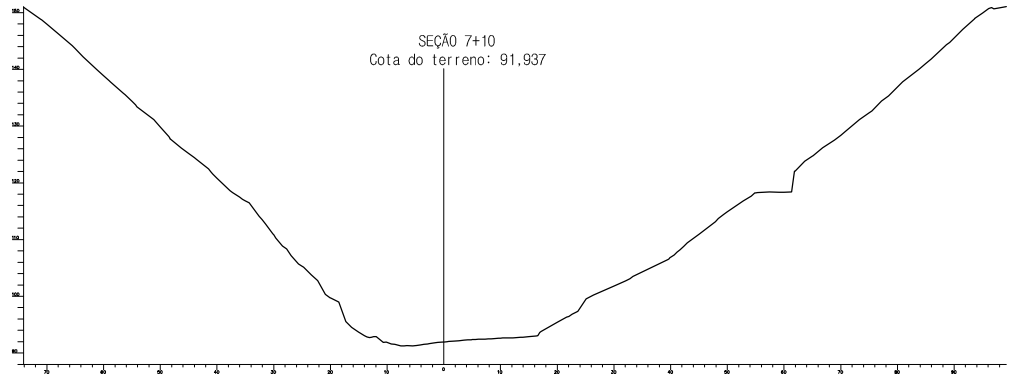



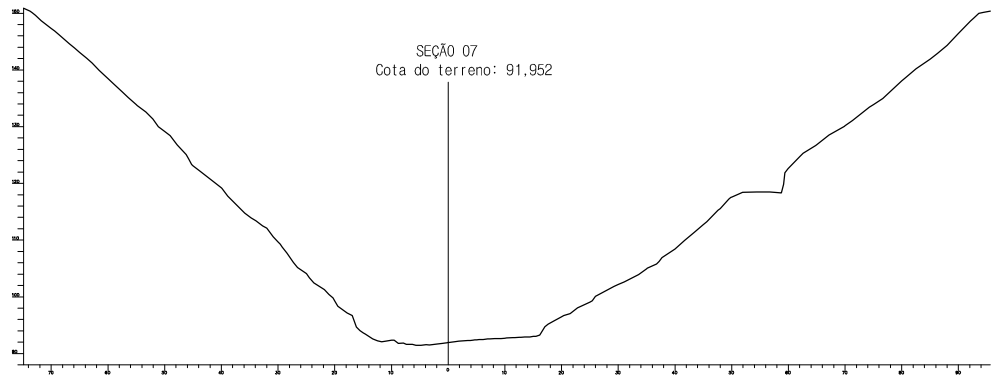



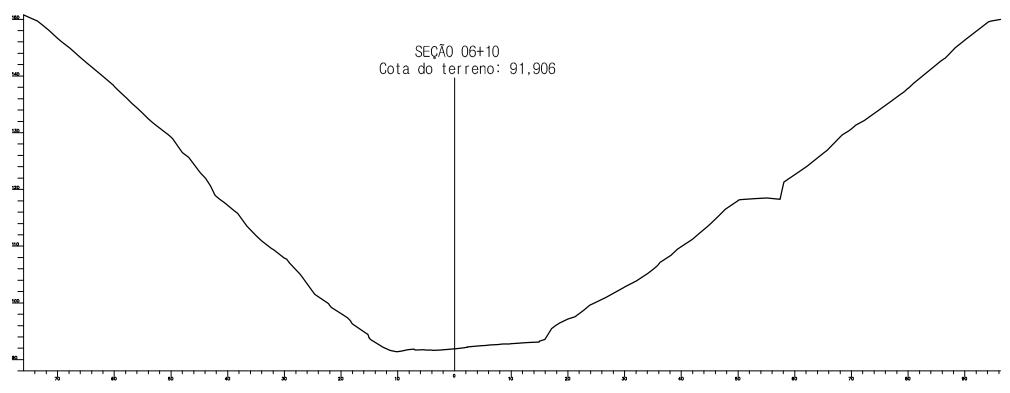




# SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS

1:750

ESCALA GRÁFICA

3,75

0 7,5 15 22,5m

Elaborado por:

IGUATEMI
CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

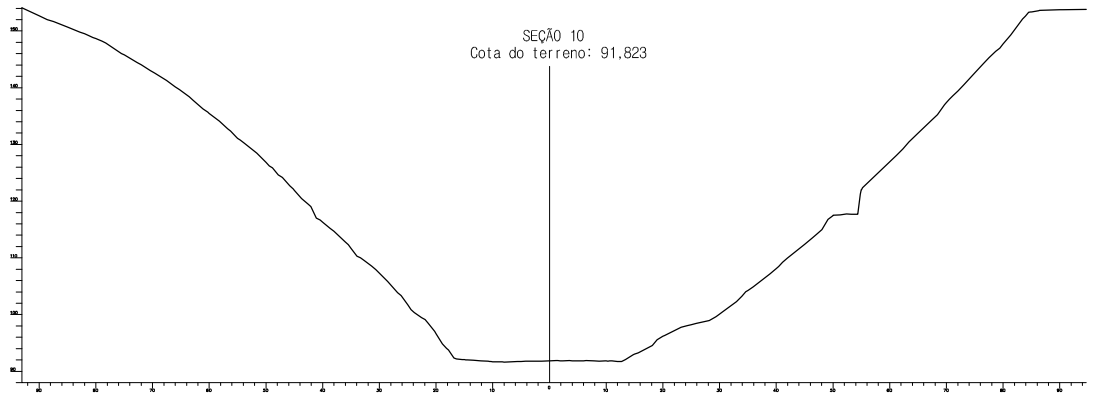
KL ENGENHARIA

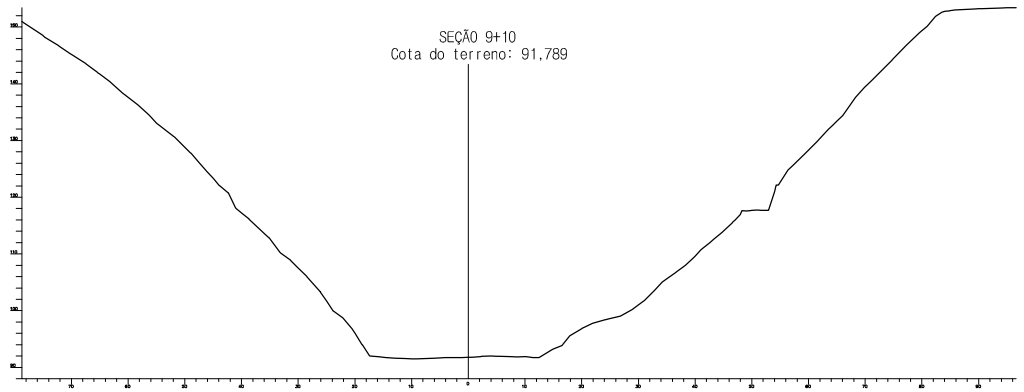
**SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL – SDC**

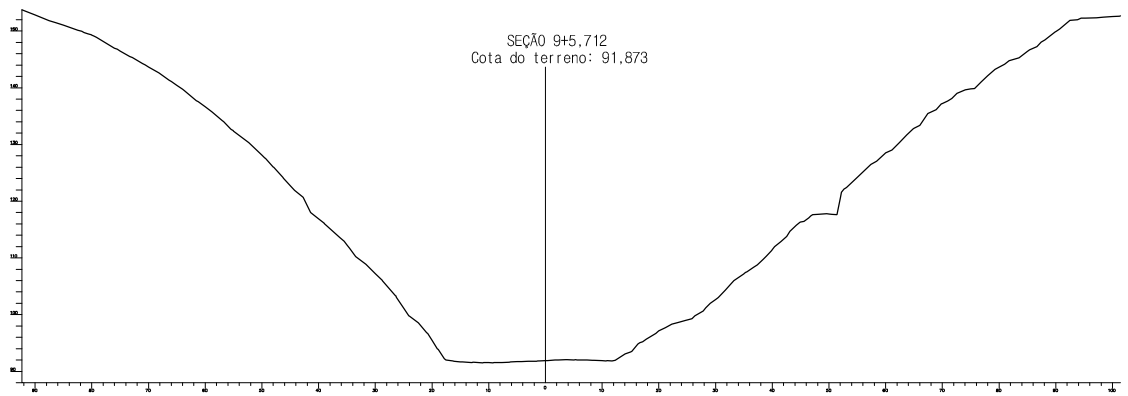
PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

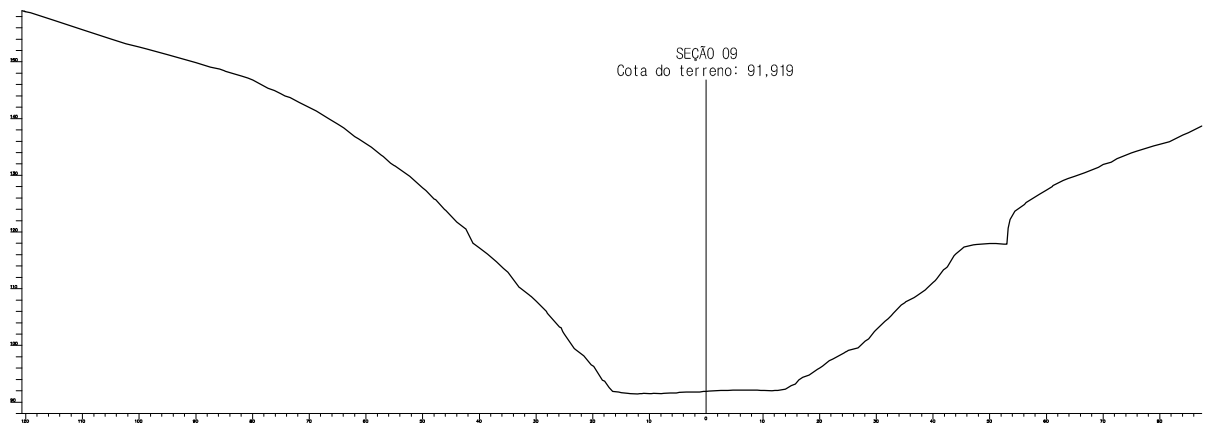
SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS

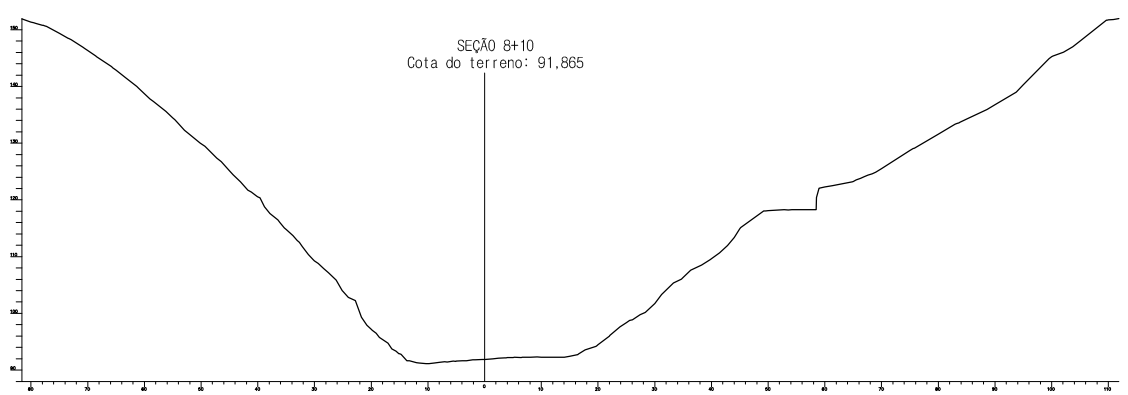
| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | JUNHO/2014 | 5039-DE-TP-004 |

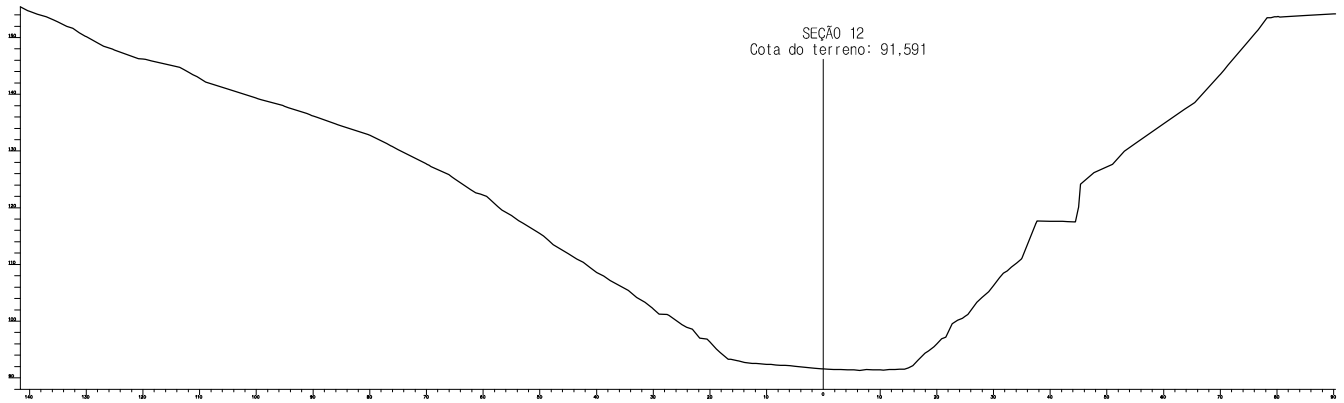


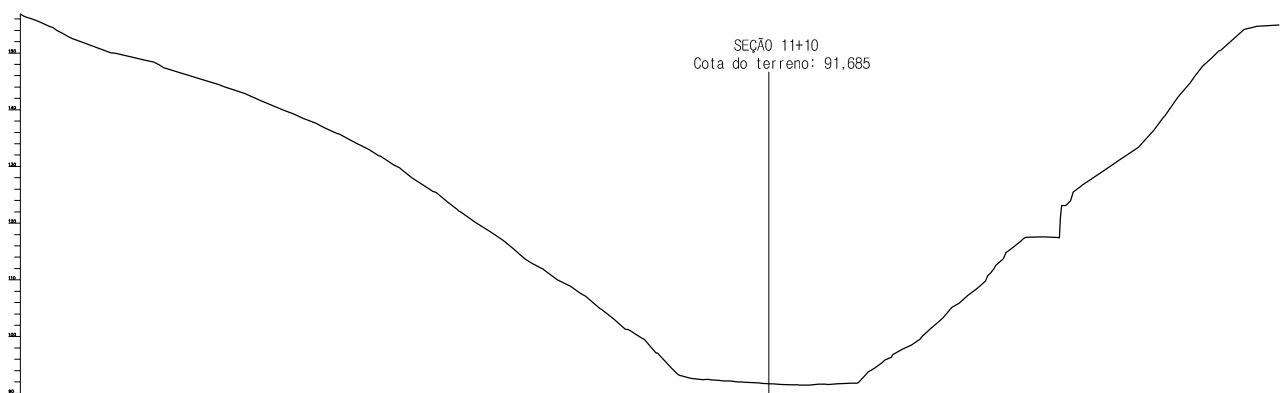



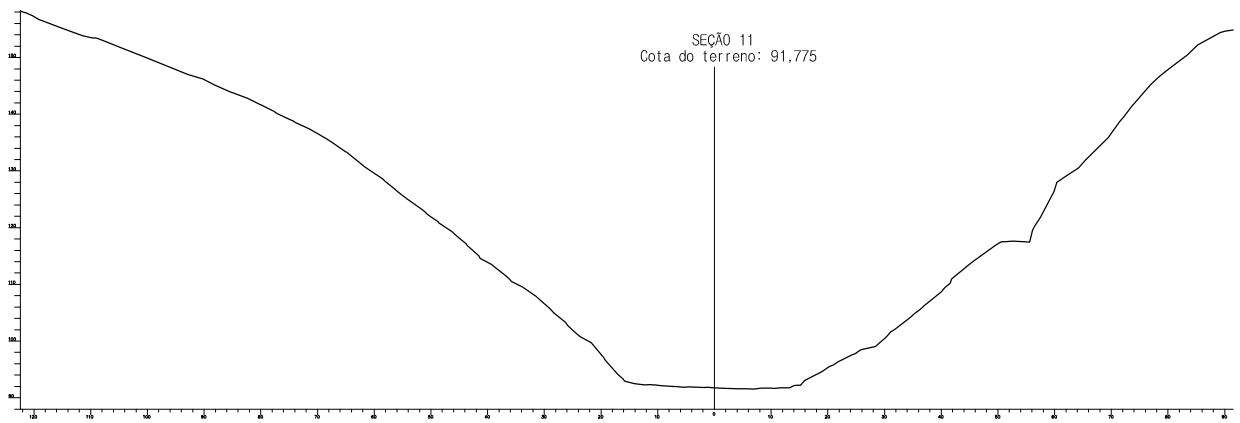



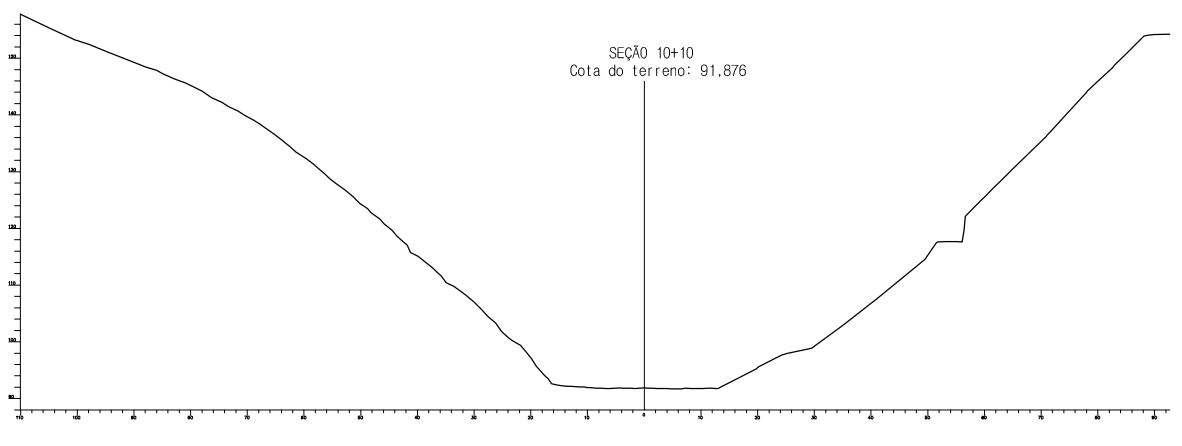




# SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS

1:750

ESCALA GRÁFICA

3,75

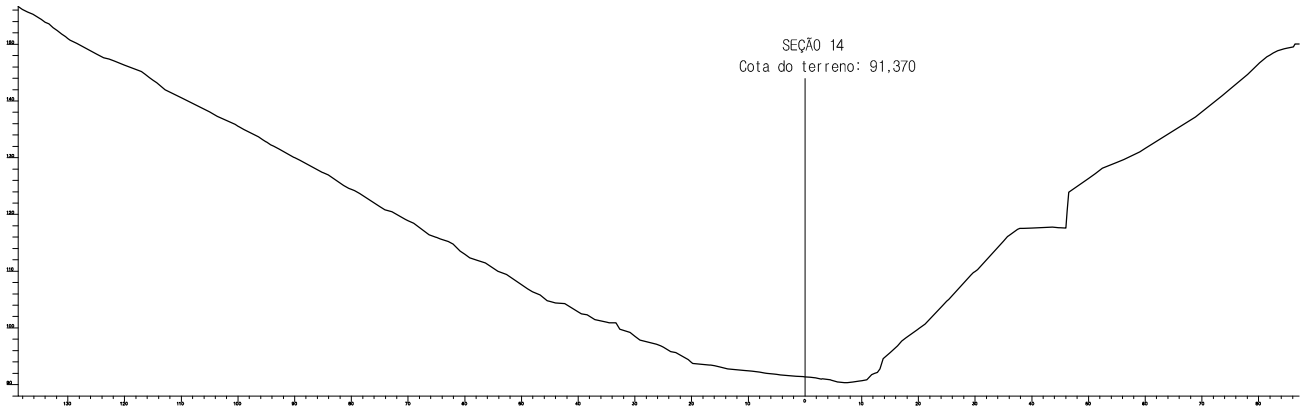
0 7,5 15 22,5m

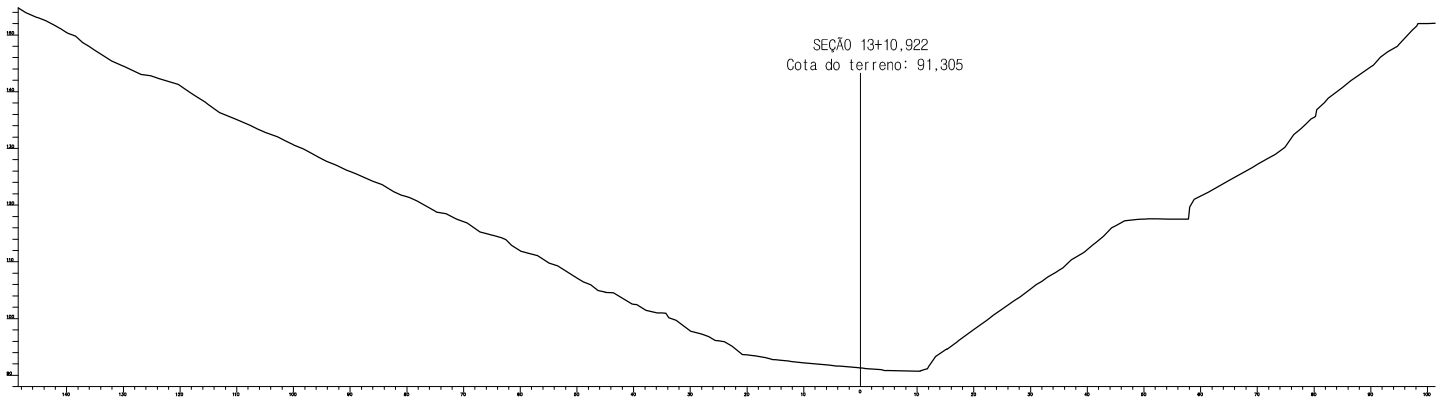
Elaborado por:

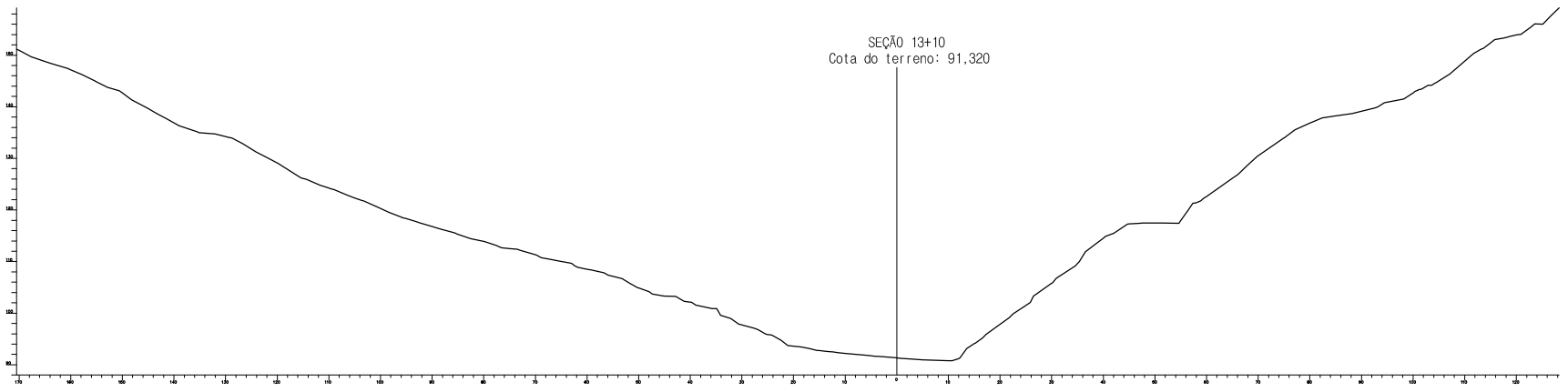
IGUATEMI
CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

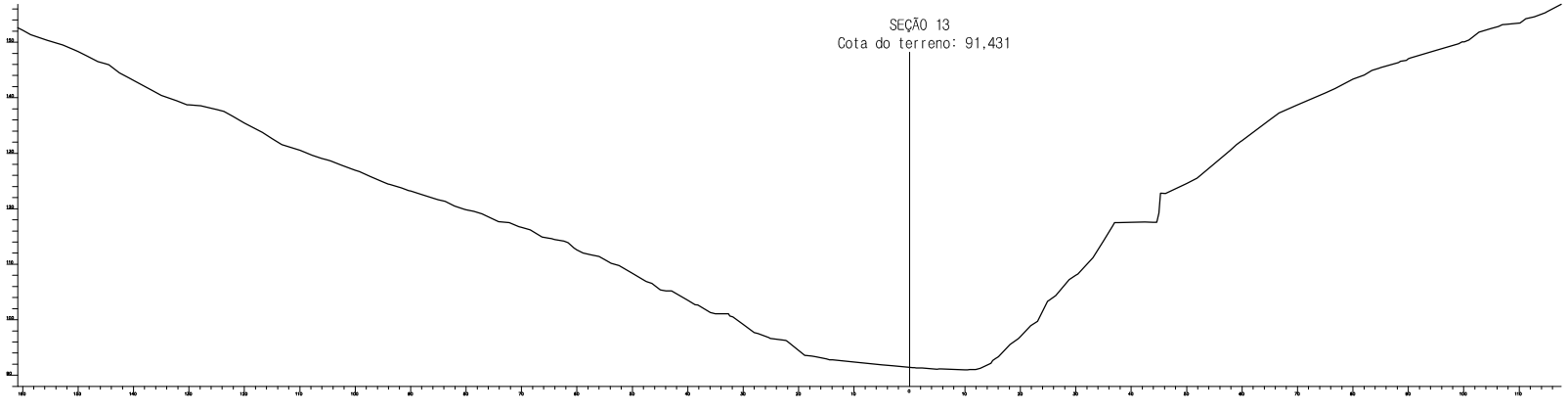
KL ENGENHARIA

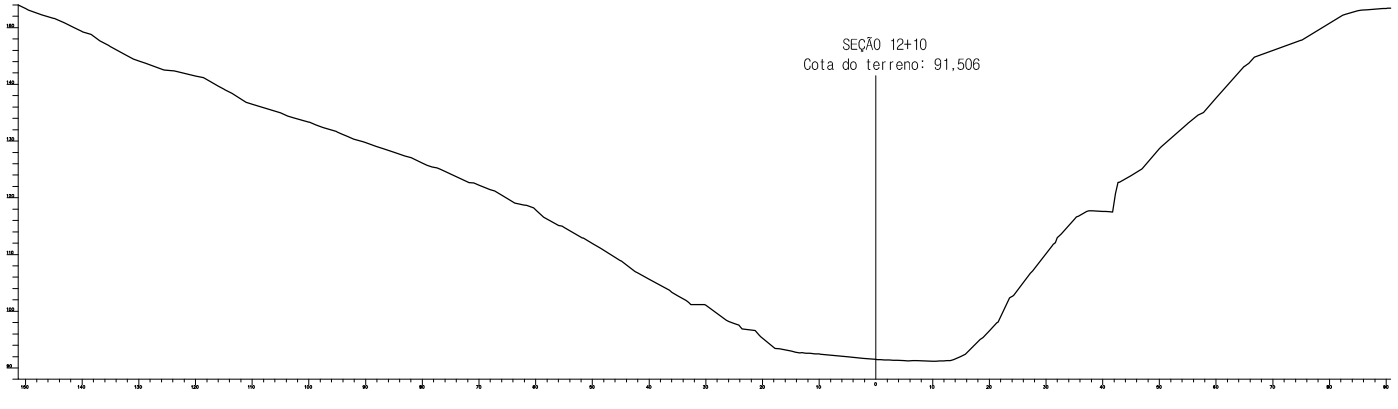
| | | |
|---|---|---|
| SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL – SDC | | |
| PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM | | |
| SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS | | |
| ESCALA: INDICADA | DATA: JUNHO/2014 | FOLHA: 5039-DE-TP-005 |




# SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS

1:750

ESCALA GRÁFICA

3,75

0 7,5 15 22,5m

Elaborado por:

IGUATEMI
CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

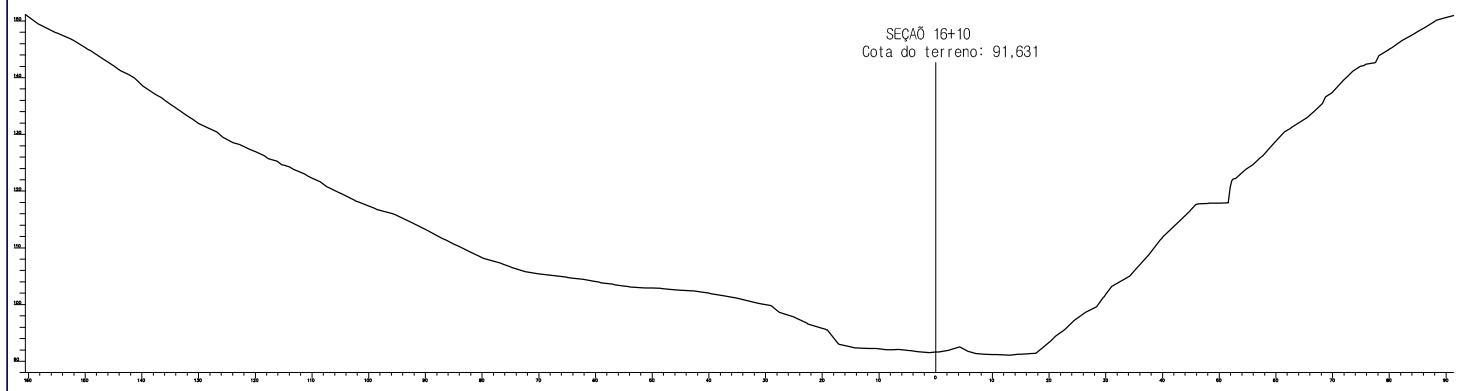
KL ENGENHARIA

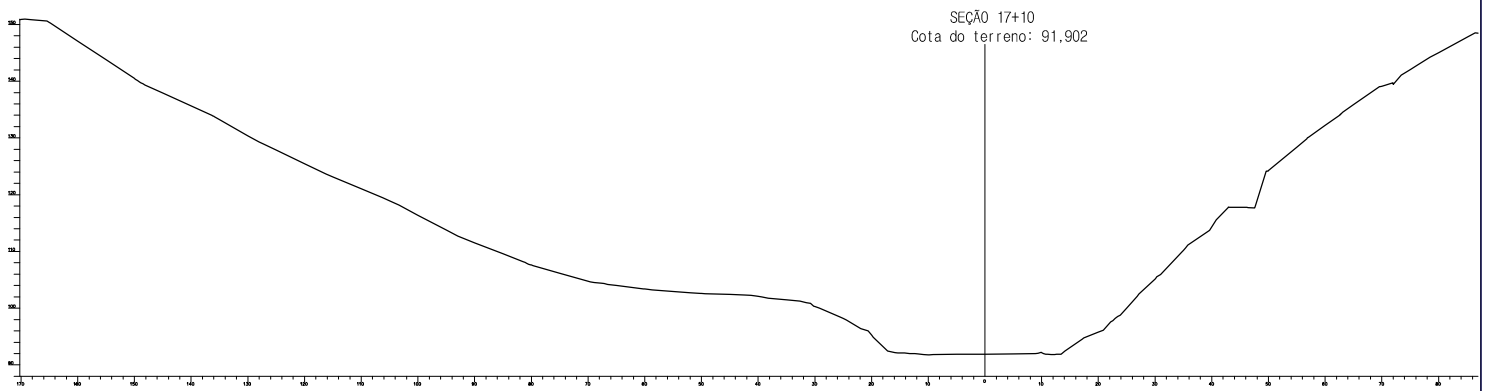
SECRETARIA DE ESTADO
DA DEFESA CIVIL – SDC

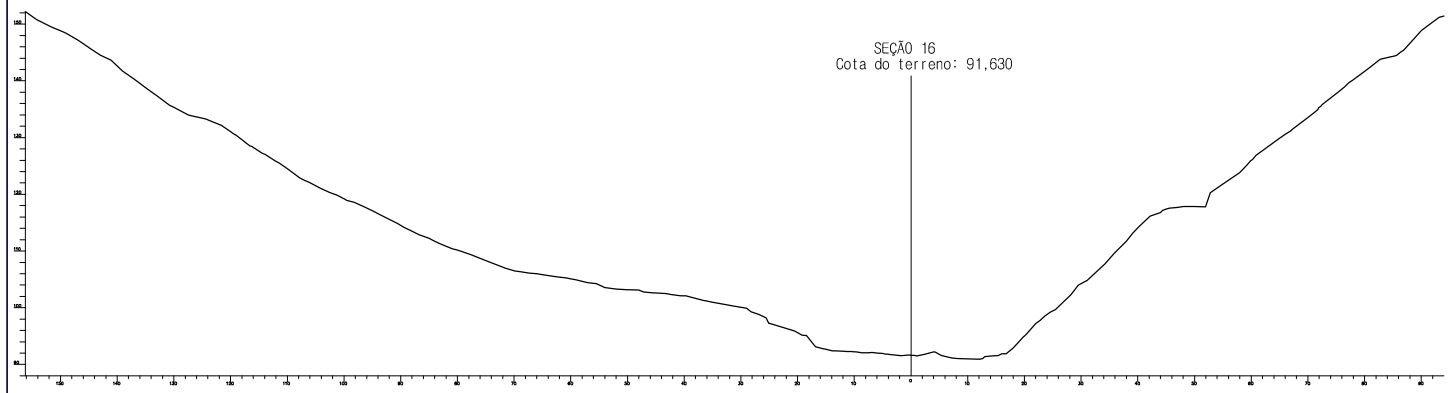
PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO
DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

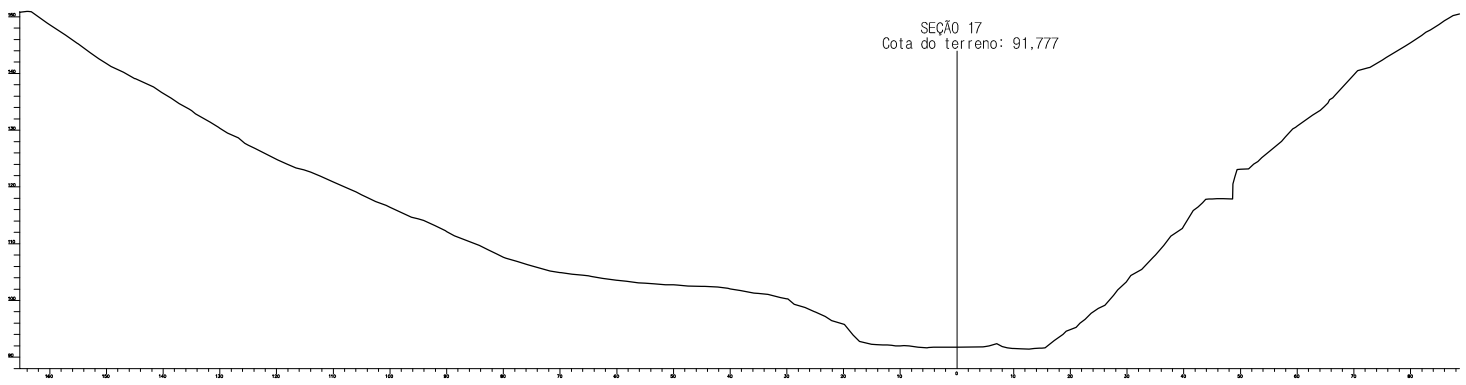
SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS

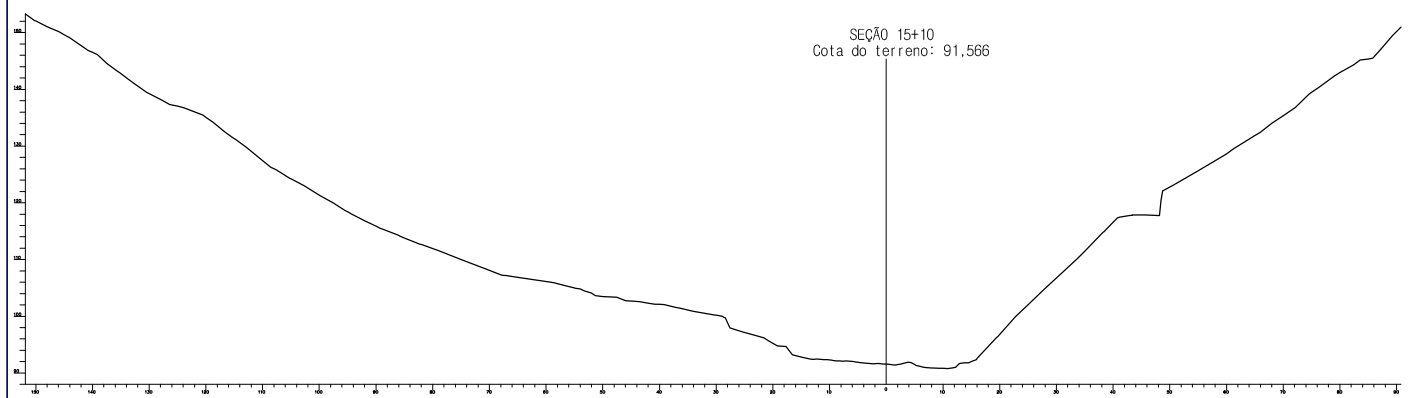
| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | JUNHO/2014 | 5039-DE-TP-006 |

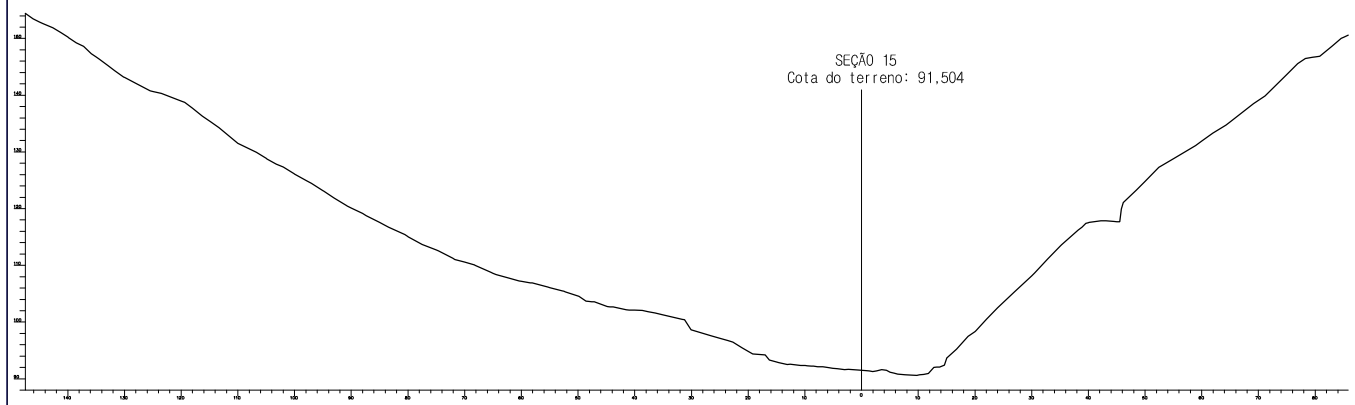


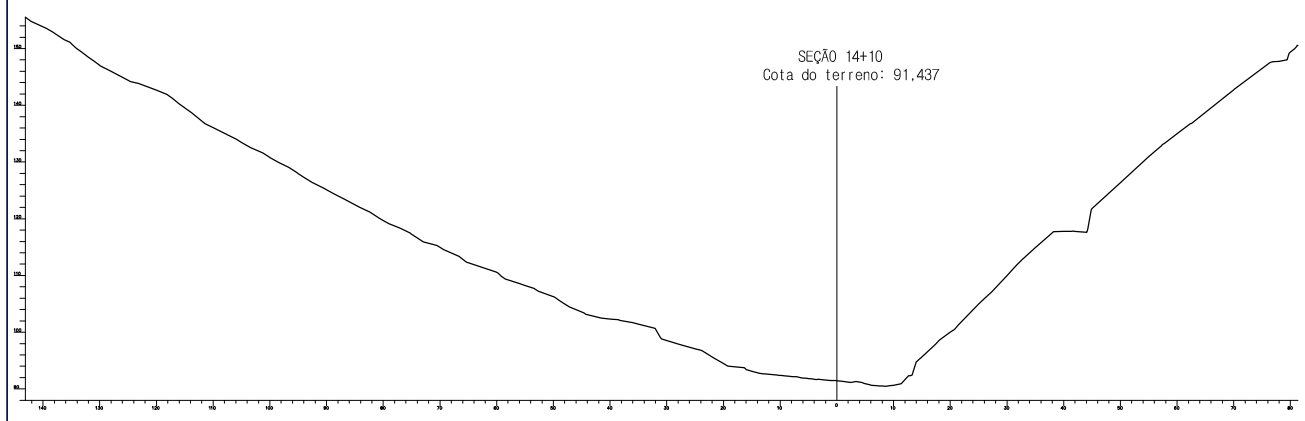




# SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS

1:750

ESCALA GRÁFICA

3,75

0 7,5 15 22,5m

Elaborado por:

IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

KL ENGENHARIA

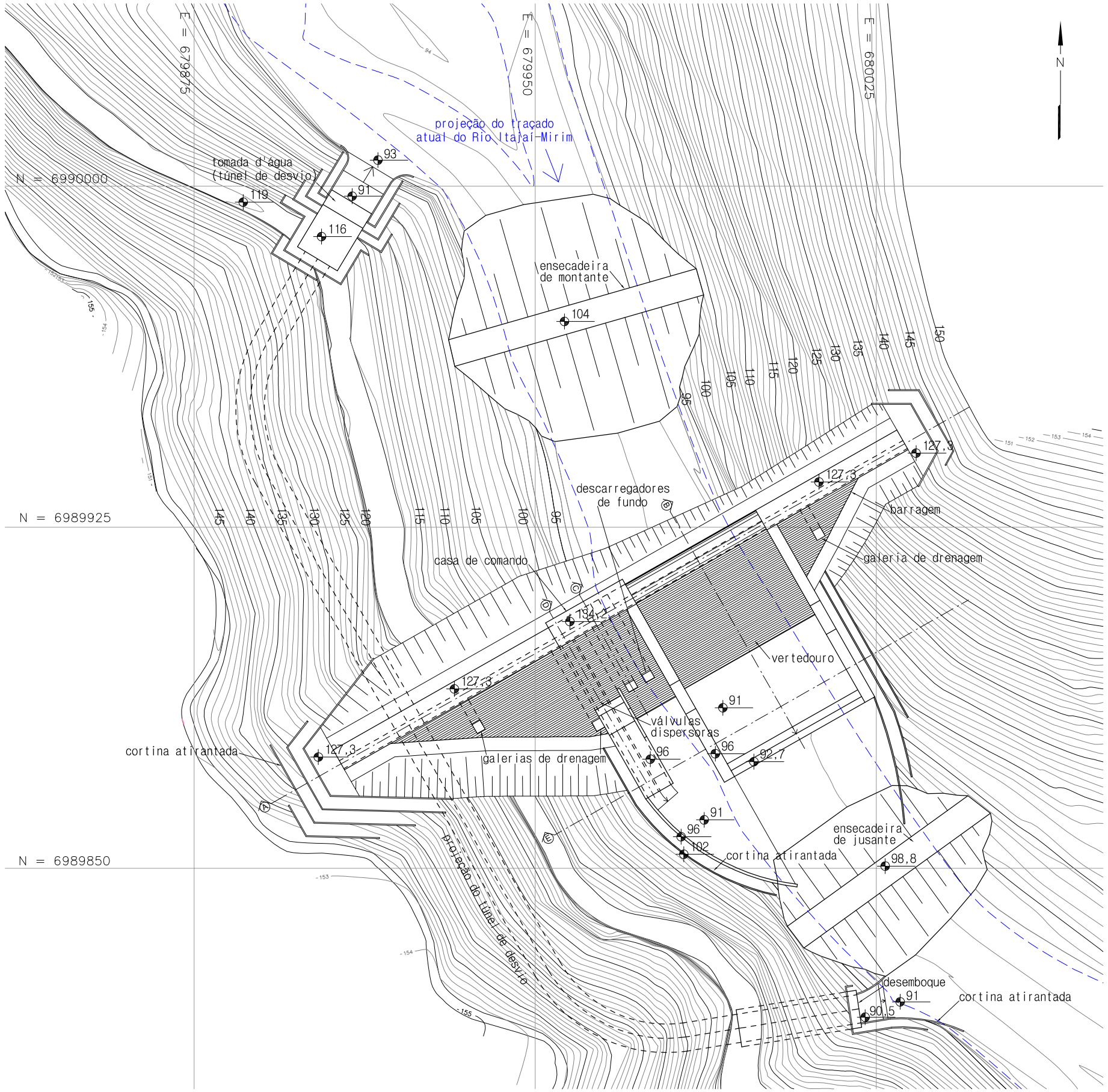
SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL – SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

SEÇÕES TOPOBATIMÉTRICAS

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | JUNHO/2014 | 5039-DE-TP-007 |

# OBRAS CIVIS




# OBRAS CIVIS

Esc. 1:1.000

ESCALA GRÁFICA

5

0 10 20 30 m

Elaborado por:

IGUATEMI
CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

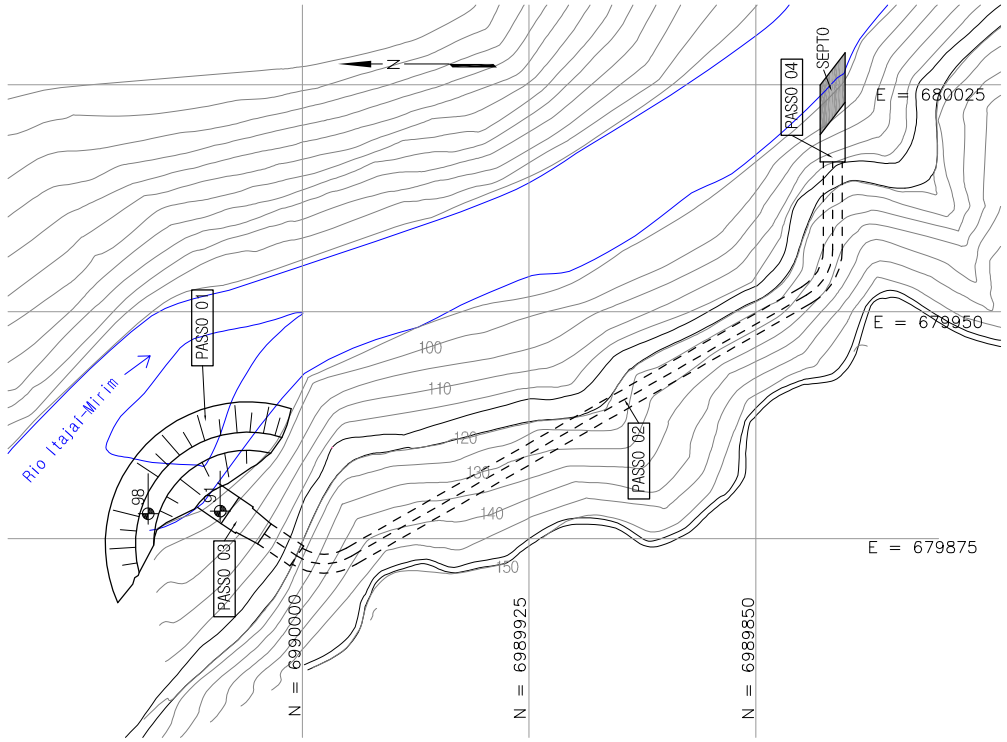
KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO
DA DEFESA CIVIL – SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO
DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

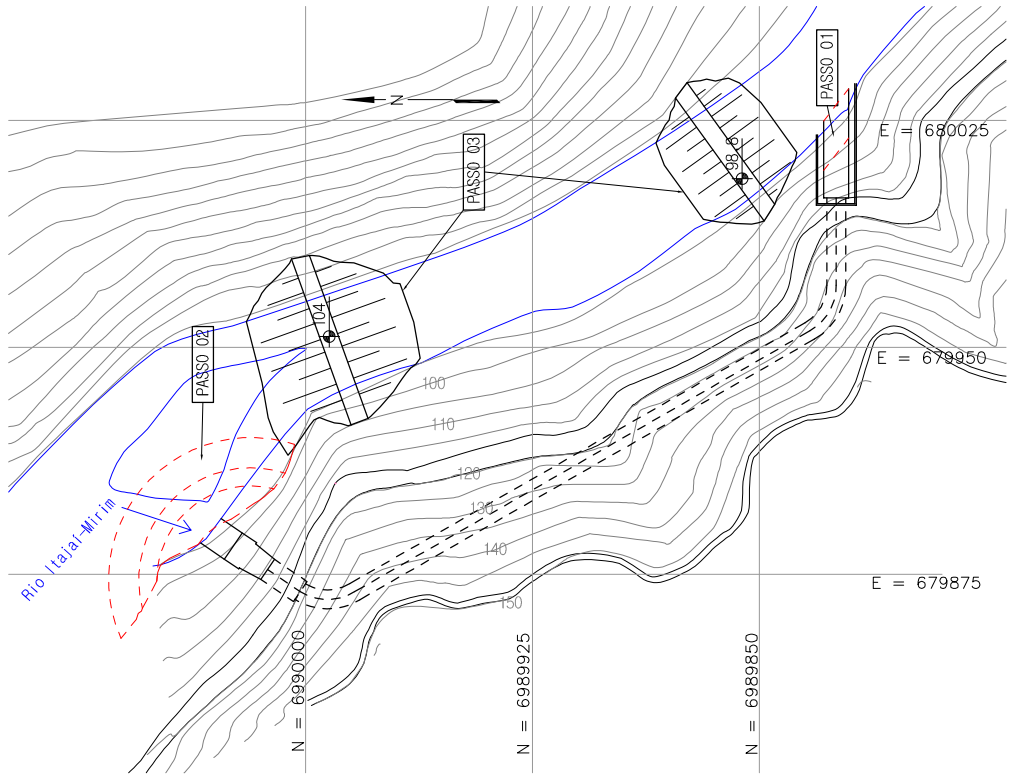
OBRAS CIVIS – BARRAGEM BOTUVERÁ

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | NOVEMBRO/2014 | 5039-DE-CV-001-1 |



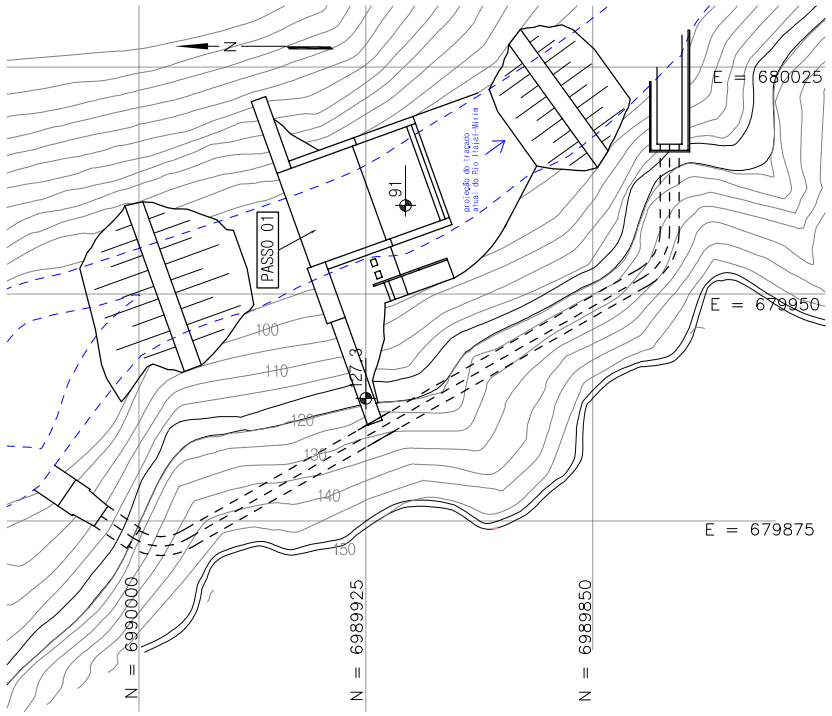

## ETAPA 01

PASSO 01 - CONSTRUÇÃO DA ENSECADEIRA LONGITUDINAL DO EMBOQUE
PASSO 02 - ESCAVAÇÃO DO TÚNEL DE DESVIO
PASSO 03 - CONSTRUÇÃO DA ESTRUTURA DO EMBOQUE DO TÚNEL DE DESVIO
PASSO 04 - CONSTRUÇÃO DO DESEMBOQUE DO TÚNEL DE DESVIO
(DEIXAR SEPTO A JUSANTE)



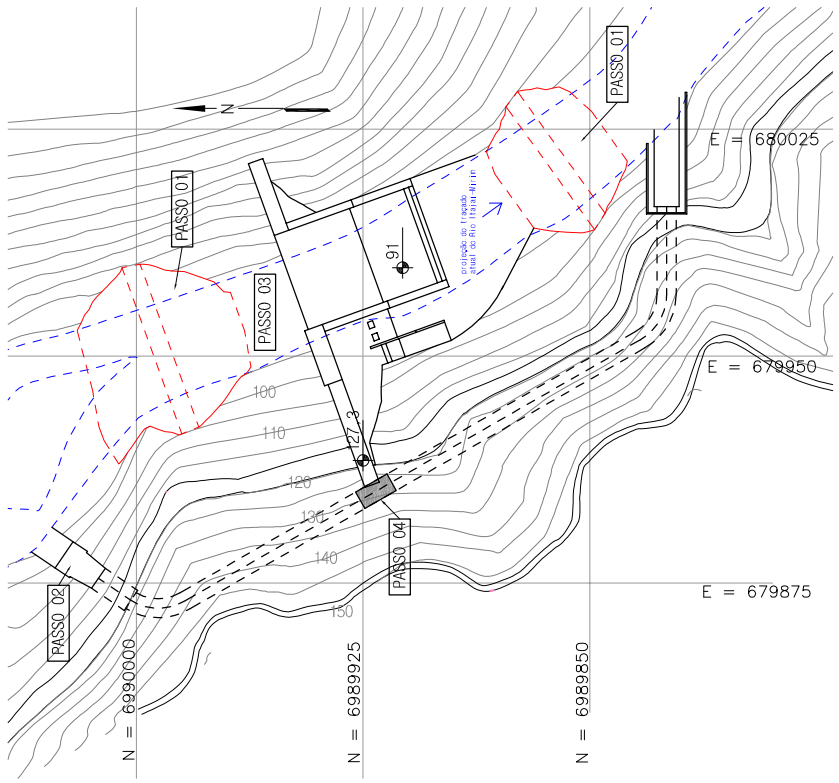

## ETAPA 02

PASSO 01 - REMOÇÃO DO SEPTO DO DESEMBOQUE
PASSO 02 - REMOÇÃO DA ENSECADEIRA LONGITUDINAL DO EMBOQUE
PASSO 03 - CONSTRUÇÃO DAS ENSECADEIRAS (MONTANTE E JUSANTE)




## ETAPA 03

PASSO 01 - CONSTRUÇÃO DAS OBRAS PRINCIPAIS




## ETAPA 04

PASSO 01 - REMOÇÃO DAS ENSECADEIRAS
PASSO 02 - FECHAMENTO DAS COMPORTAS DO EMBOQUE
PASSO 03 - ENCHIMENTO DO RESERVATÓRIO
PASSO 04 - TAMPONAMENTO DO TÚNEL DE DESVIO

# ETAPAS CONSTRUTIVAS

Esc. 1:2.500

ESCALA GRÁFICA

12,5

0 25 50 75 m

Elaborado por:

IGUATEMI
CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

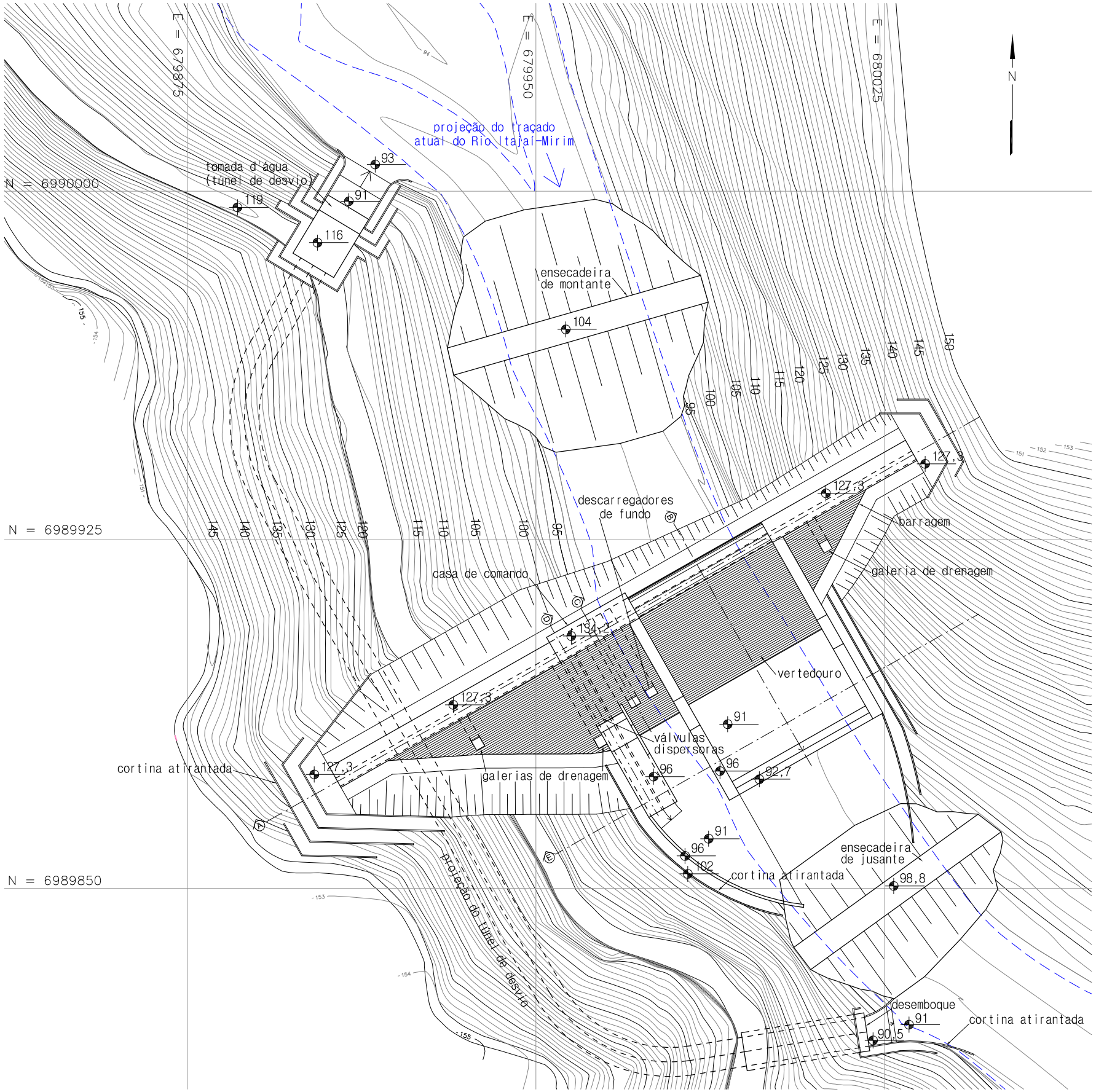
KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL – SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

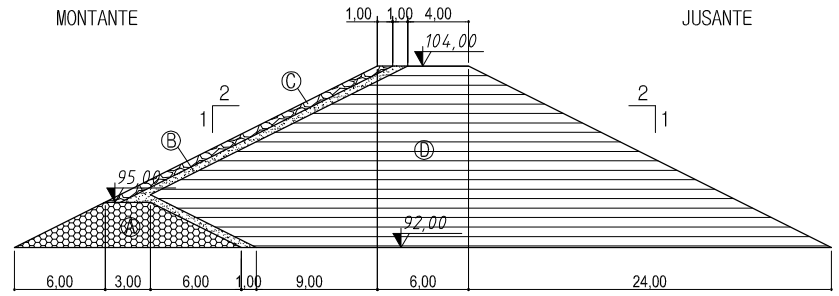
ETAPAS CONSTRUTIVAS – BARRAGEM BOTUVERÁ

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | DEZEMBRO/2014 | 5039-DE-CV-002-1 |



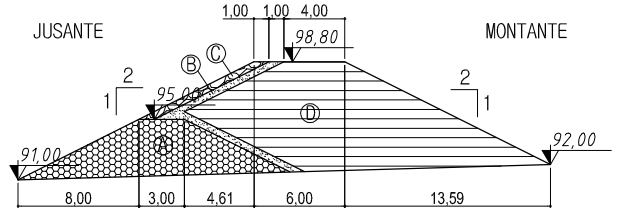

## OBRAS CIVIS
Esc. 1:1.000

ESCALA GRÁFICA
5
0 10 20 30 m




## SEÇÃO ENSECADEIRA MONTANTE
Esc. 1:500

ESCALA GRÁFICA
2,5
0 5 10 15 m




LEGENDA:
Ⓐ ENROCAMENTO
Ⓑ TRANSIÇÃO
Ⓒ ENROCAMENTO DE PROTEÇÃO
Ⓓ SOLO COMPACTADO

## SEÇÃO ENSECADEIRA JUSANTE
Esc. 1:500

ESCALA GRÁFICA
2,5
0 5 10 15 m

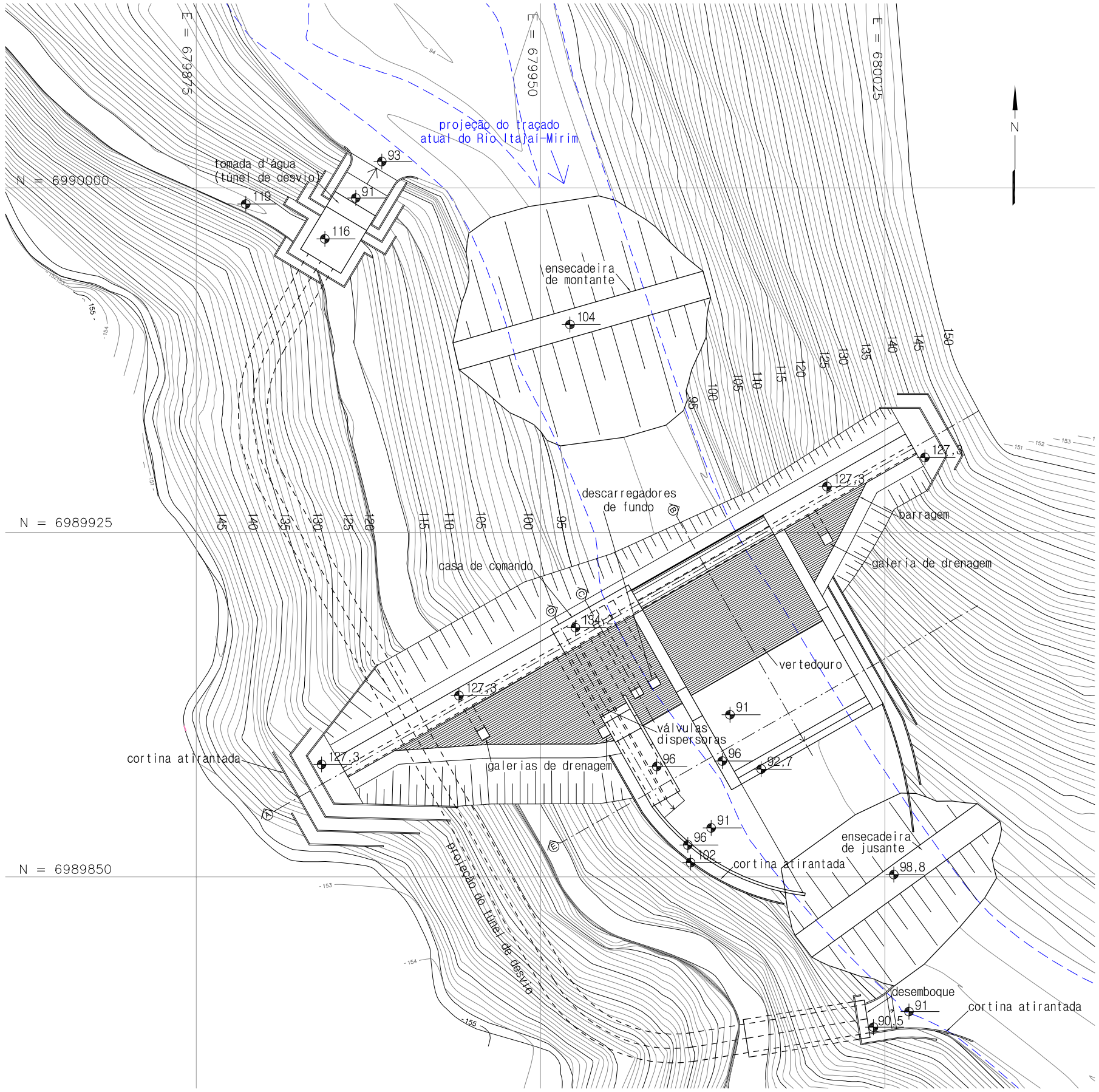
Elaborado por:
IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC
KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL – SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

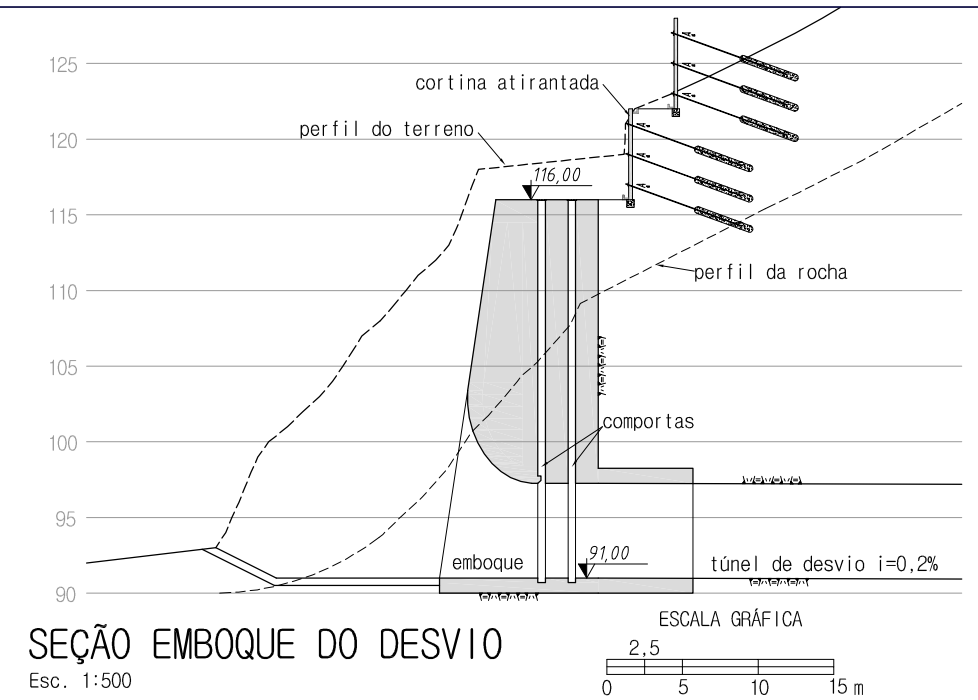
PLANTA E SEÇÕES DAS ENSECADEIRAS – BARRAGEM BOTUVERÁ

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | NOVEMBRO/2014 | 5039-DE-CV-003-1 |



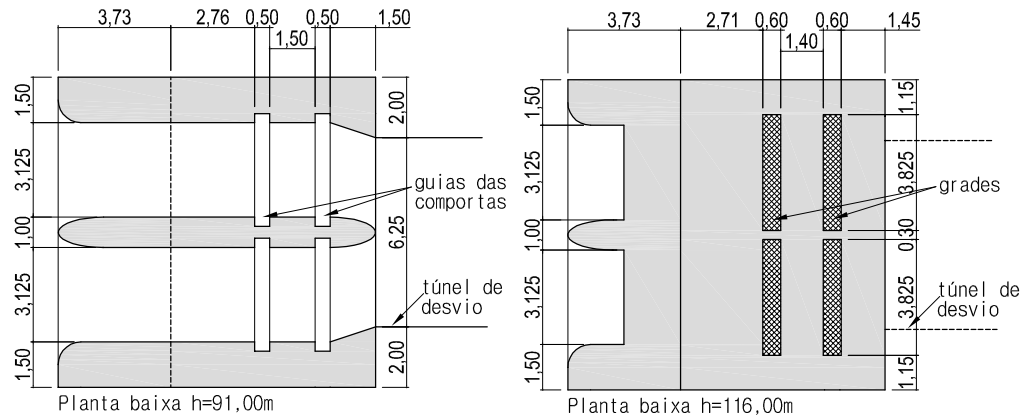

## OBRAS CIVIS
Esc. 1:1.000

ESCALA GRÁFICA
5
0 10 20 30 m



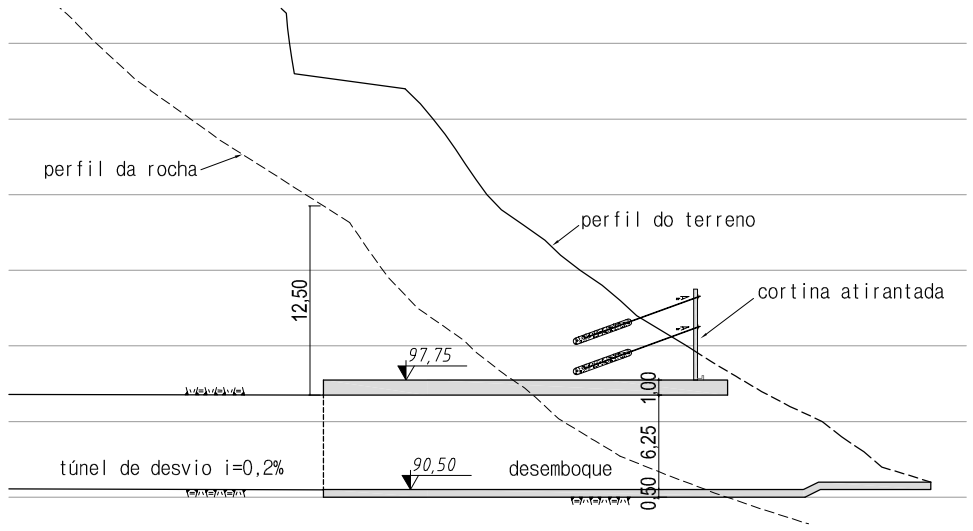

## SEÇÃO EMBOQUE DO DESVIO
Esc. 1:500

ESCALA GRÁFICA
2,5
0 5 10 15 m




## PLANTAS EMBOQUE DO DESVIO
Esc. 1:250

ESCALA GRÁFICA
1,25
0 2,5 5 7,5 m




## SEÇÃO DESEMBOQUE DO DESVIO
Esc. 1:500

ESCALA GRÁFICA
2,5
0 5 10 15 m

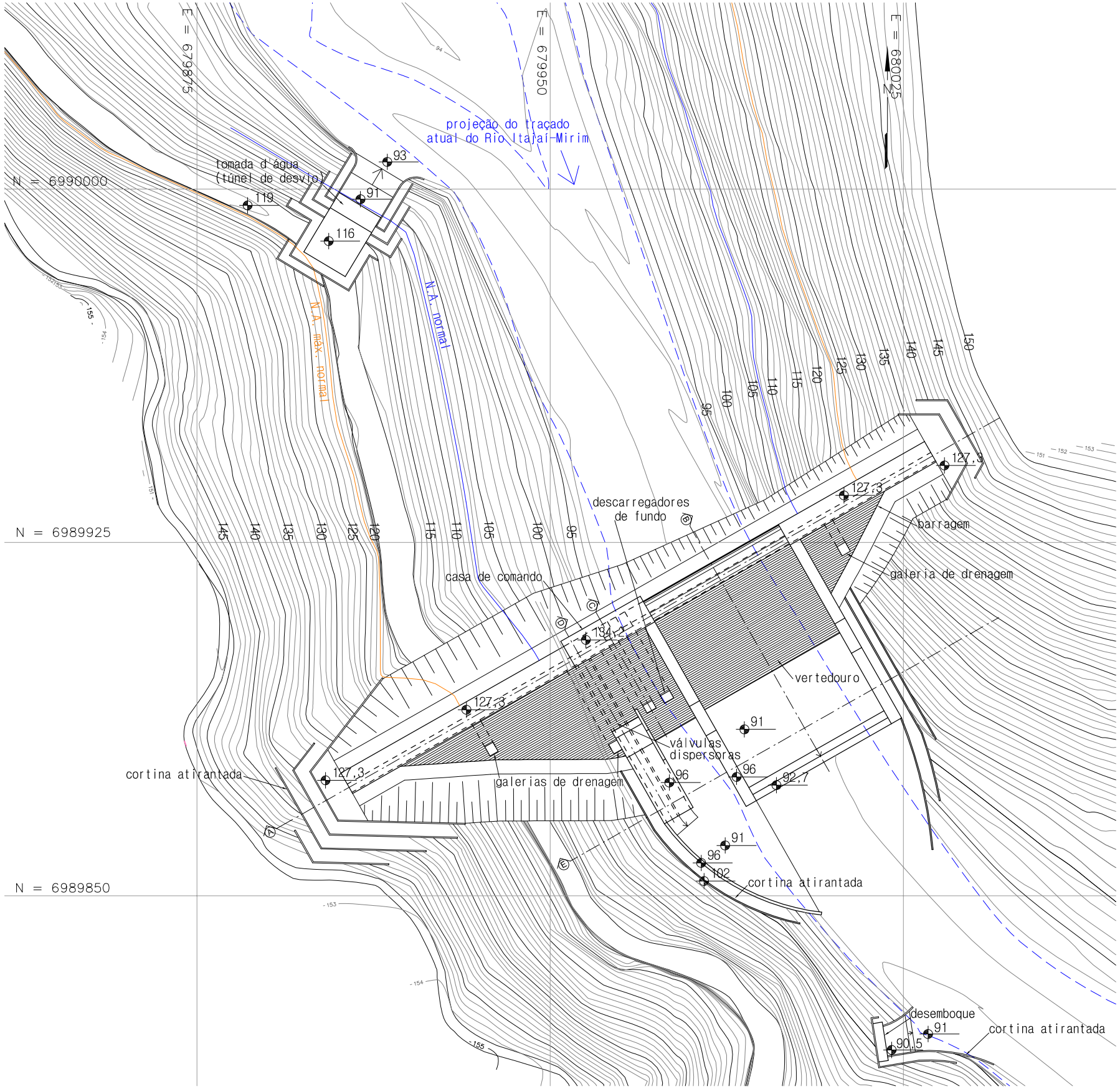
Elaborado por:
IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC
KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL – SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

TÚNEL DE DESVIO – PLANTA E SEÇÕES

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | DEZEMBRO/2014 | 5039-DE-CV-004-1 |




# ARRANJO-GERAL

Esc. 1:1.000

ESCALA GRÁFICA

5

0 10 20 30 m

Elaborado por:

IGUATEMI
CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

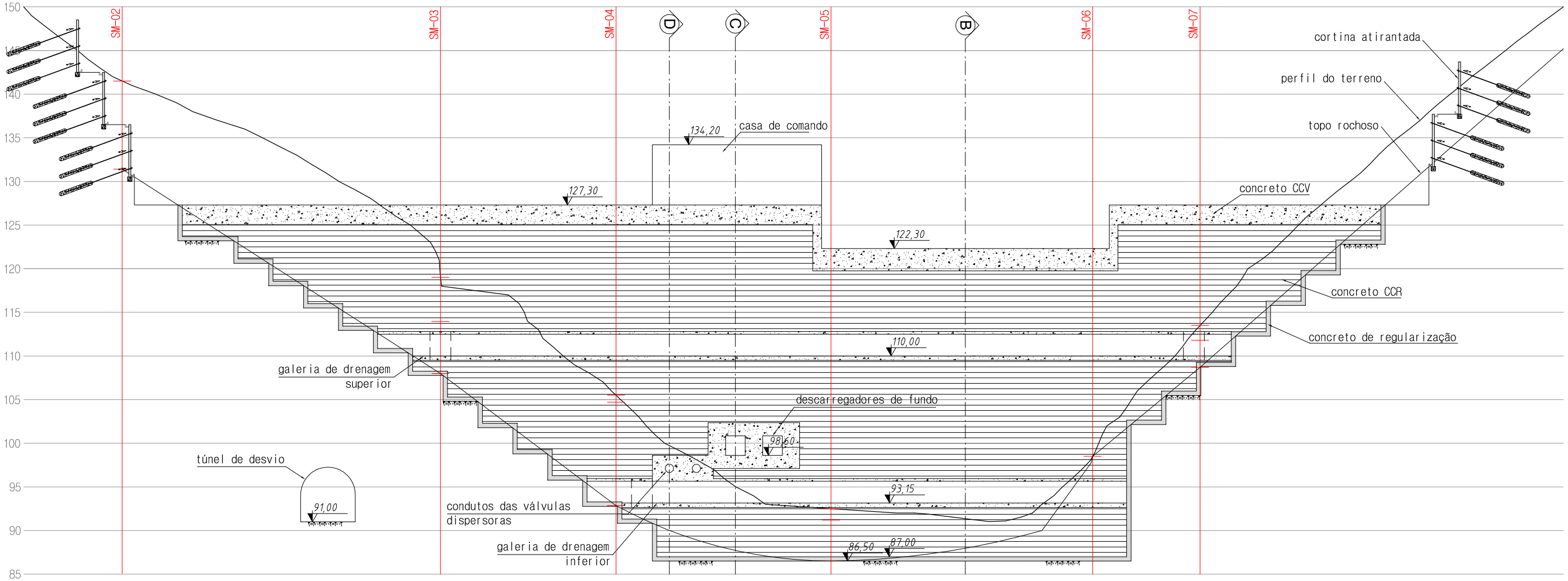
KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO
DA DEFESA CIVIL – SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO
DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

ARRANJO-GERAL – BARRAGEM BOTUVERÁ

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | NOVEMBRO/2014 | 5039-DE-CV-005-1 |




# SEÇÃO A - EIXO DA BARRAGEM

Esc. 1:500

ESCALA GRÁFICA

2,5

0 5 10 15 m

Elaborado por:

IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

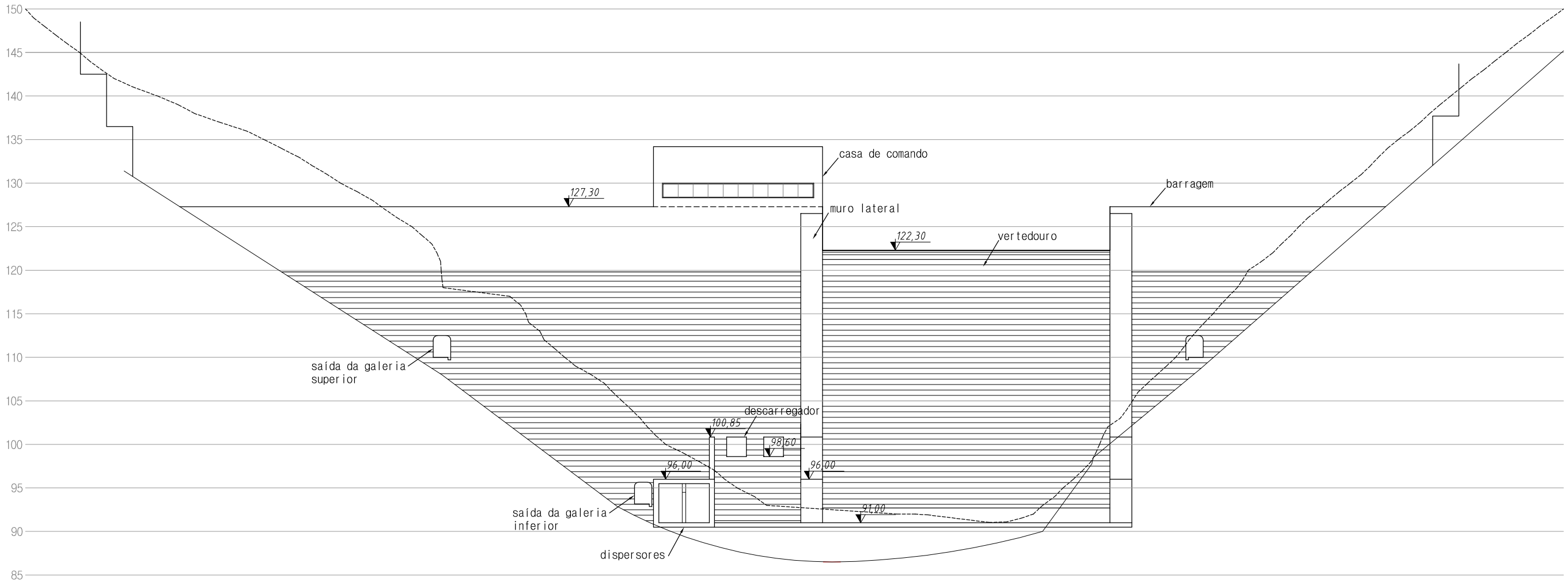
KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL – SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

SEÇÃO A – BARRAGEM BOTUVERÁ

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | NOVEMBRO/2014 | 5039-DE-CV-006-1-A |




## VISTA (A PARTIR DE JUS.)

Esc. 1:500

ESCALA GRÁFICA

2,5

0 5 10 15 m

Elaborado por:

IGUATEMI
CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

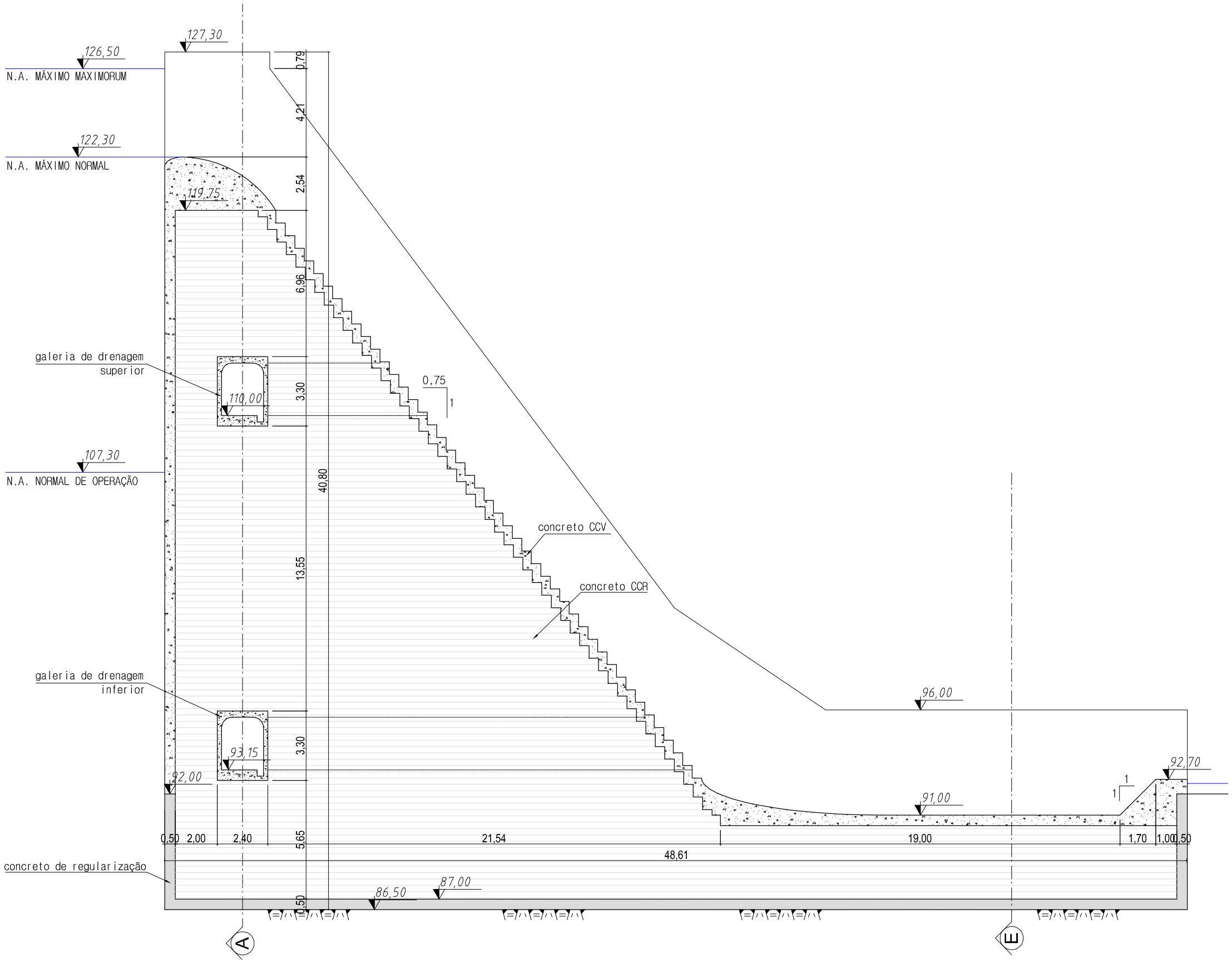
KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO
DA DEFESA CIVIL – SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO
DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

VISTA – BARRAGEM BOTUVERÁ

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | NOVEMBRO/2014 | 5039-DE-CV-006-1-B |




# SEÇÃO B - VERTEDOURO

Esc. 1:200

ESCALA GRÁFICA

1

0 2 4 6 m

Elaborado por:

IGUATEMI
CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

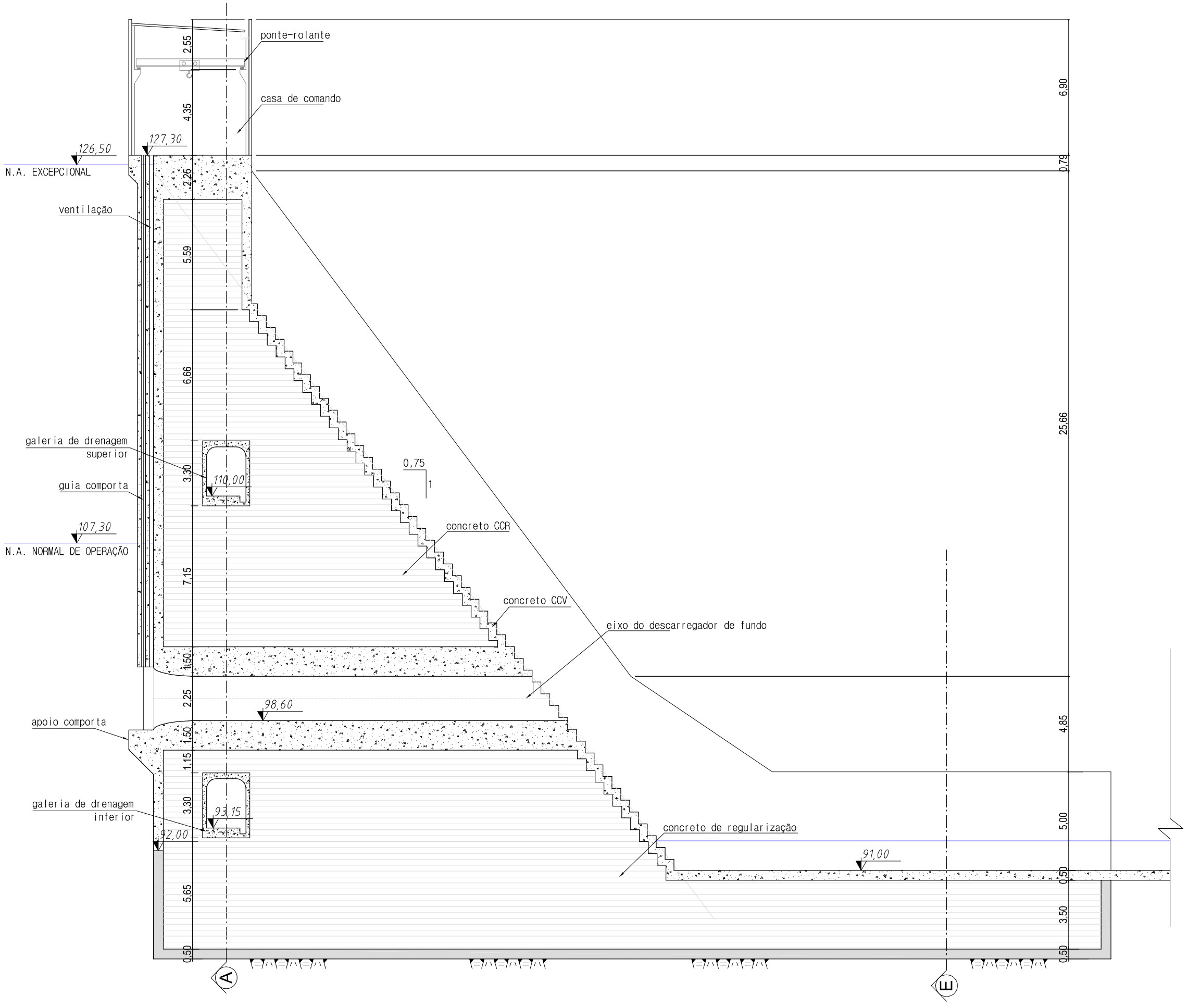
KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL – SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

SEÇÃO B – BARRAGEM BOTUVERÁ

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | NOVEMBRO/2014 | 5039-DE-CV-007-1 |




# SEÇÃO C - DESCARREGADOR

Esc. 1:200

ESCALA GRÁFICA

1

0 2 4 6 m

Elaborado por:

IGUATEMI
CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

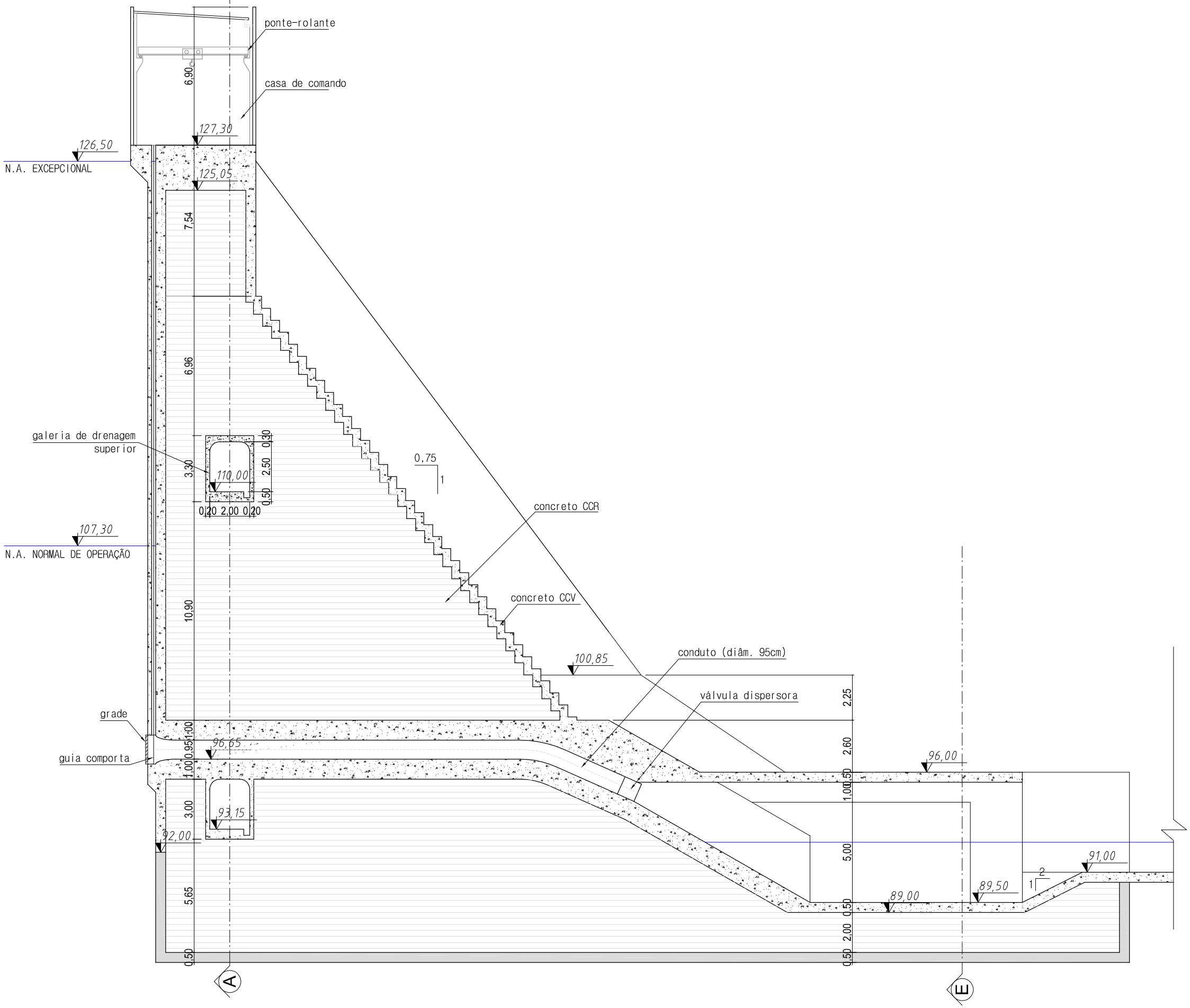
KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL – SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

SEÇÃO C – BARRAGEM BOTUVERÁ

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | NOVEMBRO/2014 | 5039-DE-CV-008-1 |




# SEÇÃO D - DISPERSOR

Esc. 1:200

ESCALA GRÁFICA

1

0 2 4 6 m

Elaborado por:

IGUATEMI
CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

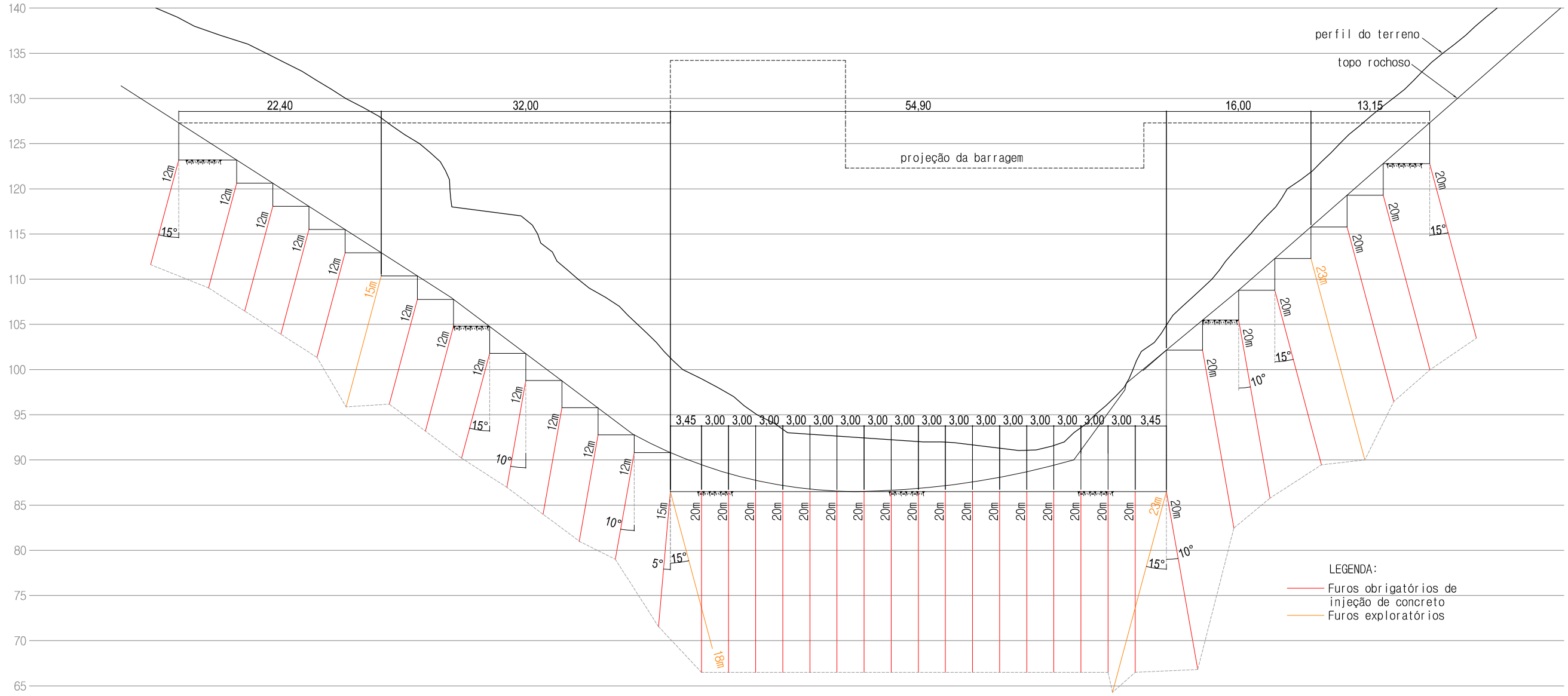
KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL – SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

SEÇÃO D – BARRAGEM BOTUVERÁ

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | NOVEMBRO/2014 | 5039-DE-CV-009-1 |




## CORTINA DE INJEÇÕES - SEÇÃO A

Esc. 1:500

ESCALA GRÁFICA

2,5

0 5 10 15 m

Elaborado por:

IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL – SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

CORTINA DE INJEÇÕES (SEÇÃO A) – BARRAGEM BOTUVERÁ

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | DEZEMBRO/2014 | 5039-DE-CV-010-1 |

# ESTRUTURAL

SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL – SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

ESTRUTURAL DA GALERIA DE DRENAGEM SUPERIOR – BARRAGEM BOTUVERÁ

| ESCALA: | INDICADA | DATA: | DEZEMBRO/2014 | FOLHA: | 5039-DE-ES-001 |
|---|---|---|---|---|---|

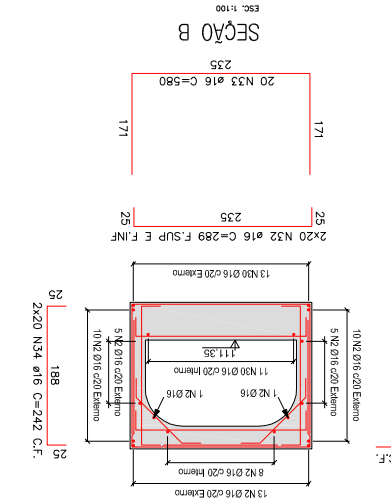
KL ENGENHARIA

IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA. FLORIANÓPOLIS/SC

Elaborado por:

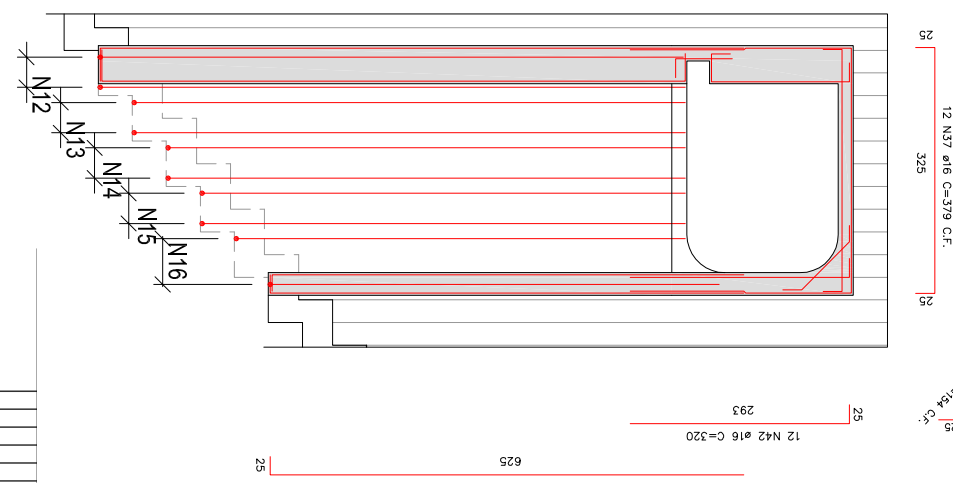
## SEÇÃO B

ESC. 1:100



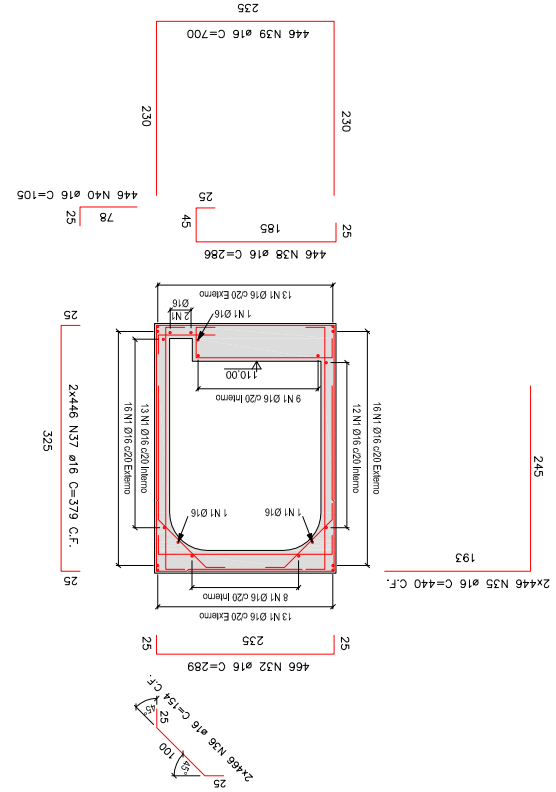

## SEÇÃO D – 2X

ESC. 1:100



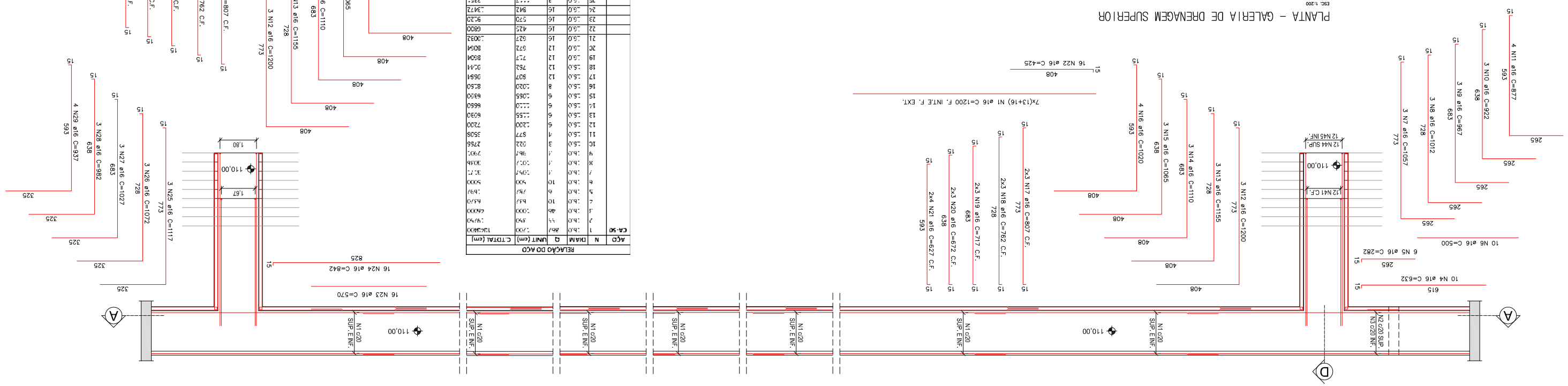

## SEÇÃO C

ESC. 1:100



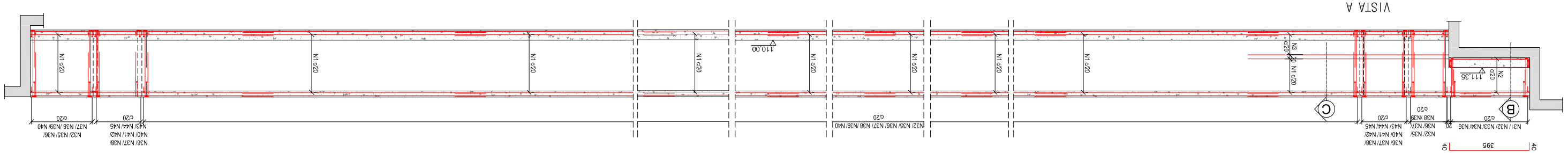

## PLANTA – GALERIA DE DRENAGEM SUPERIOR

ESC. 1:200




## VISTA A

ESC. 1:200



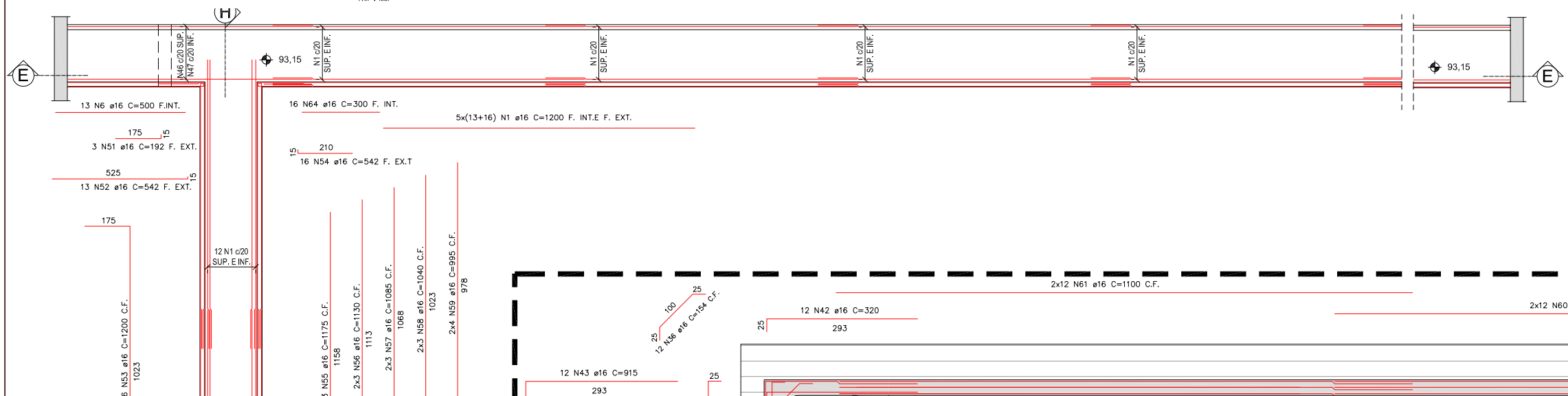

## RELAÇÃO DO AÇO

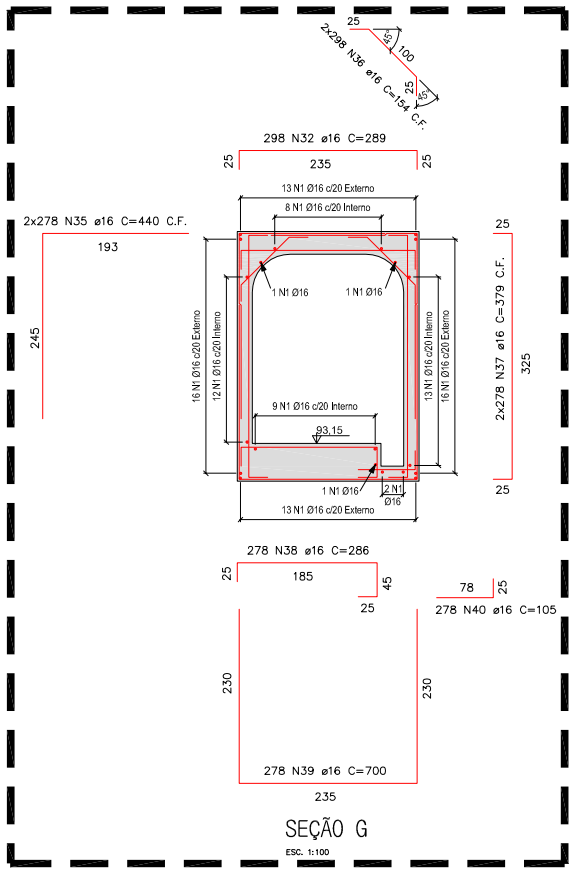
| AÇO | N | DIAM | Q | UNIT [cm] | C.TOTAL [cm] |
|---|---|---|---|---|---|
| CA-50 | 1 | 16.0 | 864 | 7,200 | 10,436,800 |
| | 2 | 16.0 | 44 | 9,400 | 413,600 |
| | 3 | 16.0 | 44 | 9,400 | 413,600 |
| | 4 | 16.0 | 44 | 9,400 | 413,600 |
| | 5 | 16.0 | 44 | 9,400 | 413,600 |
| | 6 | 16.0 | 10 | 5,000 | 50,000 |
| | 7 | 16.0 | 10 | 6,430 | 64,300 |
| | 8 | 16.0 | 48 | 6,000 | 288,000 |
| | 9 | 16.0 | 4 | 7,900 | 31,600 |
| | 10 | 16.0 | 3 | 9,220 | 27,660 |
| | 11 | 16.0 | 4 | 8,770 | 35,080 |
| | 12 | 16.0 | 6 | 12,200 | 73,200 |
| | 13 | 16.0 | 6 | 11,550 | 69,300 |
| | 14 | 16.0 | 6 | 11,100 | 66,600 |
| | 15 | 16.0 | 6 | 10,650 | 63,900 |
| | 16 | 16.0 | 8 | 10,200 | 81,600 |
| | 17 | 16.0 | 12 | 8,070 | 96,840 |
| | 18 | 16.0 | 12 | 7,620 | 91,440 |
| | 19 | 16.0 | 12 | 7,170 | 86,040 |
| | 20 | 16.0 | 12 | 6,720 | 80,640 |
| | 21 | 16.0 | 16 | 6,270 | 100,320 |
| | 22 | 16.0 | 16 | 4,250 | 68,000 |
| | 23 | 16.0 | 16 | 5,720 | 91,520 |
| | 24 | 16.0 | 16 | 8,412 | 134,592 |
| | 25 | 16.0 | 3 | 4,447 | 33,341 |
| | 26 | 16.0 | 3 | 4,072 | 32,576 |
| | 27 | 16.0 | 3 | 4,027 | 30,821 |
| | 28 | 16.0 | 1 | 3,407 | 27,256 |
| | 29 | 16.0 | 44 | 4,913 | 9,826 |
| | 30 | 16.0 | 40 | 4,913 | 9,826 |
| | 31 | 16.0 | 40 | 4,913 | 9,826 |
| | 32 | 16.0 | 74 | 4,913 | 18,174 |
| | 33 | 16.0 | 4 | 4,913 | 1,965 |
| | 34 | 16.0 | 516 | 4,913 | 36,478,164 |
| | 35 | 16.0 | 4,472 | 7,455 | 133,449,720 |
| | 36 | 16.0 | 4,472 | 7,455 | 133,449,720 |
| | 37 | 16.0 | 4,472 | 7,455 | 133,449,720 |
| | 38 | 16.0 | 4,472 | 7,455 | 133,449,720 |
| | 39 | 16.0 | 4,472 | 7,455 | 133,449,720 |
| | 40 | 16.0 | 4,472 | 7,455 | 133,449,720 |
| | 41 | 16.0 | 4,472 | 7,455 | 133,449,720 |
| | 42 | 16.0 | 4,472 | 7,455 | 133,449,720 |
| | 43 | 16.0 | 4,472 | 7,455 | 133,449,720 |
| | 44 | 16.0 | 4,472 | 7,455 | 133,449,720 |
| | 45 | 16.0 | 4,472 | 7,455 | 133,449,720 |

| RELAÇÃO DO AÇO | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| AÇO | DIAM | TOTAL (m) | PESO + 10% (kg) | | |
| CA-50 | 16.0 | 29405,74 | 51042,48 | | |
| | | TOTAL | 29405,74 | | |



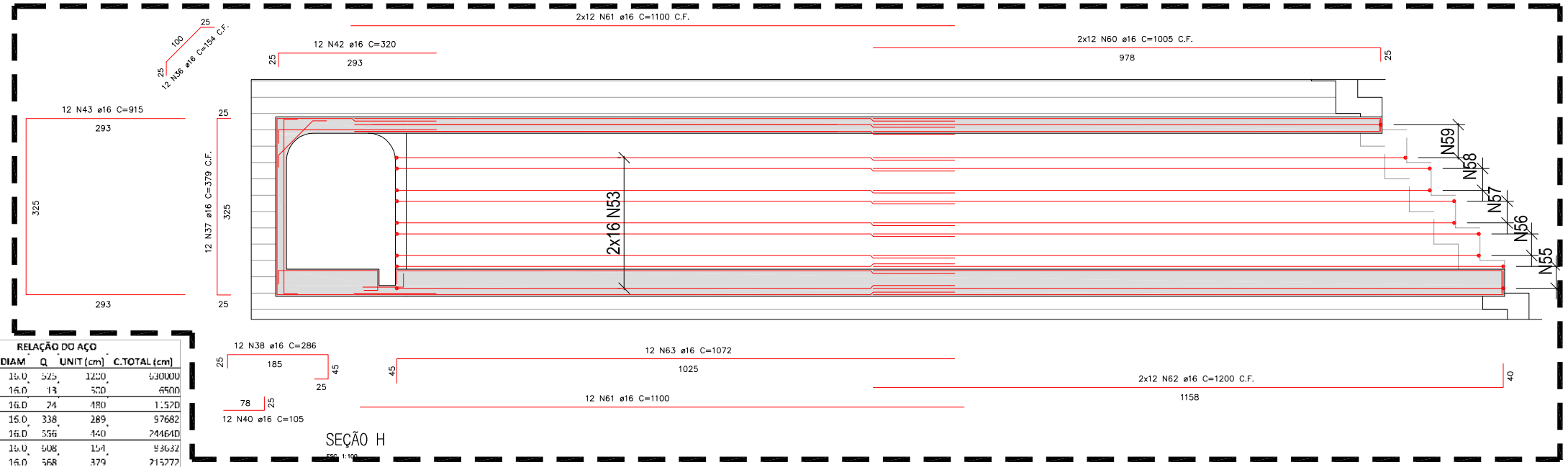

VISTA E



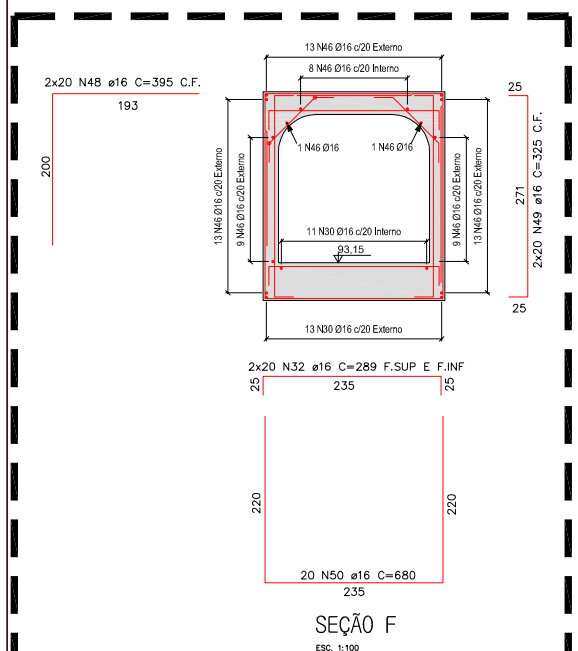

SEÇÃO G

ESC. 1:100




SEÇÃO H

ESC. 1:100




SEÇÃO F

ESC. 1:100

| RELAÇÃO DO AÇO | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| AÇO | N | DIAM | Q | UNIT (cm) | C.TOTAL (cm) |
| CA-50 | 1 | 16.0 | 525 | 1220 | 630000 |
| | 6 | 16.0 | 13 | 500 | 6500 |
| | 30 | 16.0 | 24 | 480 | 11520 |
| | 32 | 16.0 | 338 | 289 | 97682 |
| | 35 | 16.0 | 556 | 440 | 244640 |
| | 36 | 16.0 | 608 | 154 | 93632 |
| | 37 | 16.0 | 568 | 379 | 215272 |
| | 38 | 16.0 | 290 | 286 | 82940 |
| | 39 | 16.0 | 278 | 700 | 194600 |
| | 40 | 16.0 | 290 | 125 | 30450 |
| | 42 | 16.0 | 12 | 320 | 3840 |
| | 43 | 16.0 | 12 | 915 | 10980 |
| | 46 | 16.0 | 66 | 940 | 62100 |
| | 47 | 16.0 | 38 | 540 | 20520 |
| | 48 | 16.0 | 40 | 395 | 15800 |
| | 49 | 16.0 | 40 | 325 | 13000 |
| | 50 | 16.0 | 20 | 680 | 13600 |
| | 51 | 16.0 | 3 | 192 | 576 |
| | 52 | 16.0 | 13 | 542 | 7046 |
| | 53 | 16.0 | 32 | 1220 | 38400 |
| | 54 | 16.0 | 16 | 542 | 8672 |
| | 55 | 16.0 | 6 | 1175 | 7050 |
| | 56 | 16.0 | 6 | 1130 | 6780 |
| | 57 | 16.0 | 6 | 1085 | 6510 |
| | 58 | 16.0 | 6 | 1040 | 6240 |
| | 59 | 16.0 | 8 | 995 | 7960 |
| | 60 | 16.0 | 24 | 1005 | 24120 |
| | 61 | 16.0 | 24 | 1100 | 26400 |
| | 62 | 16.0 | 12 | 1200 | 14400 |
| | 63 | 16.0 | 24 | 1072 | 25728 |
| | 64 | 16.0 | 12 | 300 | 3600 |
| | TOTAL | | | | 1929558 |

| RELAÇÃO DO AÇO | | | |
|---|---|---|---|
| AÇO | DIAM | C.TOTAL (m) | PESO + 10% (kg) |
| CA-50 | 16.0 | 19295,58 | 33493,27 |

Elaborado por:

IGUATEMI
CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

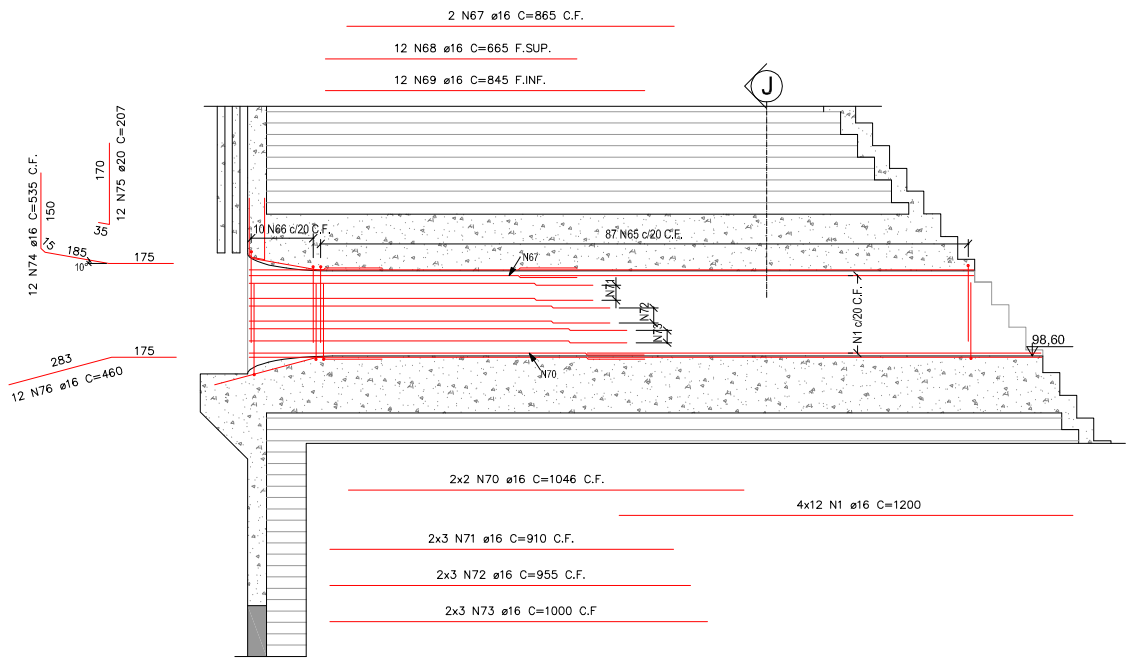
KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO
DA DEFESA CIVIL – SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO
DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

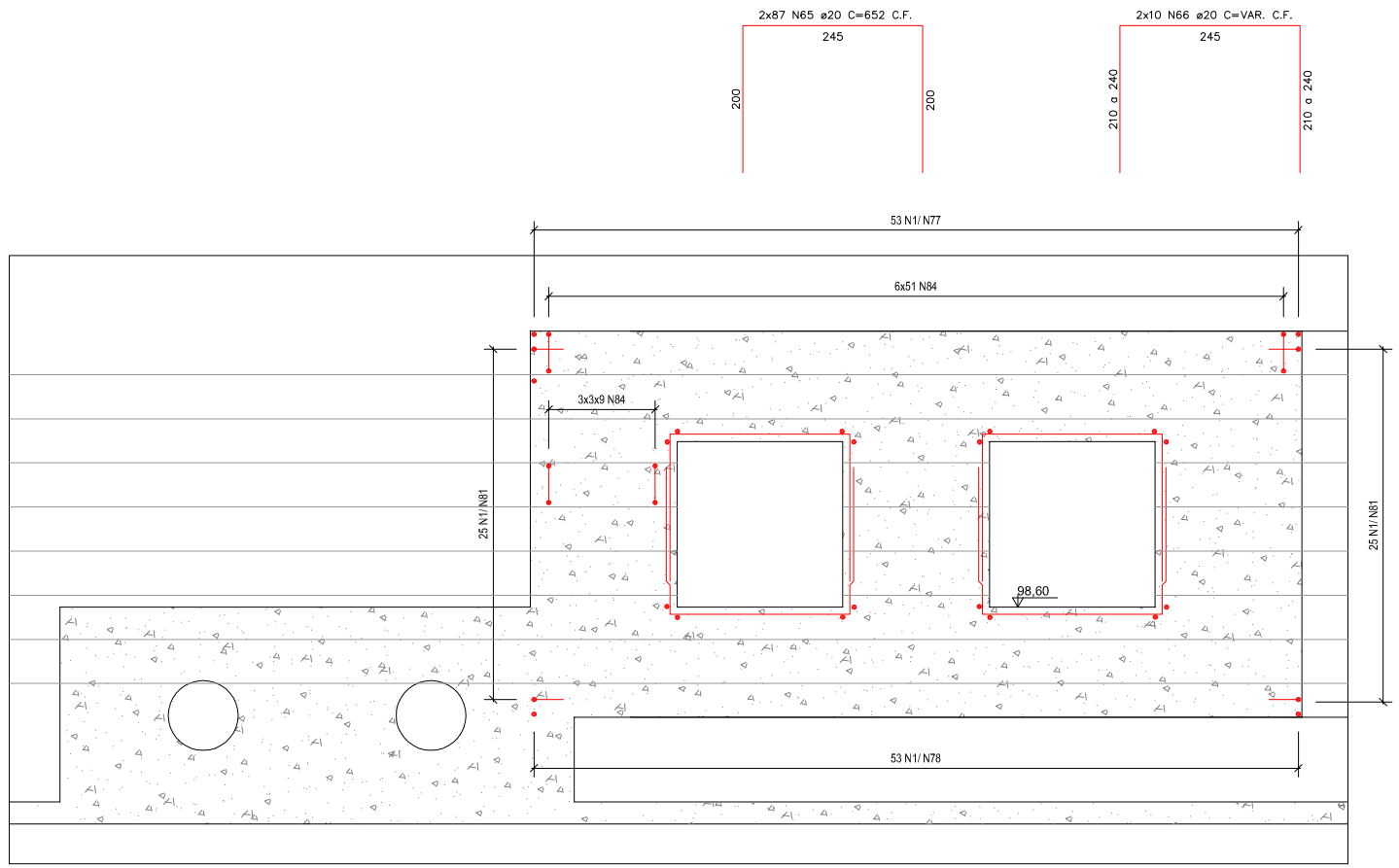
ESTRUTURAL DA GALERIA DE DRENAGEM INFERIOR
– BARRAGEM BOTUVERÁ

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | DEZEMBRO/2014 | 5039-DE-ES-002 |



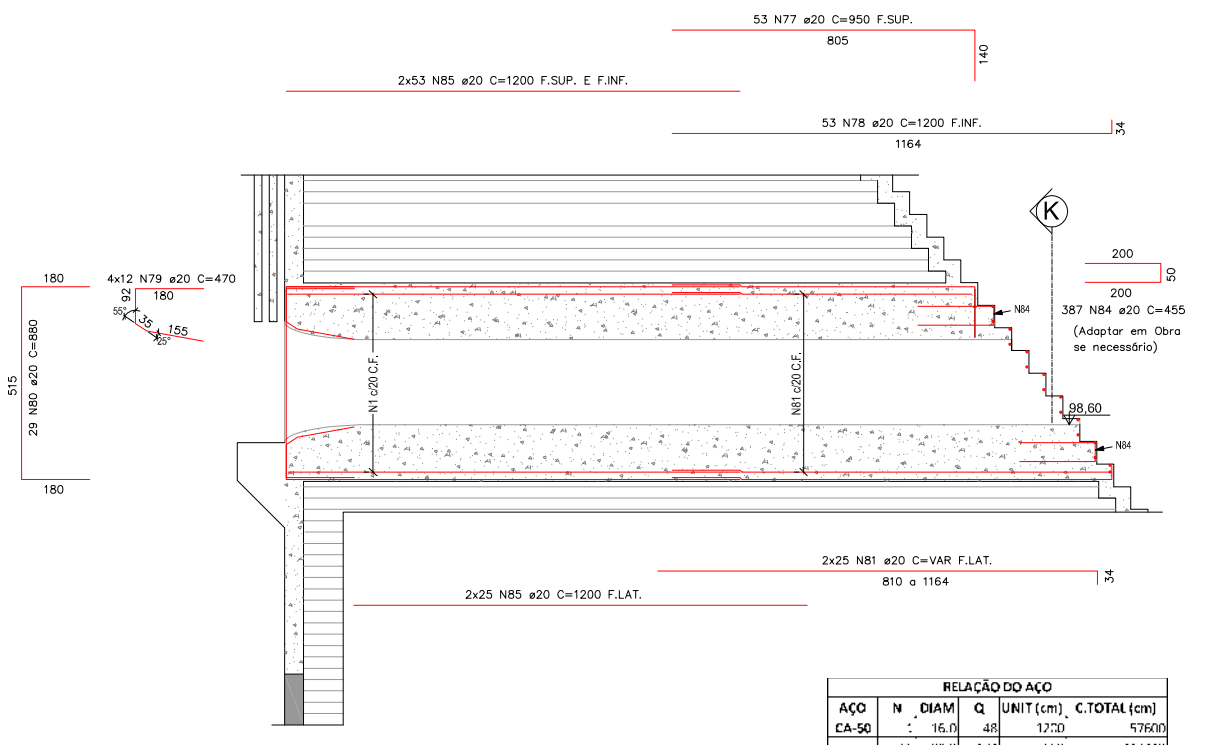

ELEVAÇÃO - DESCARREGADORES DE FUNDO

ESC. 1:200




SEÇÃO J

ESC. 1:200

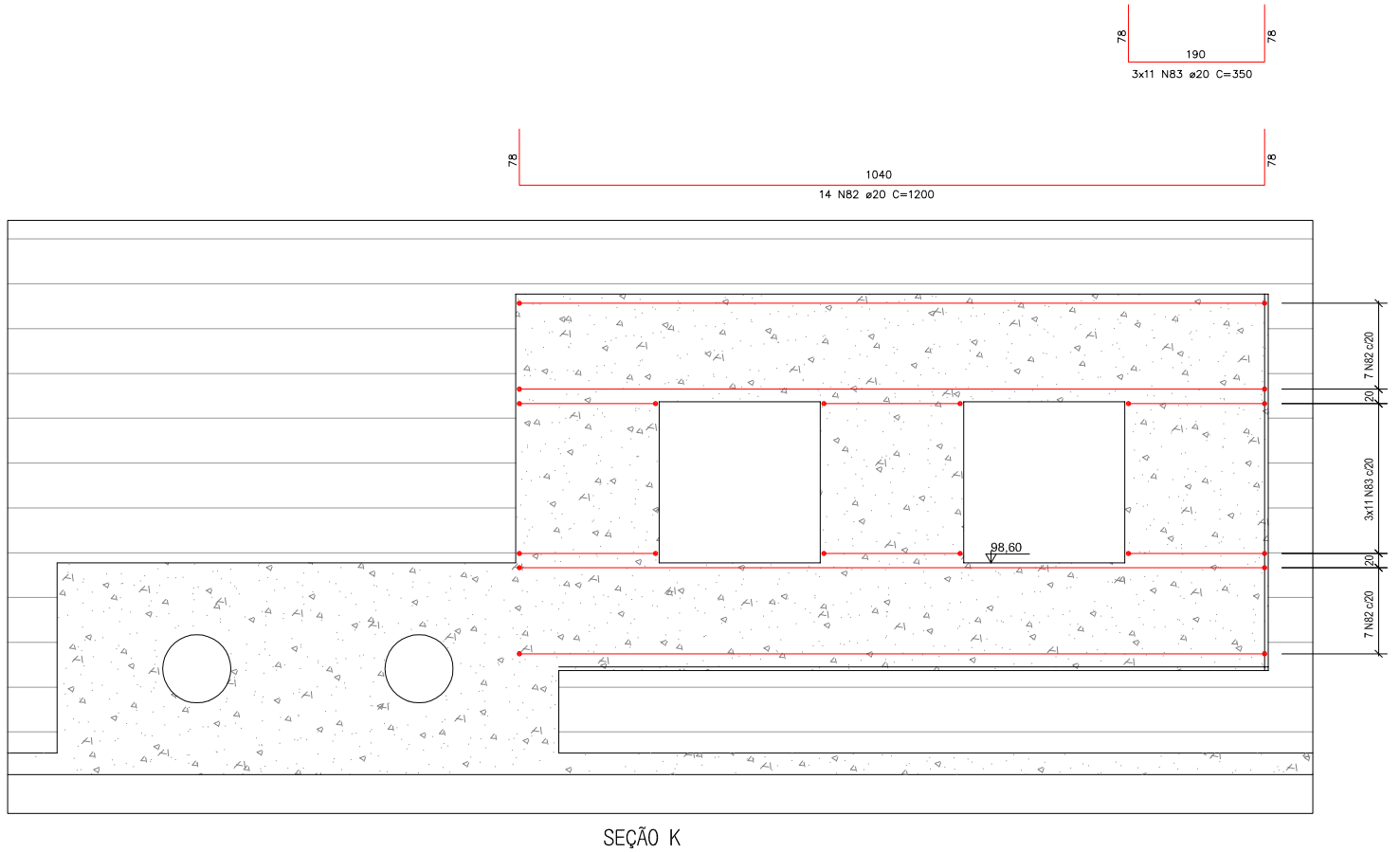



ELEVAÇÃO - DESCARREGADORES DE FUNDO

ESC. 1:200

| RELAÇÃO DO AÇO | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| AÇO | N | DIAM | Q | UNIT (cm) | C.TOTAL (cm) |
| CA-50 | 1 | 16.0 | 48 | 1200 | 57600 |
| | 65 | 20.0 | 144 | 662 | 113448 |
| | 66 | 20.0 | 20 | VAR | 14000 |
| | 67 | 20.0 | 2 | 865 | 1730 |
| | 68 | 20.0 | 12 | 665 | 7980 |
| | 69 | 20.0 | 12 | 845 | 10140 |
| | 70 | 20.0 | 4 | 1046 | 4184 |
| | 71 | 20.0 | 6 | 910 | 5460 |
| | 72 | 20.0 | 6 | 955 | 5730 |
| | 73 | 20.0 | 6 | 1000 | 6000 |
| | 74 | 20.0 | 12 | 535 | 6420 |
| | 75 | 20.0 | 12 | 207 | 2484 |
| | 76 | 20.0 | 12 | 460 | 5520 |
| | 77 | 20.0 | 53 | 950 | 50350 |
| | 78 | 20.0 | 53 | 1200 | 63600 |
| | 79 | 20.0 | 48 | 470 | 22560 |
| | 80 | 20.0 | 29 | 880 | 25520 |
| | 81 | 20.0 | 50 | VAR | 49350 |
| | 82 | 20.0 | 14 | 1200 | 16800 |
| | 83 | 20.0 | 33 | 350 | 11550 |
| | 84 | 20.0 | 387 | 455 | 176085 |
| | 85 | 20.0 | 156 | 1200 | 187200 |
| TOTAL | | | | | 843771 |

| RELAÇÃO DO AÇO | | | |
|---|---|---|---|
| AÇO | DIAM | C.TOTAL (m) | PESO + 10% (kg) |
| CA-50 | 16.0 | 843,71 | 14645,14 |




SEÇÃO K

ESC. 1:200

Elaborado por:

IGUATEMI
CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

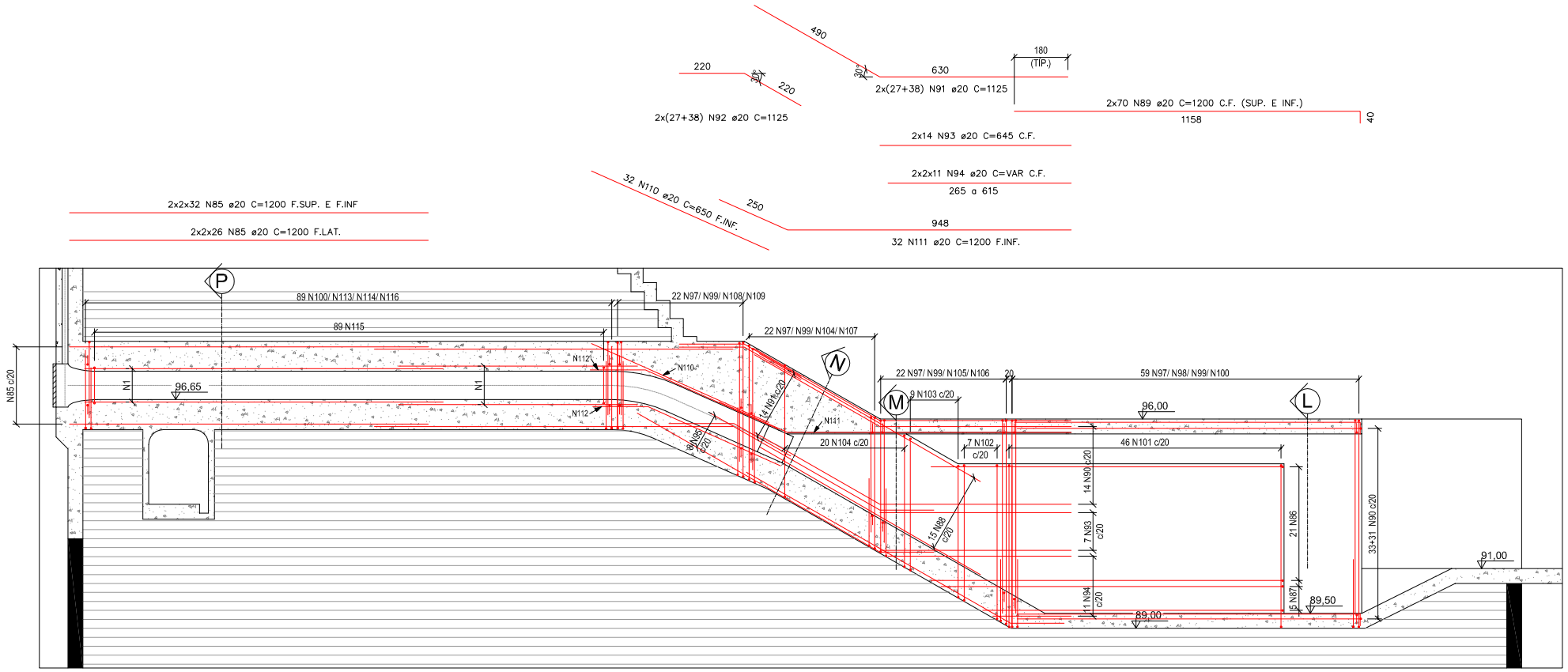
KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL – SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

ESTRUTURAL DOS DESCARREGADORES DE FUNDO – BARRAGEM BOTUVERÁ

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | DEZEMBRO/2014 | 5039-DE-ES-003 |



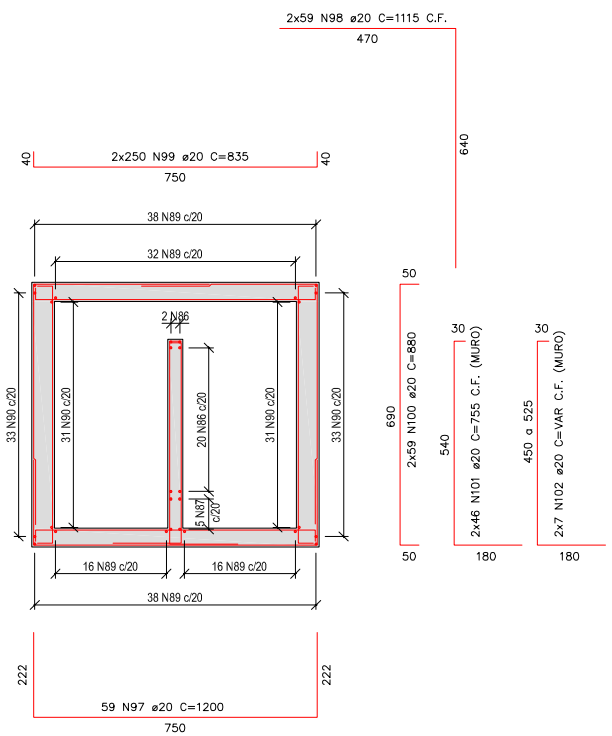

ELEVAÇÃO – CONDUTOS DAS VÁLVULAS DISPERSORAS
ESC. 1:200

| RELAÇÃO DO AÇO | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| AÇO | N | DIAM | Q | UNIT (cm) | C.TOTAL (cm) |
| CA-50 | 1 | 16.0 | 64 | 1200 | 76800 |
| | 85 | 20.0 | 424 | 1200 | 508800 |
| | 86 | 20.0 | 42 | 1200 | 50400 |
| | 87 | 20.0 | 10 | 1100 | 11000 |
| | 88 | 20.0 | 30 | 860 | 25800 |
| | 89 | 20.0 | 140 | 1200 | 168000 |
| | 90 | 20.0 | 128 | 1200 | 153600 |
| | 91 | 20.0 | 130 | 1125 | 146250 |
| | 92 | 20.0 | 130 | 1125 | 146250 |
| | 93 | 20.0 | 28 | 645 | 18060 |
| | 94 | 20.0 | 44 | 440 | 19360 |
| | 95 | 20.0 | 22 | 982 | 21604 |
| | 96 | 20.0 | 70 | 1200 | 84000 |
| | 97 | 20.0 | 195 | 1200 | 234000 |
| | 98 | 20.0 | 118 | 1115 | 131570 |
| | 99 | 20.0 | 500 | 835 | 417500 |
| | 100 | 20.0 | 296 | 880 | 260480 |
| | 101 | 20.0 | 92 | 755 | 69460 |
| | 102 | 20.0 | 14 | 700 | 9800 |
| | 103 | 20.0 | 18 | 655 | 11790 |
| | 104 | 20.0 | 84 | 805 | 67620 |
| | 105 | 20.0 | 44 | 1000 | 44000 |
| | 106 | 20.0 | 44 | 668 | 29392 |
| | 107 | 20.0 | 44 | 885 | 38940 |
| | 108 | 20.0 | 44 | 795 | 34980 |
| | 109 | 20.0 | 44 | 475 | 20900 |
| | 110 | 20.0 | 32 | 650 | 20800 |
| | 111 | 20.0 | 32 | 1200 | 38400 |
| | 112 | 16.0 | 32 | 682 | 21824 |
| | 113 | 20.0 | 178 | 1200 | 213600 |
| | 114 | 20.0 | 8 | 290 | 2320 |
| | 115 | 16.0 | 178 | 425 | 75650 |
| | 116 | 20.0 | 356 | 390 | 138840 |

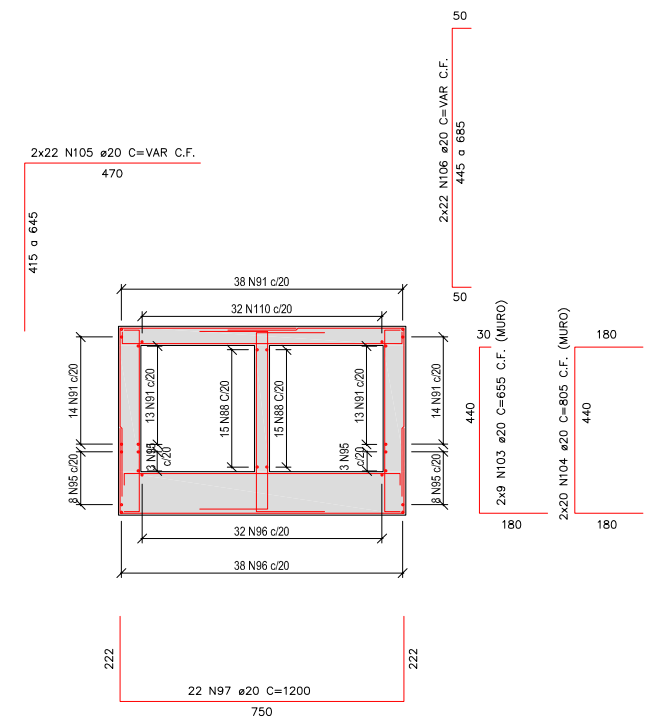
| TOTAL | 3311790 |
|---|---|

| RELAÇÃO DO AÇO | | | |
|---|---|---|---|
| AÇO | DIAM | C.TOTAL (m) | PESO + 10% (kg) |
| CA-50 | 20.0 | 31375,16 | 85108,26 |
| CA-50 | 16.0 | 1742,74 | 3025,05 |

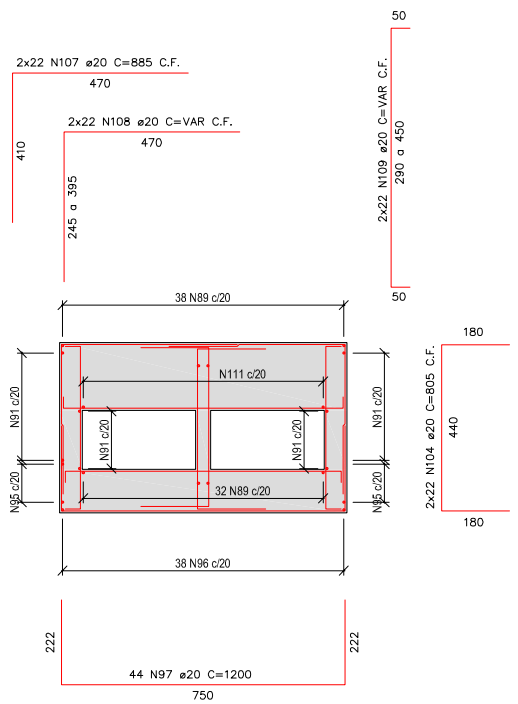
| TOTAL | 88133,31 |
|---|---|



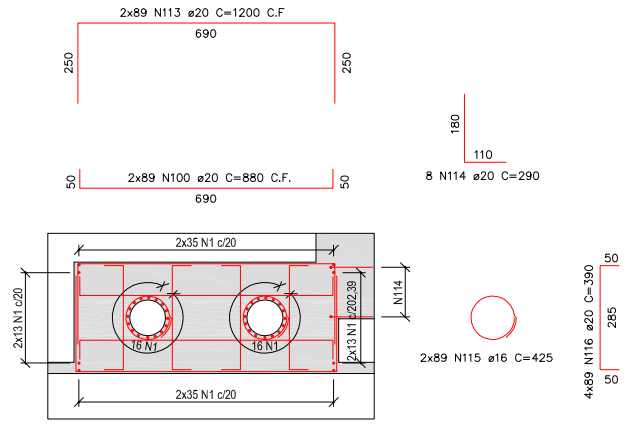

SEÇÃO L
ESC. 1:200




SEÇÃO M
ESC. 1:200




SEÇÃO N
ESC. 1:200




SEÇÃO P
ESC. 1:200

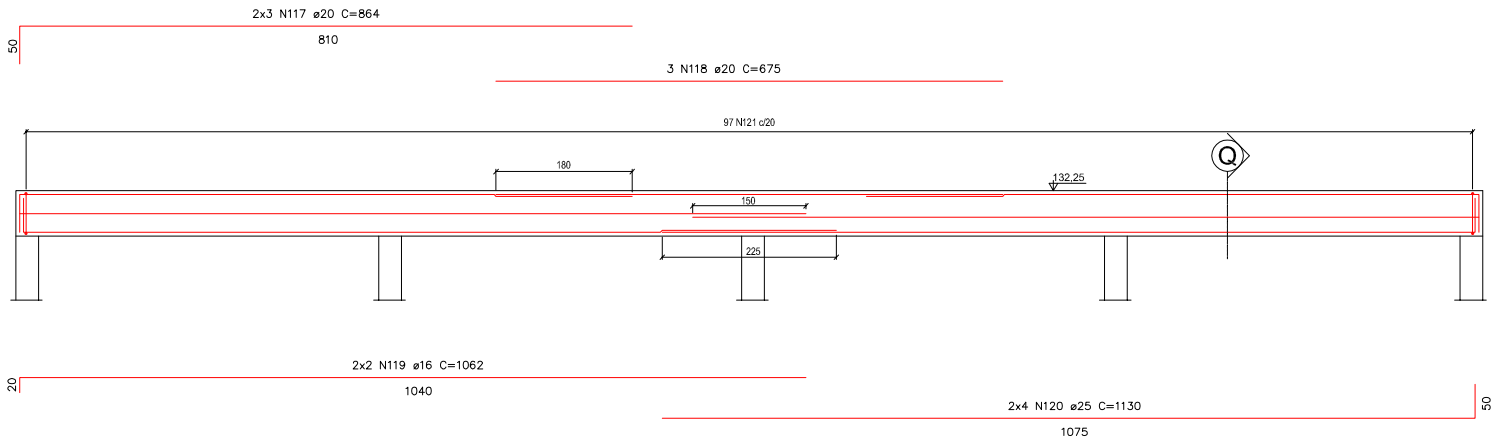
Elaborado por:
IGUATEMI
CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC
KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL – SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

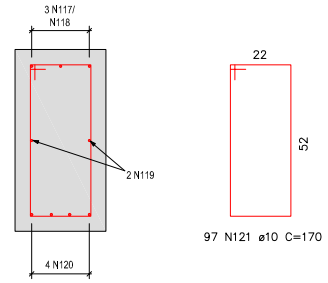
ESTRUTURAL DAS VÁLVULAS DISPERSORAS – BARRAGEM BOTUVERÁ

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | DEZEMBRO/2014 | 5039-DE-ES-004 |




## VIGA V1/ V2 - CASA DE COMANDO - 2x (30x60)

ESC. 1:100



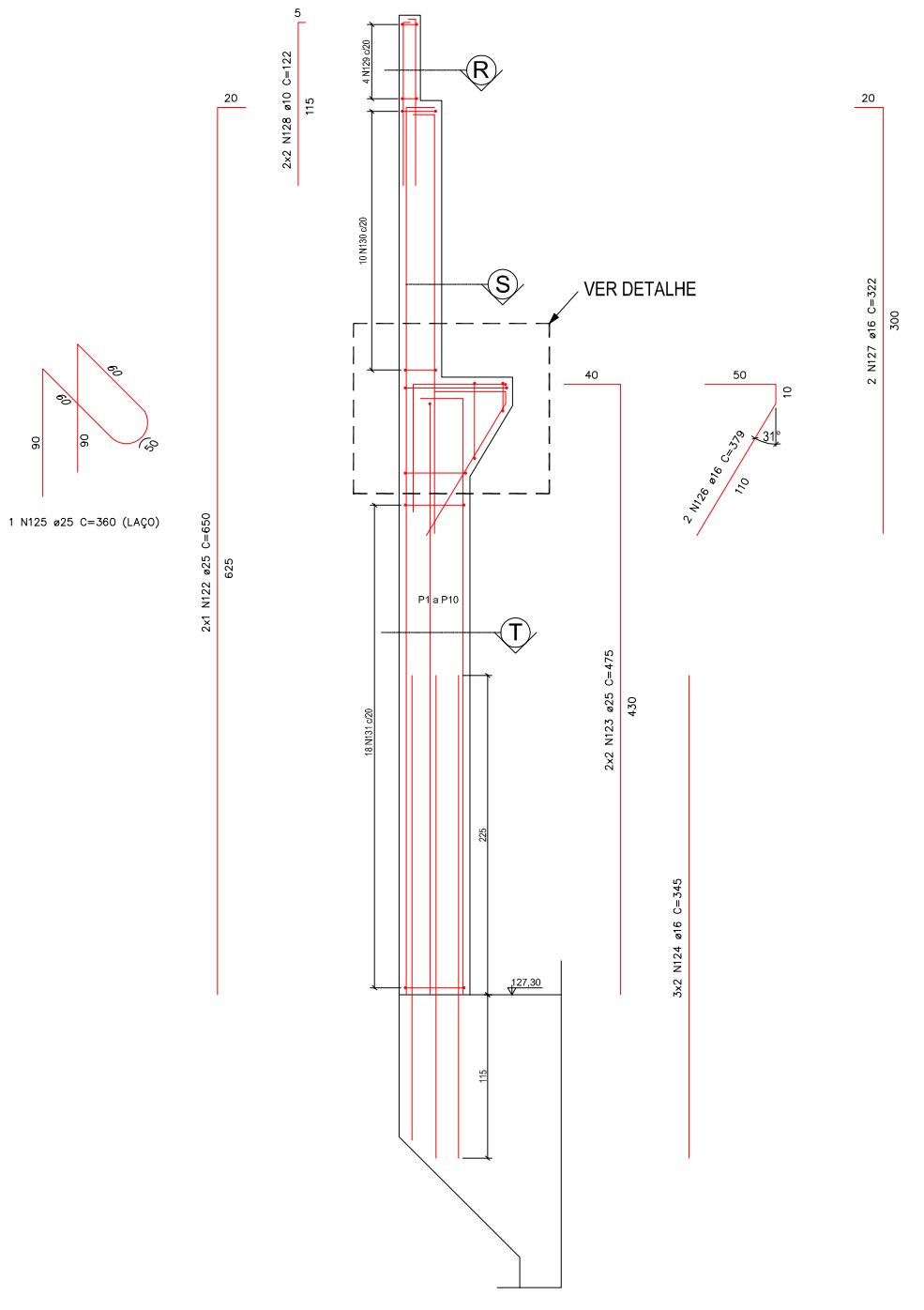

SEÇÃO Q

ESC. 1:25

| RELAÇÃO DO AÇO | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| AÇO | N | DIAM | Q | UNIT (cm) | C.TOTAL (cm) |
| CA-50 | 117 | 20.0 | 12 | 864 | 10368 |
| | 118 | 20.0 | 5 | 675 | 4050 |
| | 119 | 16.0 | 8 | 1062 | 8496 |
| | 120 | 25.0 | 16 | 1130 | 18080 |
| | 121 | 10.0 | 194 | 170 | 32980 |
| | 122 | 25.0 | 20 | 650 | 13000 |
| | 123 | 25.0 | 40 | 475 | 19000 |
| | 124 | 16.0 | 60 | 345 | 20700 |
| | 125 | 25.0 | 10 | 360 | 3600 |
| | 126 | 16.0 | 20 | 379 | 7580 |
| | 127 | 16.0 | 20 | 322 | 6440 |
| | 128 | 10.0 | 40 | 122 | 4880 |
| | 129 | 10.0 | 40 | 35 | 1400 |
| | 130 | 10.0 | 100 | 100 | 10000 |
| | 131 | 10.0 | 180 | 140 | 24200 |
| | 132 | 16.0 | 40 | 175 | 7000 |
| | 133 | 12.5 | 30 | 140 | 4200 |

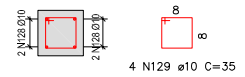
| | |
|---|---|
| TOTAL | 195974 |

| RELAÇÃO DO AÇO | | | |
|---|---|---|---|
| AÇO | DIAM | C.TOTAL (m) | PESO + 10% (kg) |
| CA-50 | 25.0 | 536,80 | 2275,17 |
| | 20.0 | 344,18 | 891,10 |
| | 16.0 | 502,16 | 871,65 |
| | 12.5 | 42,00 | 44,49 |
| | 10.0 | 744,60 | 805,36 |
| | TOTAL | | 4887,72 |



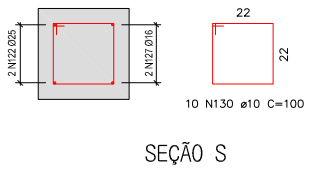

ELEVAÇÃO - PILARES P1 a P10 - 10x (50x30)

ESC. 1:50



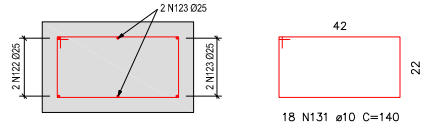

SEÇÃO R

ESC. 1:25



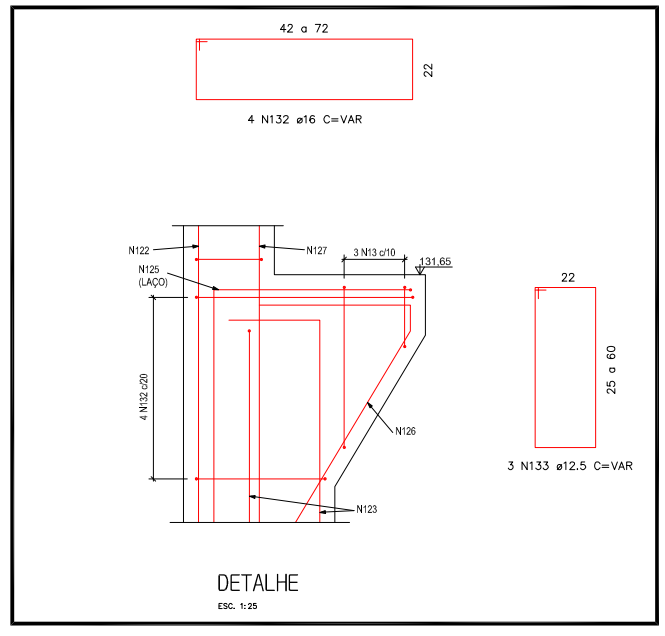

SEÇÃO S

ESC. 1:25




SEÇÃO T

ESC. 1:25




DETALHE

ESC. 1:25

Elaborado por:

IGUATEMI
CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

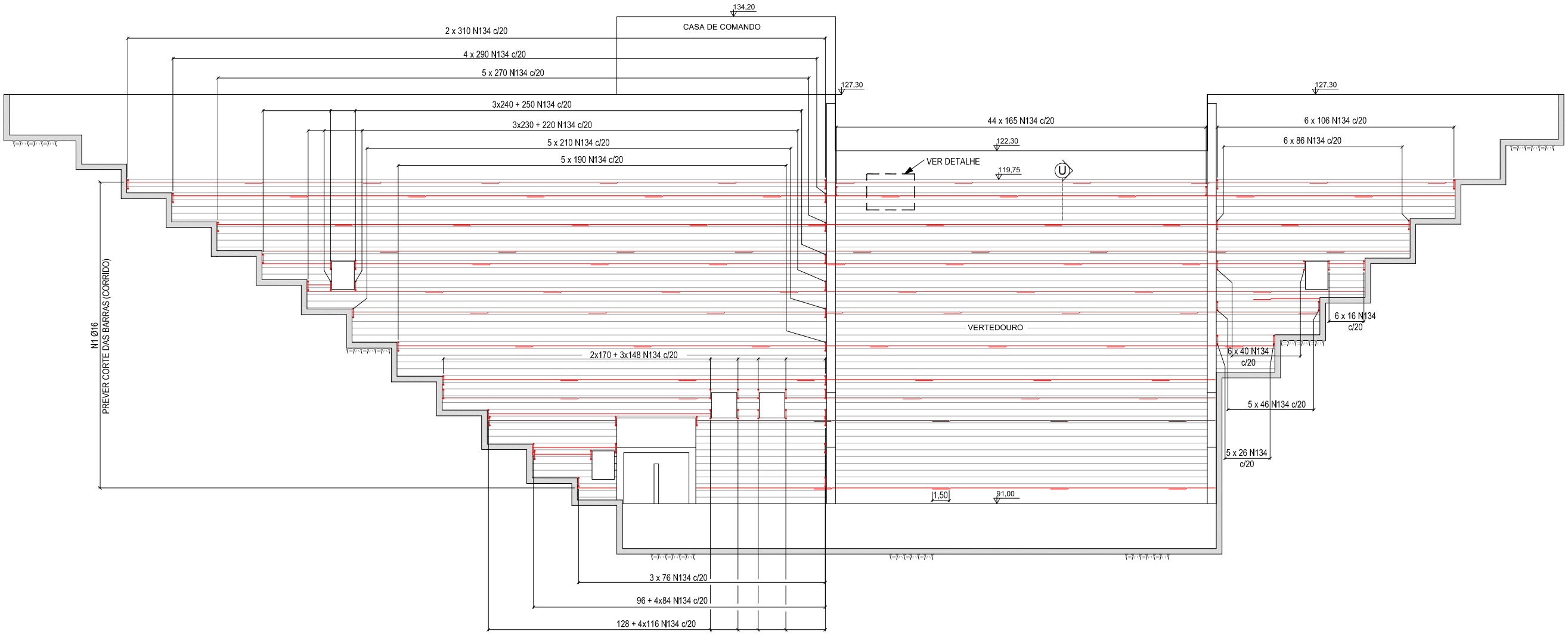
KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO
DA DEFESA CIVIL – SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO
DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

CASA DE COMANDO – PILARES E VIGAS – BARRAGEM BOTUVERÁ

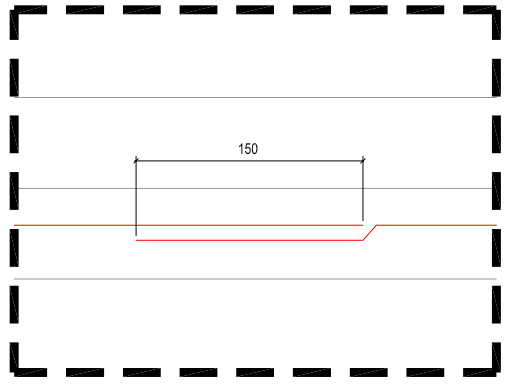
| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | DEZEMBRO/2014 | 5039-DE-ES-005 |




ELEVAÇÃO - ARMADURA PAREDE TÍPICA - (JUS. P/ MONT.)
ESC. 1:400

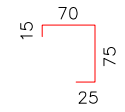



SEÇÃO U - TÍPICA
ESC. 1:50




DETALHE TRESPASSE - TÍPICO
ESC. 1:50

2110 N1 ø16 C=1200




ESC. 1:100

18354 N134 ø16 C=192

| RELAÇÃO DO AÇO | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| AÇO | N | DIAM | Q | UNIT (cm) | C.TOTAL (cm) |
| CA-50 | 1 | 16.0 | 2110 | 1200 | 2532000 |
| | 134 | 16.0 | 18354 | 192 | 3523968 |

| TOTAL | 6055968 |
|---|---|

| RELAÇÃO DO AÇO | | | |
|---|---|---|---|
| AÇO | DIAM | C.TOTAL (m) | PESO + 10% (kg) |
| CA-50 | 16.0 | 60559,68 | 105119,49 |

| TOTAL | 105119,49 |
|---|---|

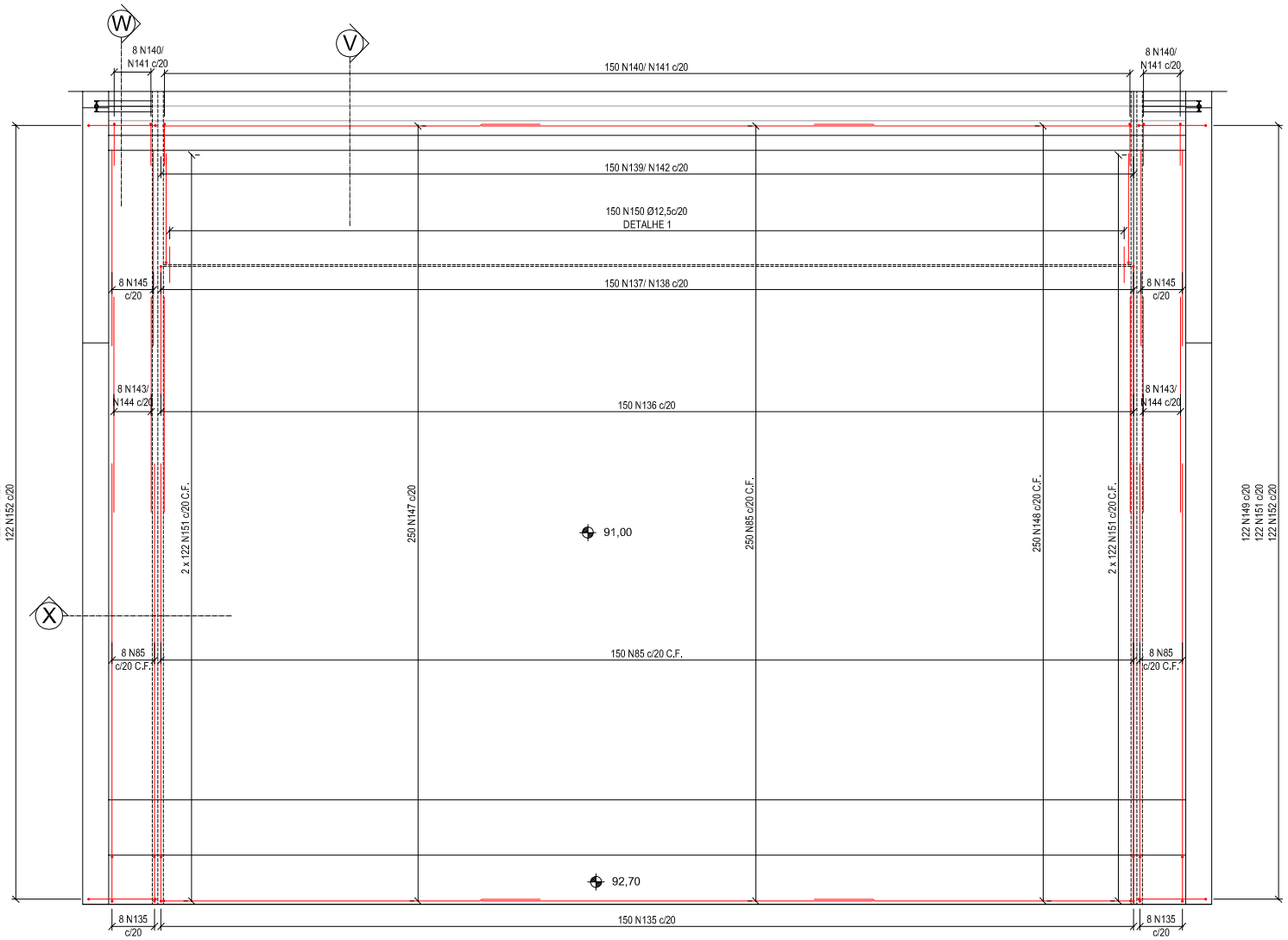
Elaborado por:
IGUATEMI
CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC
KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL – SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

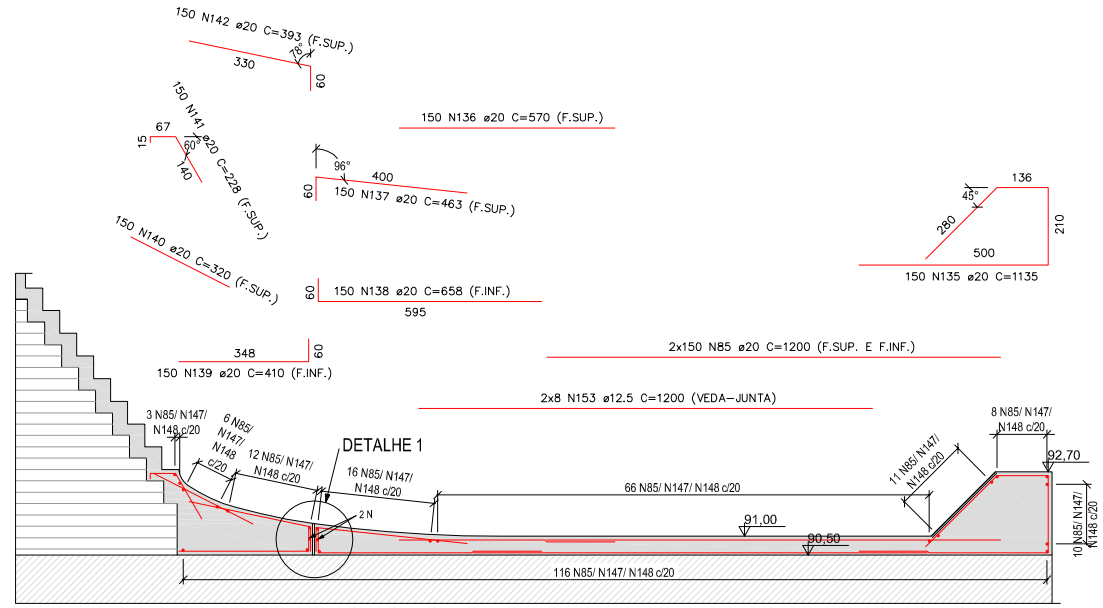
PAREDE ESCADARIA – BARRAGEM BOTUVERÁ

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | DEZEMBRO/2014 | 5039-DE-ES-006 |



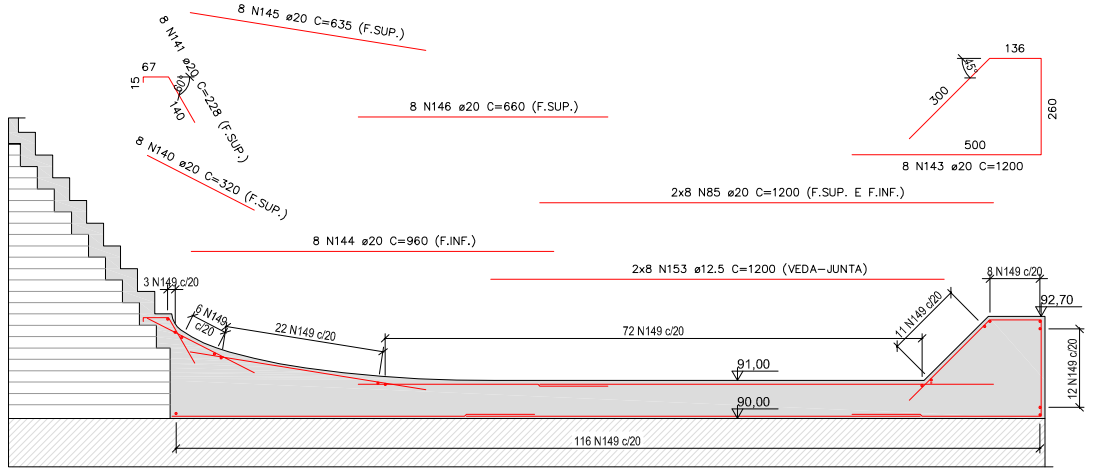

PLANTA - LAJE VERTEDOURO

ESC. 1:200



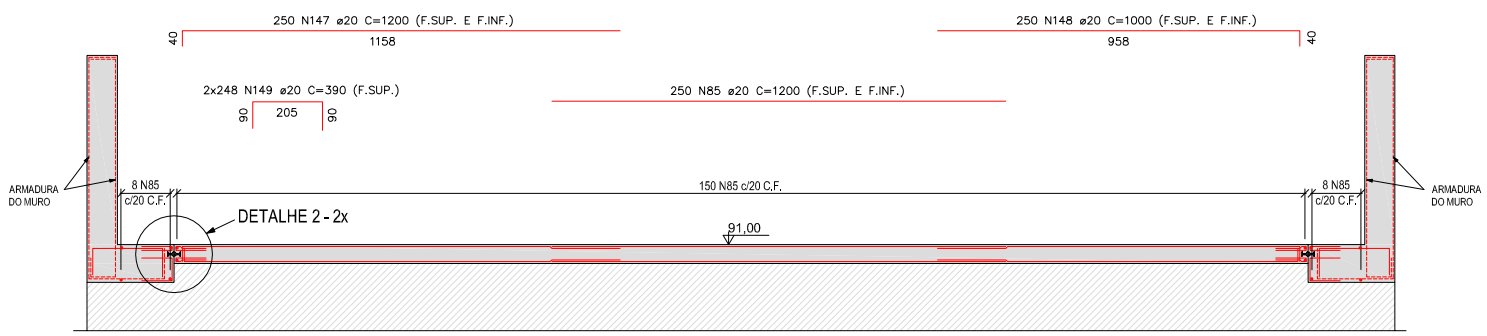

SEÇÃO V

ESC. 1:200




SEÇÃO W - 2x

ESC. 1:200

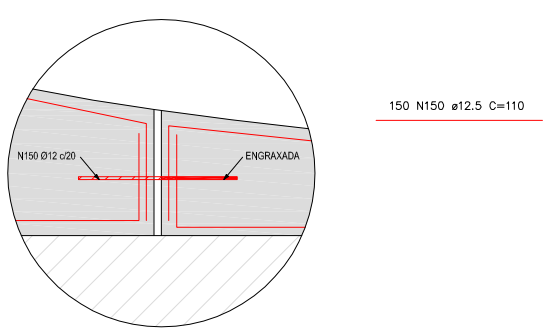



SEÇÃO X

ESC. 1:200

| RELAÇÃO DO AÇO | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| AÇO | N | DIAM | Q | UNIT (cm) | C.TOTAL (cm) |
| CA-50 | 85 | 20.0 | 582 | 1200 | 698400 |
| | 135 | 20.0 | 150 | 1135 | 170250 |
| | 136 | 20.0 | 150 | 570 | 85000 |
| | 137 | 20.0 | 150 | 463 | 69450 |
| | 138 | 20.0 | 150 | 658 | 98700 |
| | 139 | 20.0 | 150 | 410 | 61500 |
| | 140 | 20.0 | 166 | 320 | 53120 |
| | 141 | 20.0 | 166 | 228 | 37848 |
| | 142 | 20.0 | 150 | 393 | 58950 |
| | 143 | 20.0 | 16 | 1200 | 19200 |
| | 144 | 20.0 | 16 | 960 | 15360 |
| | 145 | 20.0 | 16 | 635 | 10160 |
| | 146 | 20.0 | 16 | 660 | 10560 |
| | 147 | 20.0 | 250 | 1200 | 300000 |
| | 148 | 20.0 | 250 | 1000 | 250000 |
| | 149 | 20.0 | 496 | 390 | 193440 |
| | 150 | 12.5 | 150 | 110 | 16500 |
| | 151 | 12.5 | 732 | 175 | 128100 |
| | 152 | 12.5 | 976 | 225 | 219600 |
| | 153 | 12.5 | 48 | 1200 | 57600 |
| TOTAL | | | | | 2403988 |

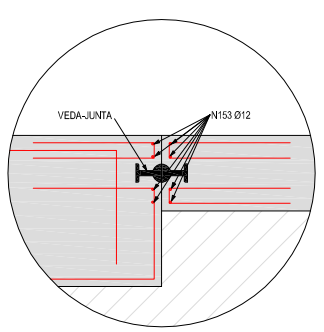
| RELAÇÃO DO AÇO | | | |
|---|---|---|---|
| AÇO | DIAM | C.TOTAL (m) | PESO + 10% (kg) |
| CA-50 | 12.5 | 3430,5 | 3633,93 |
| CA-50 | 20.0 | 20609,38 | 55905,00 |
| TOTAL | | | 59538,93 |

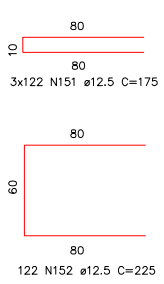



150 N150 ø12.5 C=110

DETALHE 1 - JUNTA DE DILATAÇÃO

ESC. 1:50




DETALHE 2 - ARMADURA DO VEDA-JUNTA - 2x

ESC. 1:50

Elaborado por:

IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

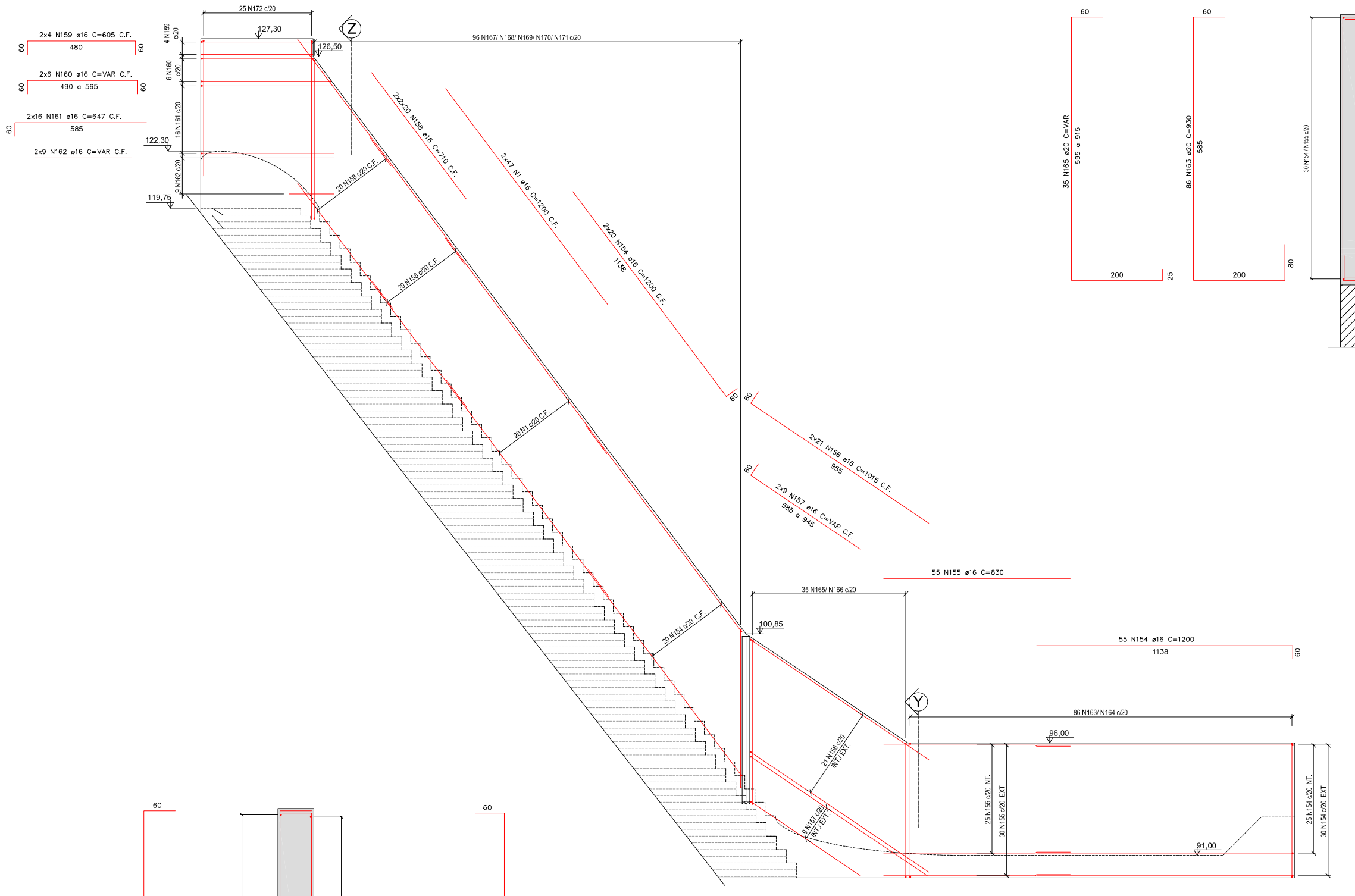
KL ENGENHARIA

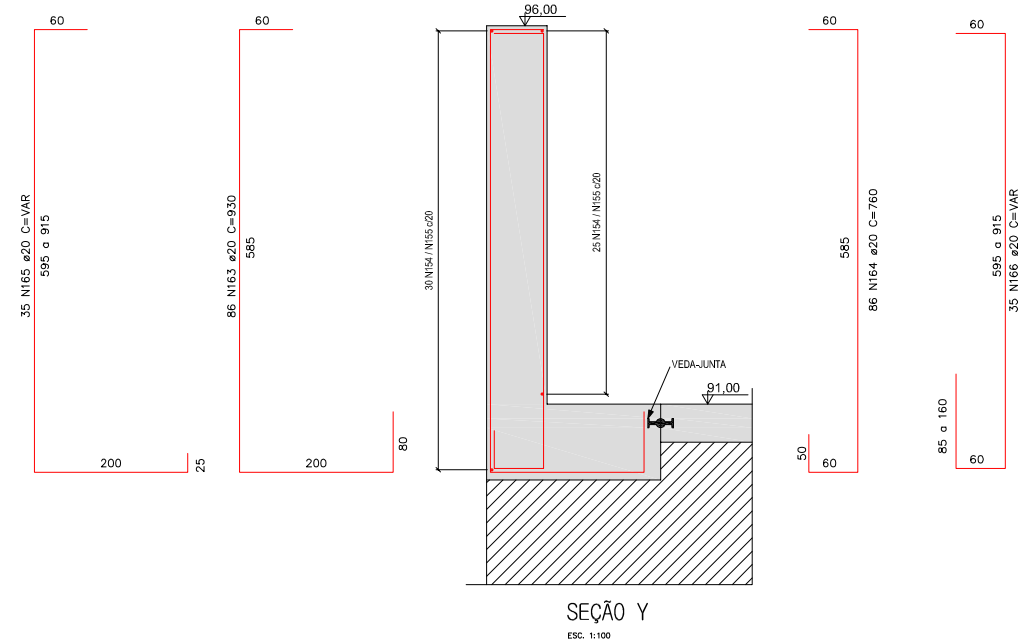
SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL - SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

LAJE DO VERTEDOURO - BARRAGEM BOTUVERÁ

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | DEZEMBRO/2014 | 5039-DE-ES-007 |




SEÇÃO Y

ESC. 1:100

| RELAÇÃO DO AÇO | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| AÇO | N | DIAM | Q | UNIT (cm) | C.TOTAL (cm) |
| CA-50 | 155 | 16.0 | 188 | 1200 | 225600 |
| | 154 | 16.0 | 190 | 1200 | 228000 |
| | 155 | 16.0 | 110 | 830 | 14000 |
| | 156 | 16.0 | 84 | 1015 | 85250 |
| | 157 | 16.0 | 36 | 830 | 29880 |
| | 158 | 16.0 | 160 | 710 | 113600 |
| | 159 | 16.0 | 16 | 605 | 9680 |
| | 160 | 16.0 | 24 | 652 | 15648 |
| | 161 | 16.0 | 64 | 647 | 41408 |
| | 162 | 16.0 | 36 | 318 | 11448 |
| | 163 | 20.0 | 172 | 930 | 159960 |
| | 164 | 20.0 | 172 | 760 | 130720 |
| | 165 | 20.0 | 70 | 1050 | 73500 |
| | 166 | 20.0 | 70 | 1005 | 70350 |
| | 167 | 20.0 | 192 | 1005 | 192960 |
| | 168 | 20.0 | 192 | 910 | 174720 |
| | 169 | 16.0 | 192 | 700 | 134400 |
| | 170 | 16.0 | 192 | 154 | 49350 |
| | 171 | 16.0 | 192 | 210 | 40320 |
| | 172 | 20.0 | 100 | 760 | 76000 |

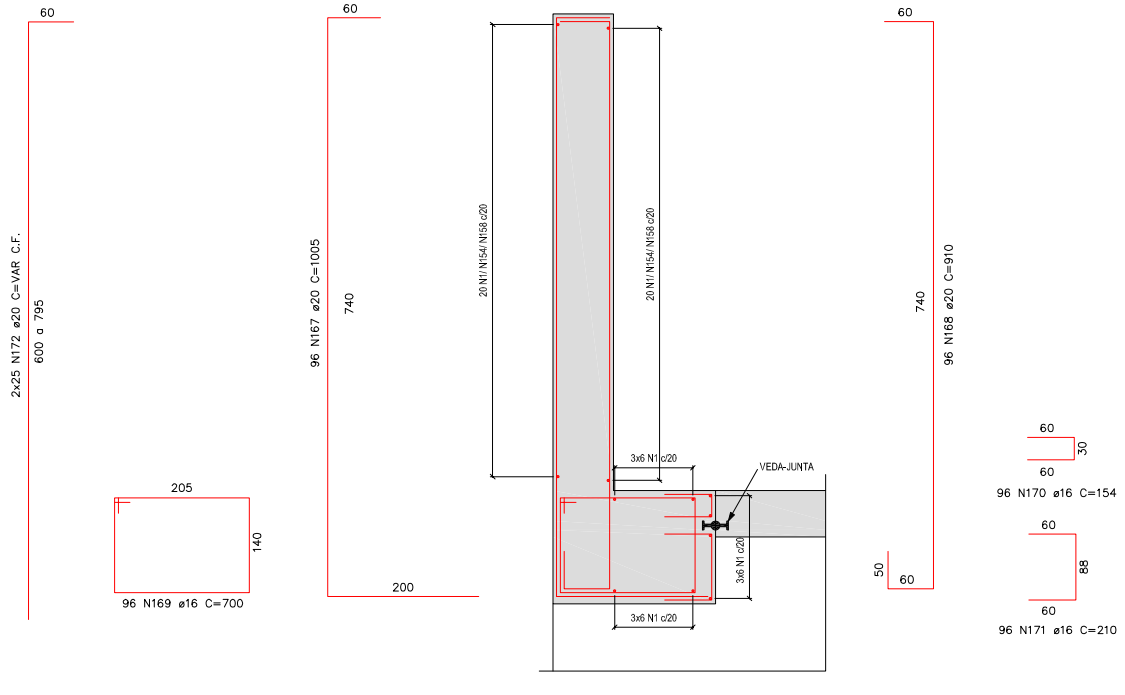
| TOTAL | 1876804 |
|---|---|

| RELAÇÃO DO AÇO | | | |
|---|---|---|---|
| AÇO | DIAM | C.TOTAL (m) | PESO + 10% (kg) |
| CA-50 | 16.0 | 9985,94 | 17333,59 |
| CA-50 | 20.0 | 8782,1 | 23822,32 |

| TOTAL | 41155,92 |
|---|---|

ELEVAÇÃO - MURO DO VERTEDOURO - 2x

ESC. 1:200




SEÇÃO Z

ESC. 1:100

Elaborado por:

IGUATEMI
CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL – SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

MUROS DO VERTEDOURO – BARRAGEM BOTUVERÁ

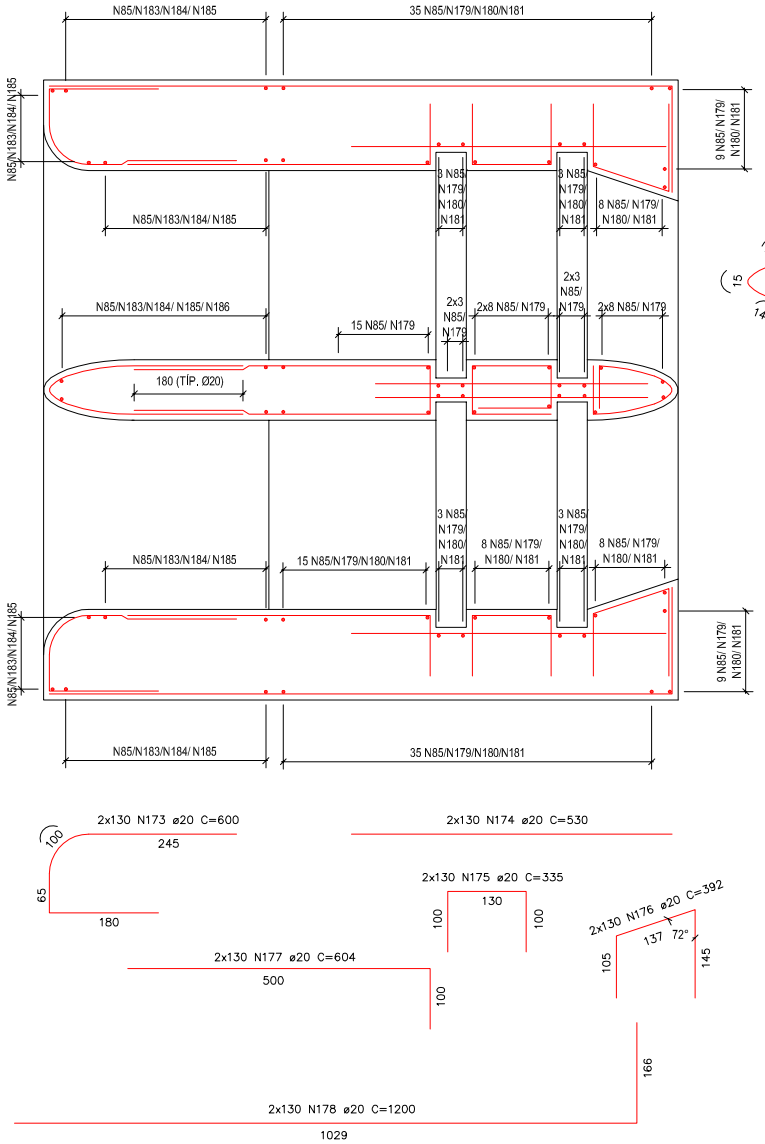
| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | DEZEMBRO/2014 | 5039-DE-ES-008 |

| RELAÇÃO DO AÇO | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| AÇO | N | DIAM | Q | UNIT (cm) | C.TOTAL (cm) |
| CA-50 | 85 | 20.0 | 440 | 1200 | 528000 |
| | 173 | 20.0 | 260 | 600 | 156000 |
| | 174 | 20.0 | 260 | 530 | 140000 |
| | 175 | 20.0 | 260 | 335 | 87100 |
| | 176 | 20.0 | 260 | 392 | 101920 |
| | 177 | 20.0 | 260 | 604 | 157040 |
| | 178 | 20.0 | 260 | 1200 | 312000 |
| | 179 | 20.0 | 243 | 580 | 140940 |
| | 180 | 20.0 | 162 | 1100 | 178200 |
| | 181 | 20.0 | 162 | 310 | 50220 |
| | 182 | 20.0 | 14 | 315 | 4410 |
| | 183 | 20.0 | 21 | 780 | 16380 |
| | 184 | 20.0 | 87 | 850 | 73950 |
| | 185 | 20.0 | 6 | 500 | 3000 |
| | 186 | 20.0 | 7 | 1200 | 8400 |
| | 187 | 25.0 | 51 | 1200 | 61200 |
| | 188 | 25.0 | 53 | 495 | 26235 |
| | 189 | 20.0 | 53 | 915 | 48495 |
| | 190 | 25.0 | 53 | 1170 | 62010 |
| | 191 | 20.0 | 24 | 800 | 19200 |
| | 192 | 20.0 | 24 | 450 | 10800 |
| | 193 | 20.0 | 68 | 350 | 23800 |
| | 194 | 20.0 | 130 | 665 | 86450 |
| | 195 | 20.0 | 130 | 1065 | 138450 |
| | 196 | 20.0 | 130 | 560 | 72800 |
| | 197 | 20.0 | 260 | 450 | 117000 |
| | 198 | 20.0 | 130 | 470 | 61100 |

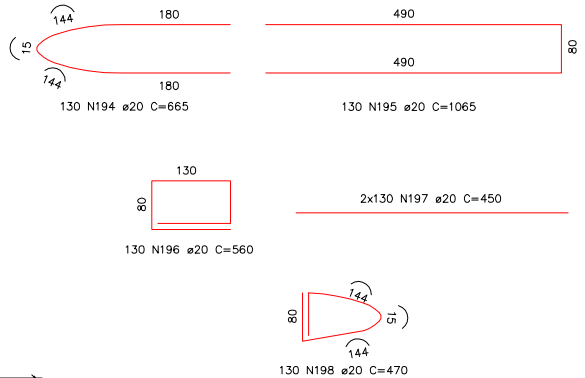
| TOTAL | 7559955 |
|---|---|

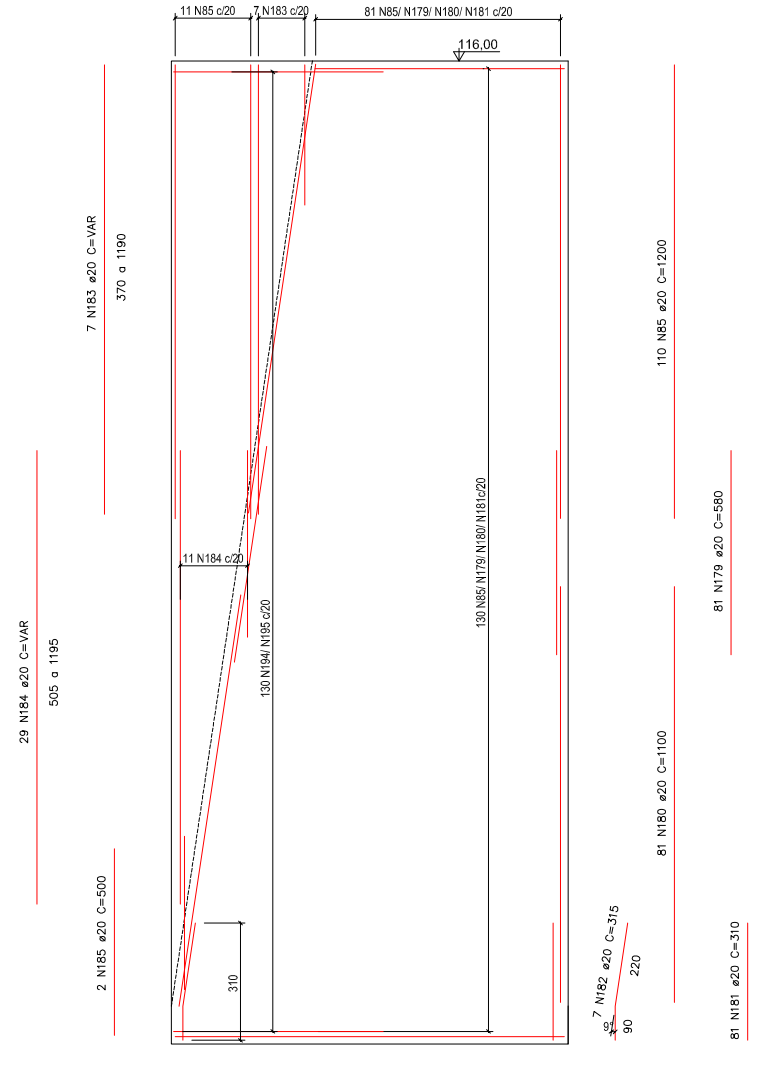
| RELAÇÃO DO AÇO | | | |
|---|---|---|---|
| AÇO | DIAM | C.TOTAL (m) | PESO + 10% (kg) |
| CA-50 | 25.0 | 1494,45 | 6333,93 |
| CA-50 | 20.0 | 24105,1 | 65387,49 |

| TOTAL | 71721,42 |
|---|---|

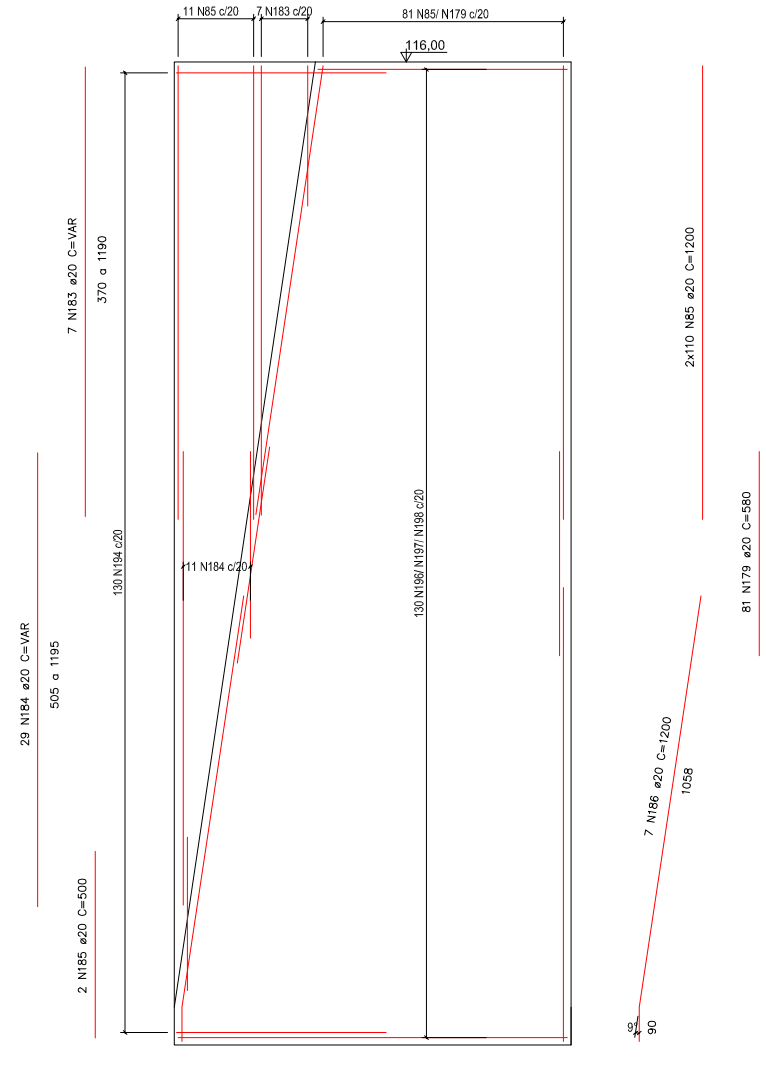



PLANTA - ELEV. 95,00
ESC. 1:125

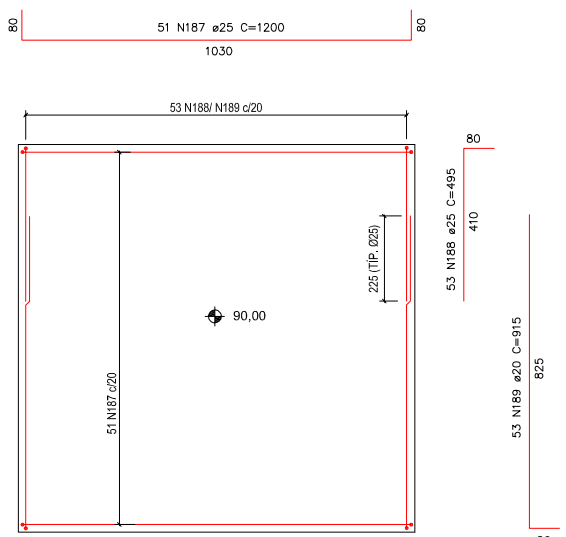


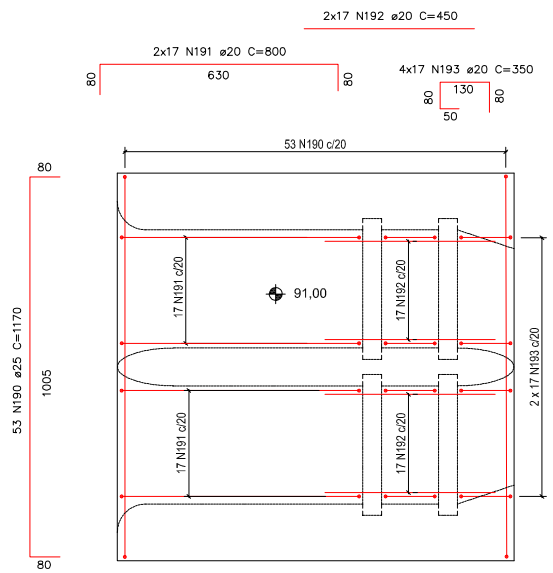

ELEVAÇÃO - ARMADURA PAREDE EXTERNA - 2x
ESC. 1:200




ELEVAÇÃO - ARMADURA PAREDE INTERNA
ESC. 1:200




LAJE INFERIOR - FACE INFERIOR
ESC. 1:200




LAJE INFERIOR - FACE SUPERIOR
ESC. 1:200

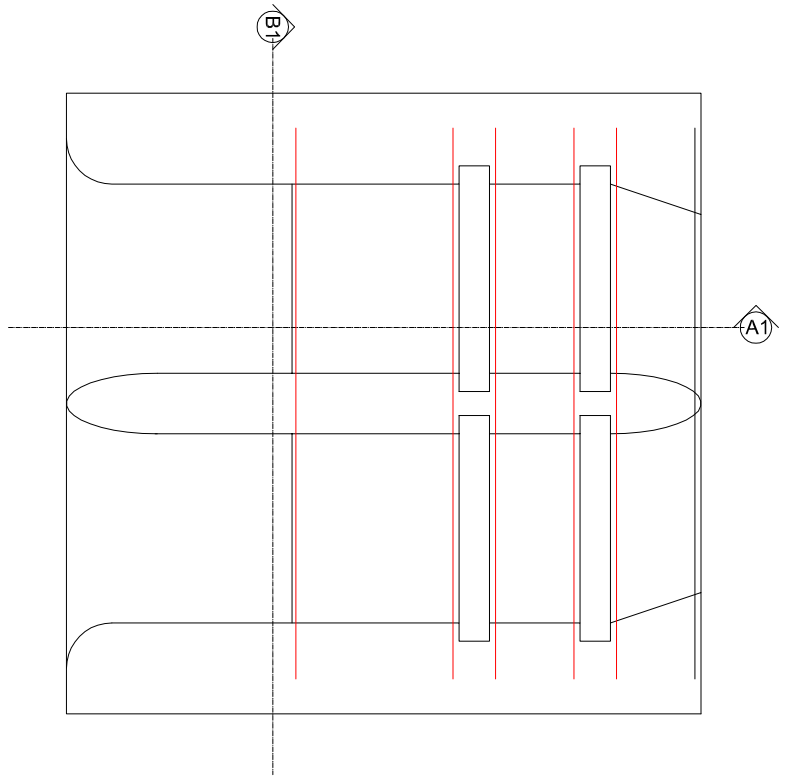
Elaborado por:
IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC
KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL – SDC

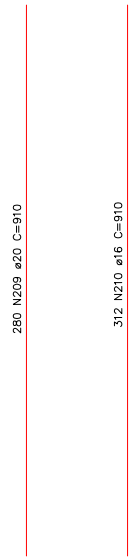
PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

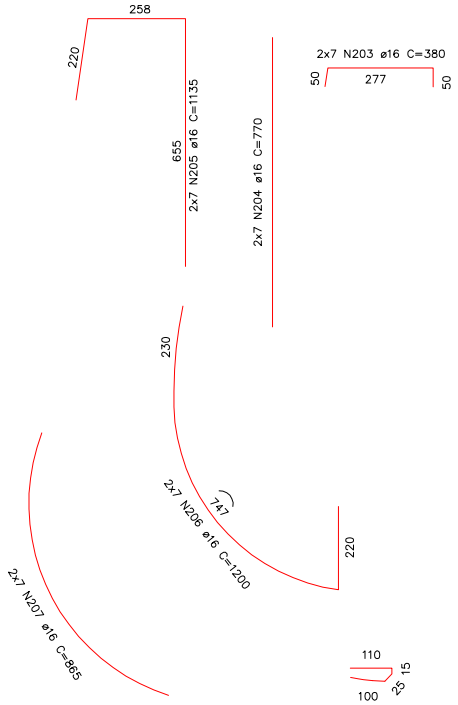
TOMADA D'ÁGUA DO TÚNEL DE DESVIO – BARRAGEM BOTUVERÁ

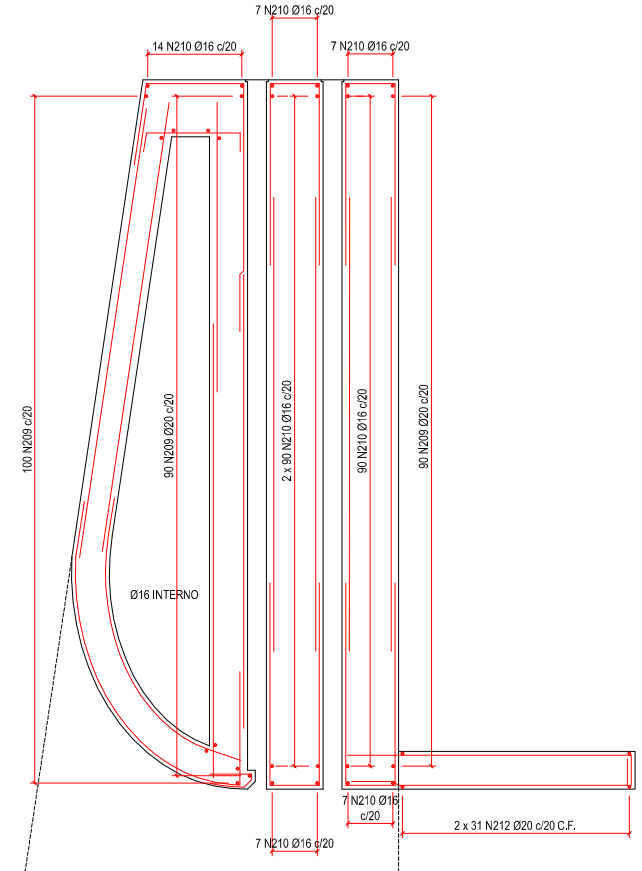
| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | DEZEMBRO/2014 | 5039-DE-ES-009 |

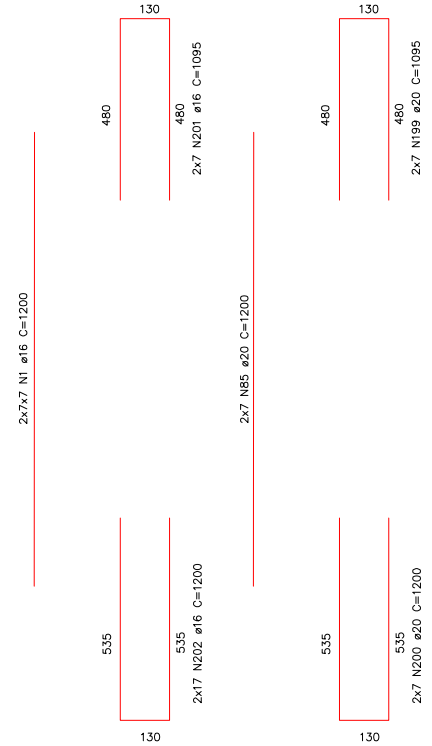


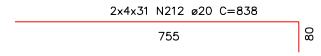

PLANTA
ESC. 1:200

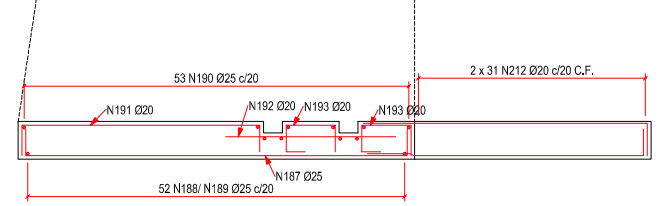


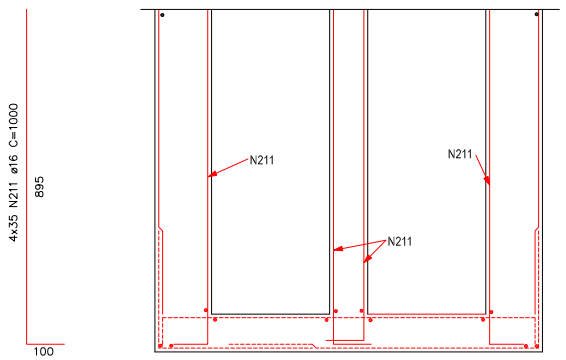




SEÇÃO A1
ESC. 1:200




SEÇÃO C1
ESC. 1:200

| RELAÇÃO DO AÇO | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| AÇO | N | DIAM. | Q. | UNIT (cm) | C.TOTAL (cm) |
| CA-50 | 1 | 16.0 | 98 | 1200 | 117600 |
| | 85 | 20.0 | 14 | 1200 | 16800 |
| | 199 | 20.0 | 14 | 1095 | 14000 |
| | 200 | 20.0 | 14 | 1200 | 16800 |
| | 201 | 16.0 | 14 | 1095 | 15330 |
| | 202 | 16.0 | 34 | 1200 | 40800 |
| | 203 | 16.0 | 14 | 380 | 5320 |
| | 204 | 16.0 | 14 | 770 | 10780 |
| | 205 | 16.0 | 14 | 1135 | 15890 |
| | 206 | 16.0 | 14 | 1200 | 16800 |
| | 207 | 16.0 | 14 | 865 | 12110 |
| | 208 | 16.0 | 14 | 255 | 3570 |
| | 209 | 20.0 | 280 | 910 | 254800 |
| | 210 | 16.0 | 321 | 910 | 292110 |
| | 211 | 16.0 | 140 | 1000 | 140000 |
| | 212 | 20.0 | 248 | 838 | 207824 |

| | |
|---|---|
| TOTAL | 1180534 |

| RELAÇÃO DO AÇO | | | |
|---|---|---|---|
| AÇO | DIAM. | C.TOTAL (m) | PESO + 10% (kg) |
| CA-50 | 16.0 | 6703,1 | 11635,24 |
| CA-50 | 20.0 | 5102,24 | 13840,34 |

| | |
|---|---|
| TOTAL | 25475,58 |

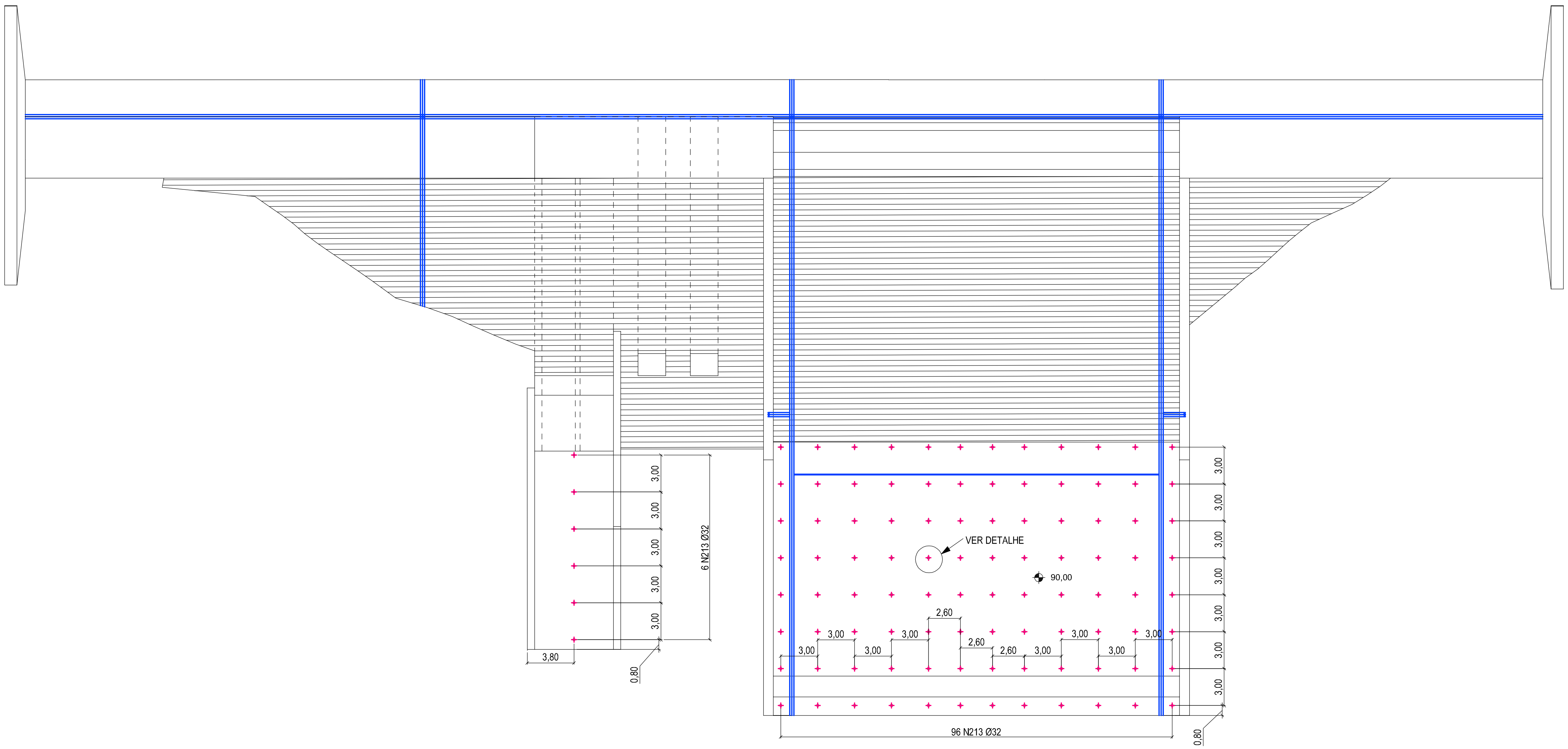
Elaborado por:
IGUATEMI
CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC
KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL – SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

TOMADA D'ÁGUA DO TÚNEL DE DESVIO – BARRAGEM BOTUVERÁ

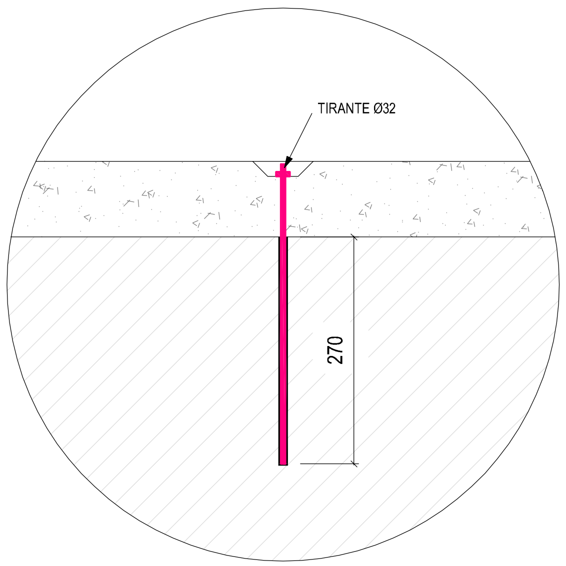
| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | DEZEMBRO/2014 | 5039-DE-ES-010 |




PLANTA DE LOCAÇÃO DOS TIRANTES
ESC. 1:400

| RELAÇÃO DO AÇO | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| AÇO | N | DIAM | Q | UNIT (cm) | C.TOTAL (cm) |
| CA-50 | 213 | 32.0 | 102 | 320 | 32640 |
| TOTAL | | | | | 32640 |

| RELAÇÃO DO AÇO | | | |
|---|---|---|---|
| AÇO | DIAM | C.TOTAL (m) | PESO + 10% (kg) |
| CA-50 | 32.0 | 326,4 | 2766,67 |
| TOTAL | | | 2766,67 |




DETALHE TÍPICO – TIRANTE
ESC. 1:50

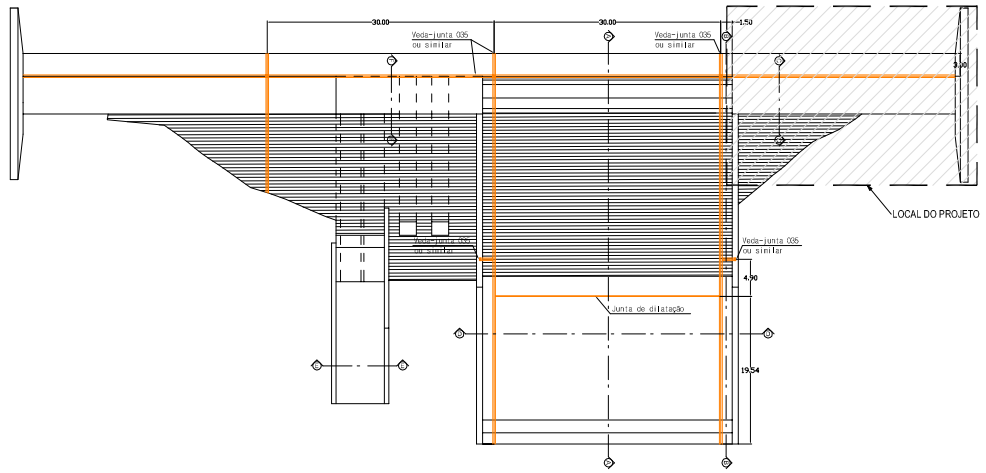
Elaborado por:
IGUATEMI
CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC
KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL – SDC

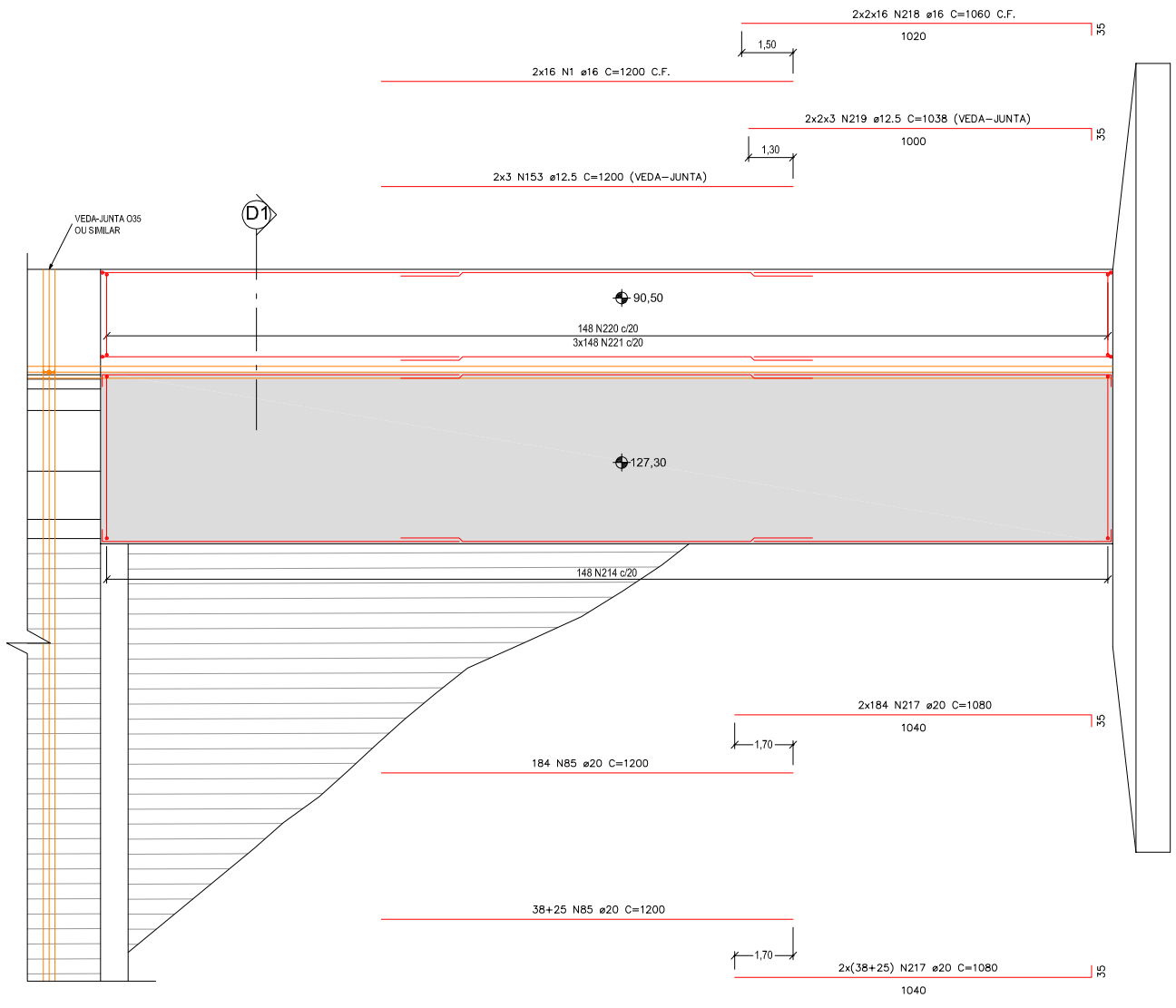
PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

DETALHE TIRANTES – BARRAGEM BOTUVERÁ

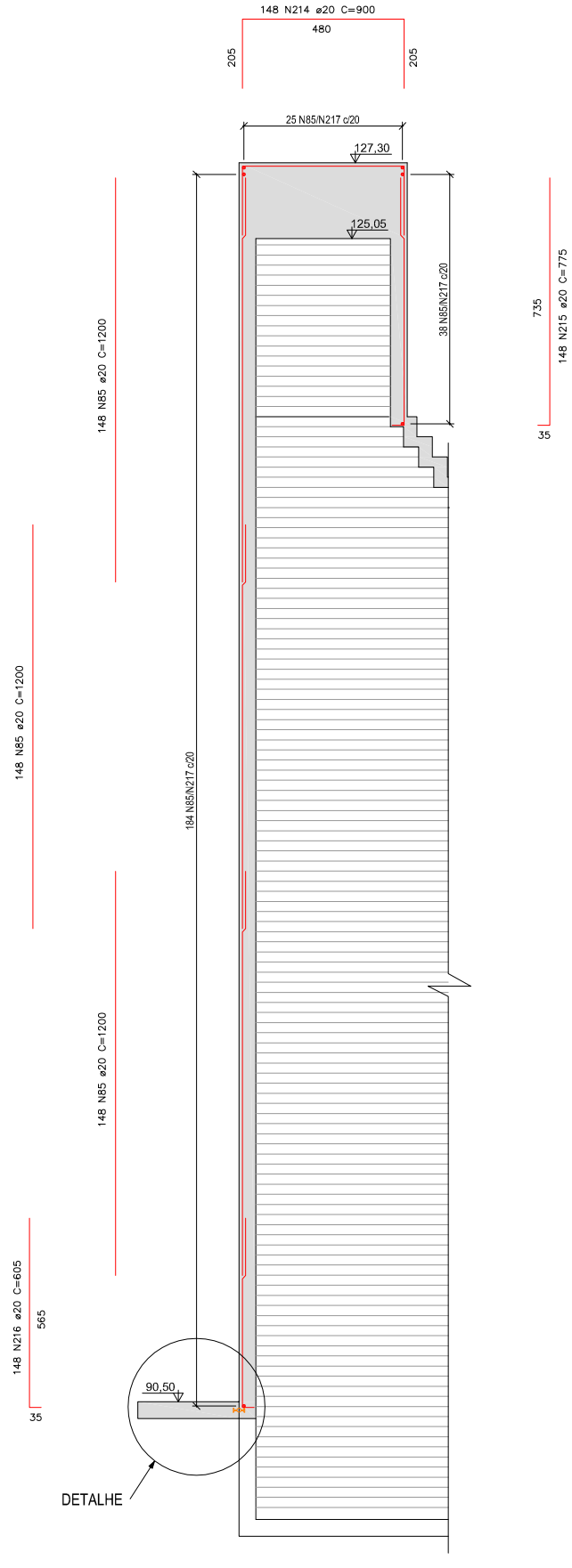
| ESCALA: INDICADA | DATA: DEZEMBRO/2014 | FOLHA: 5039-DE-ES-011 |
|---|---|---|



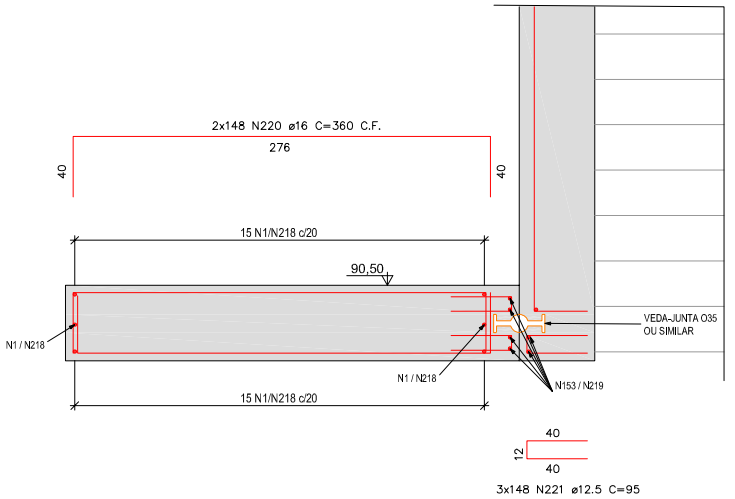

PLANTA GERAL




PLANTA - PAREDE E MURO
ESC. 1:200




SEÇÃO D1
ESC. 1:200




DETALHE
ESC. 1:50

| RELAÇÃO DO AÇO | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| AÇO | N | DIAM | Q | UNIT (cm) | C.TOTAL (cm) |
| CA-50 | 1 | 16.0 | 32 | 1200 | 38400 |
| | 85 | 20.0 | 691 | 1200 | 829200 |
| | 153 | 12.5 | 6 | 1200 | 7200 |
| | 214 | 20.0 | 148 | 900 | 133200 |
| | 215 | 20.0 | 148 | 775 | 114700 |
| | 216 | 20.0 | 148 | 605 | 89540 |
| | 217 | 20.0 | 494 | 1080 | 533520 |
| | 218 | 16.0 | 64 | 1060 | 67840 |
| | 219 | 12.5 | 12 | 1038 | 12456 |
| | 220 | 16.0 | 296 | 360 | 106560 |
| | 221 | 12.5 | 444 | 95 | 42180 |

| | |
|---|---|
| TOTAL | 1974796 |

| RELAÇÃO DO AÇO | | | |
|---|---|---|---|
| AÇO | DIAM | C.TOTAL (m) | PESO + 10% (kg) |
| CA-50 | 12.5 | 618,36 | 655,03 |
| CA-50 | 16.0 | 2128 | 3693,78 |
| CA-50 | 20.0 | 17001,6 | 46118,54 |

| | |
|---|---|
| TOTAL | 46773,57 |

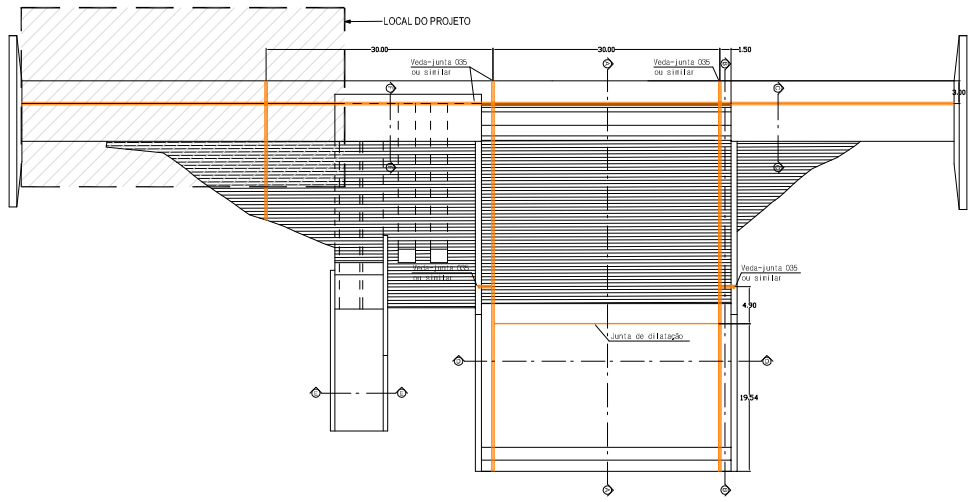
Elaborado por:
IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC
KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL – SDC

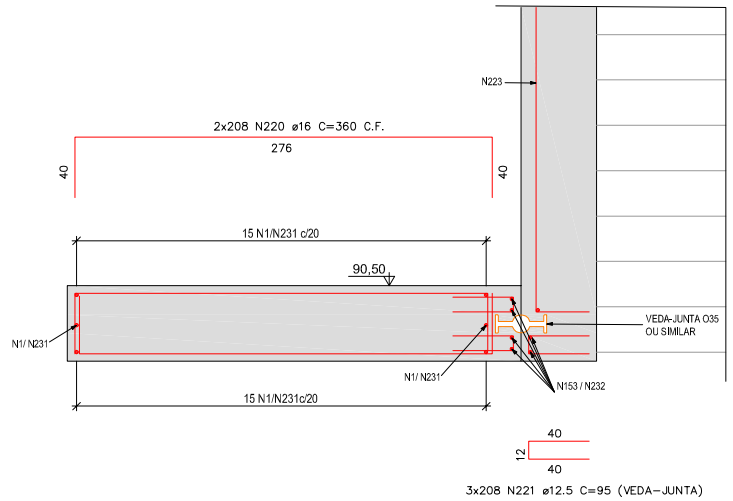
PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

MURO E PAREDE – BARRAGEM BOTUVERÁ

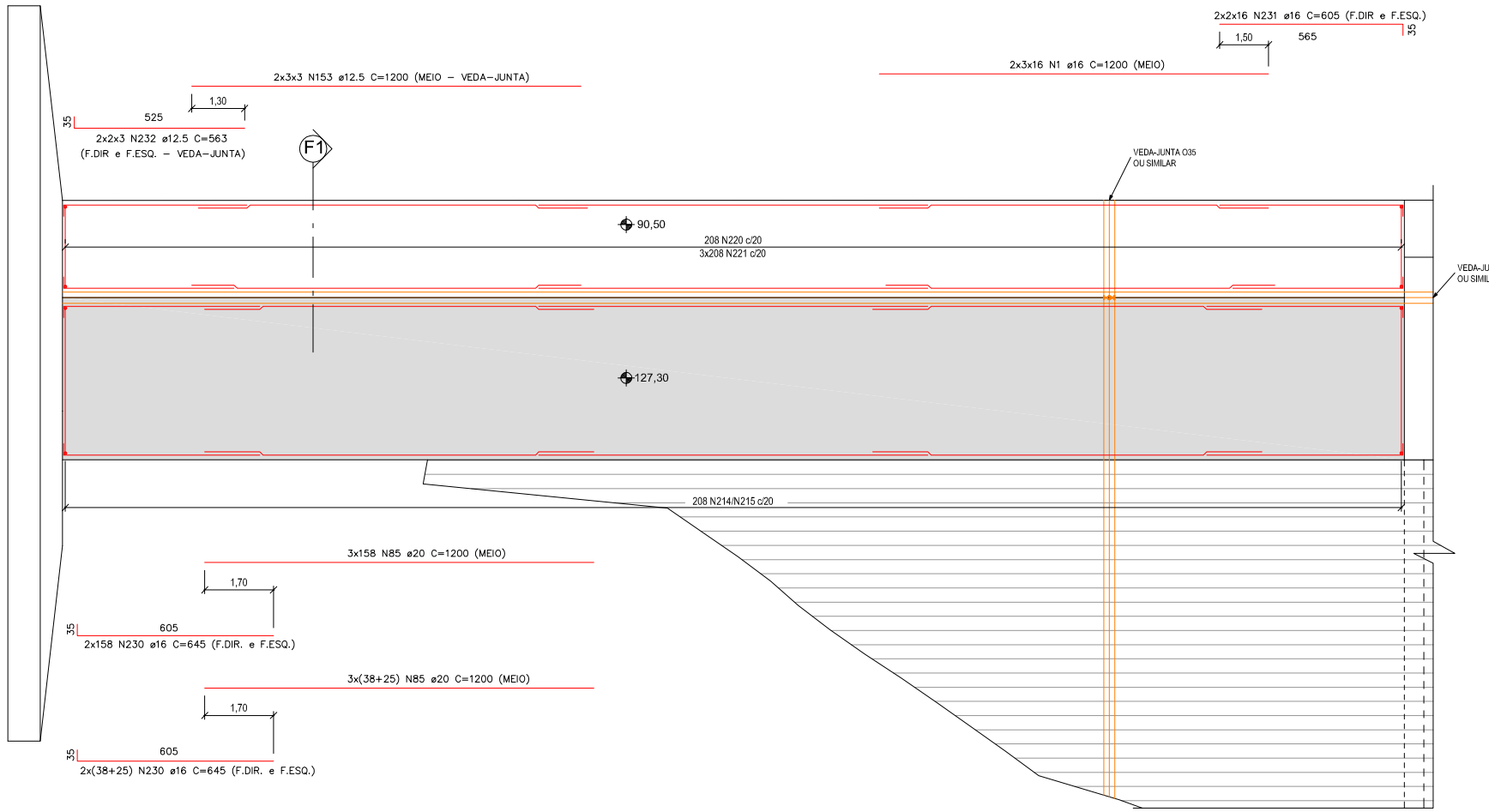
| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | DEZEMBRO/2014 | 5039-DE-ES-012 |



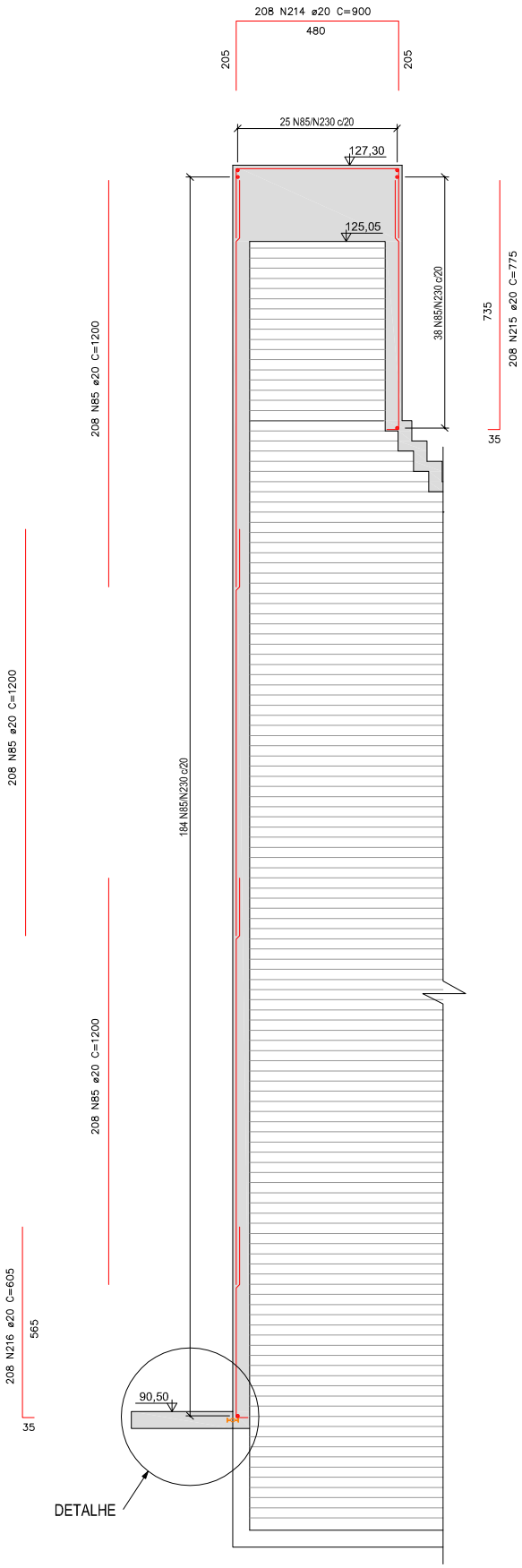

PLANTA GERAL




DETALHE
ESC. 1:50




PLANTA – PAREDE E MURO EIXO SM-2 s SM-4)
ESC. 1:200




SEÇÃO D1
ESC. 1:200

| RELAÇÃO DO AÇO | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| AÇO | N | DIAM | Q | UNIT (cm) | C.TOTAL (cm) |
| CA-50 | 1 | 16.0 | 96 | 1200 | 115200 |
| | 85 | 20.0 | 1287 | 1200 | 1544400 |
| | 153 | 12.5 | 18 | 1200 | 21600 |
| | 214 | 20.0 | 208 | 900 | 187200 |
| | 215 | 20.0 | 208 | 775 | 161200 |
| | 216 | 20.0 | 208 | 605 | 125840 |
| | 220 | 16.0 | 416 | 360 | 149760 |
| | 221 | 12.5 | 624 | 95 | 59280 |
| | 230 | 16.0 | 442 | 645 | 285090 |
| | 231 | 16.0 | 64 | 605 | 38720 |
| | 232 | 12.5 | 12 | 563 | 6756 |

| TOTAL | 2695046 |
|---|---|

| RELAÇÃO DO AÇO | | | |
|---|---|---|---|
| AÇO | DIAM | C.TOTAL (m) | PESO + 10% (kg) |
| CA-50 | 12.5 | 876,36 | 928,33 |
| CA-50 | 16.0 | 5887,7 | 10219,87 |
| CA-50 | 20.0 | 20186,4 | 54757,63 |

| TOTAL | 55685,96 |
|---|---|

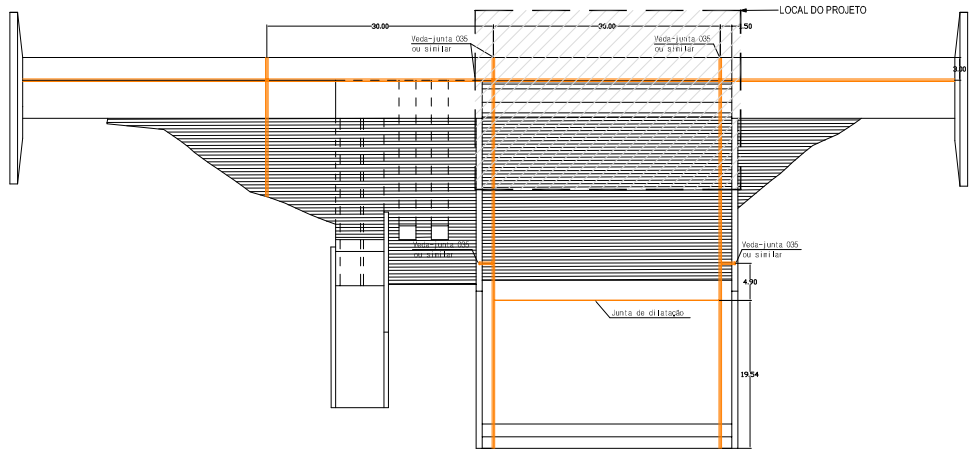
Elaborado por:
IGUATEMI CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC
KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL – SDC

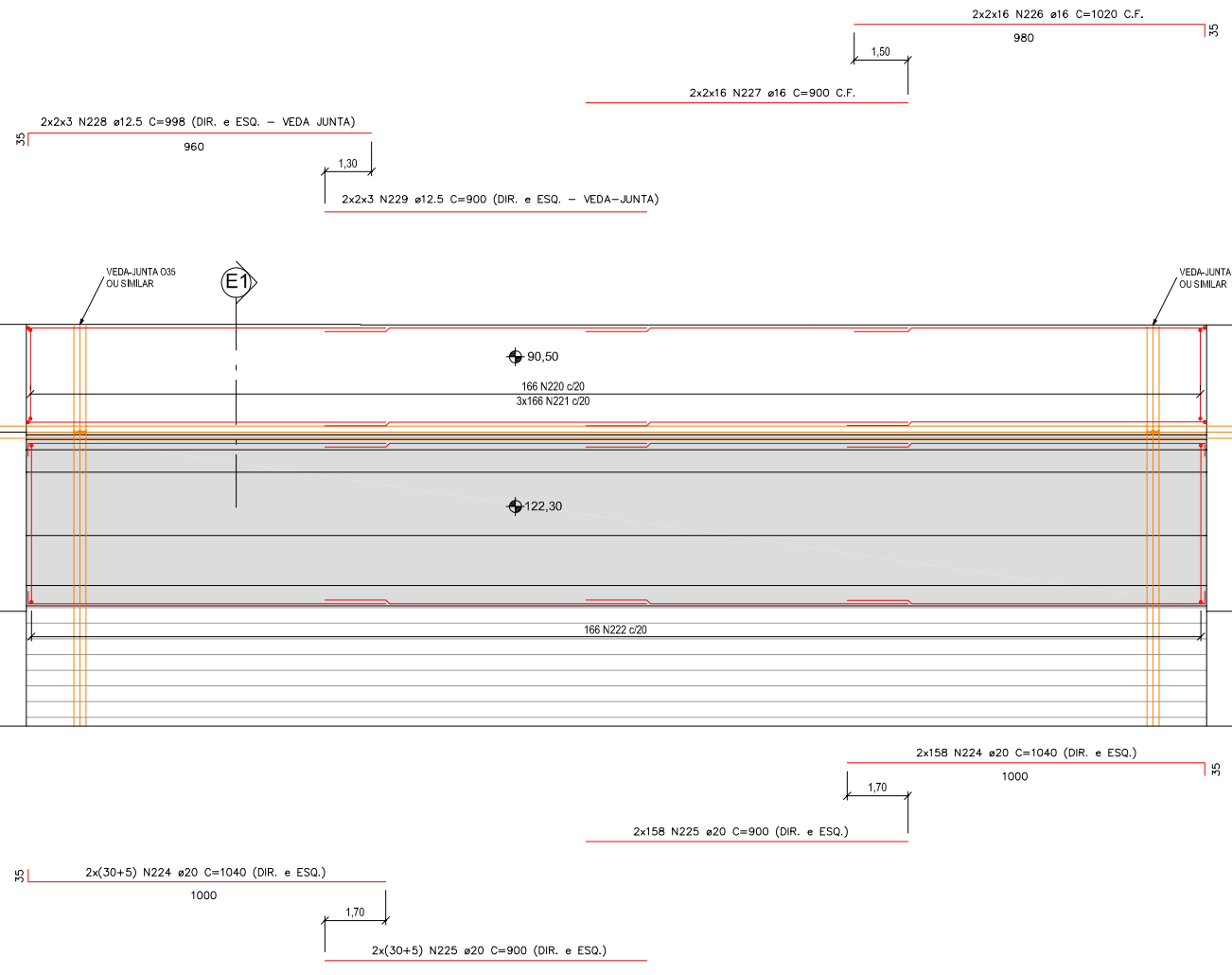
PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

MURO E PAREDE – BARRAGEM BOTUVERÁ

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | DEZEMBRO/2014 | 5039-DE-ES-013 |

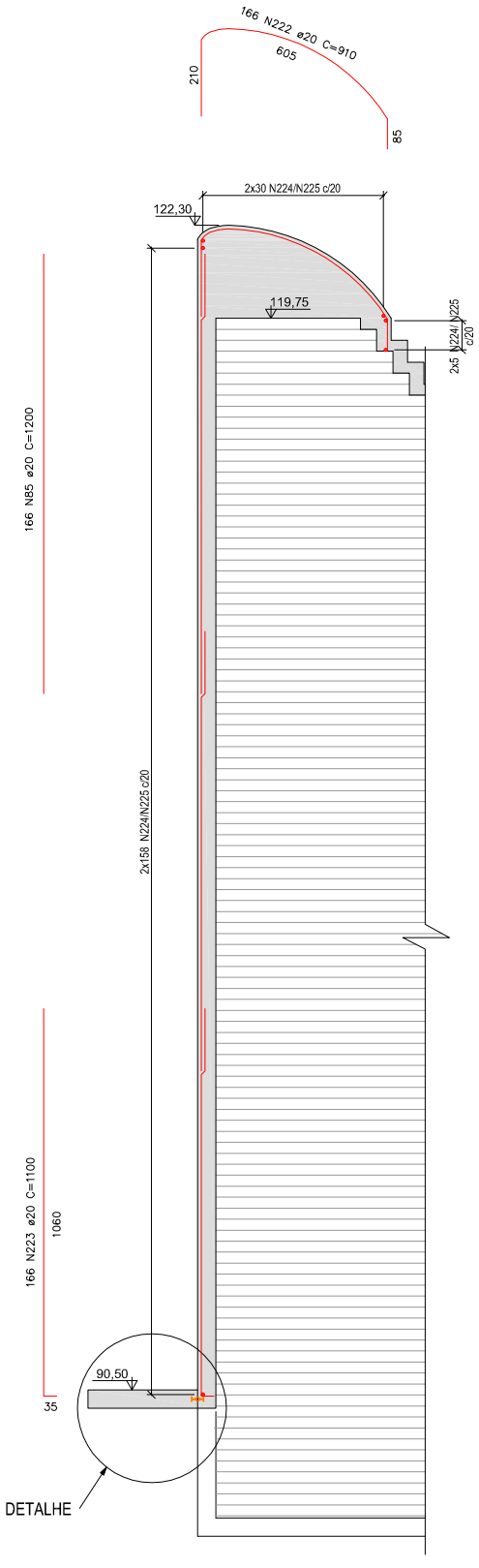



PLANTA GERAL



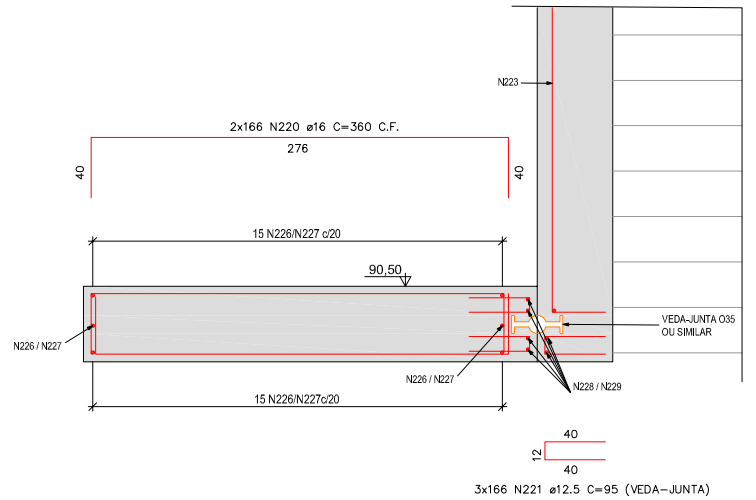

PLANTA – PAREDE E MURO – VERTEDOURO

ESC. 1:200




SEÇÃO D1

ESC. 1:200




DETALHE

ESC. 1:50

| RELAÇÃO DO AÇO | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| AÇO | N | DIAM | Q | UNIT (cm) | C.TOTAL (cm) |
| CA-50 | 85 | 20.0 | 332 | 1200 | 398400 |
| | 220 | 16.0 | 332 | 360 | 119520 |
| | 221 | 12.5 | 498 | 95 | 47310 |
| | 222 | 20.0 | 166 | 910 | 151060 |
| | 223 | 20.0 | 166 | 1100 | 182600 |
| | 224 | 20.0 | 386 | 1040 | 401440 |
| | 225 | 20.0 | 386 | 900 | 347400 |
| | 226 | 16.0 | 64 | 1020 | 65280 |
| | 227 | 16.0 | 64 | 900 | 57600 |
| | 228 | 12.5 | 12 | 998 | 11976 |
| | 229 | 12.5 | 12 | 900 | 10800 |

| | |
|---|---|
| TOTAL | 1793386 |

| RELAÇÃO DO AÇO | | | |
|---|---|---|---|
| AÇO | DIAM | C.TOTAL (m) | PESO + 10% (kg) |
| CA-50 | 12.5 | 700,86 | 742,42 |
| CA-50 | 16.0 | 2424 | 4207,58 |
| CA-50 | 20.0 | 14809 | 40170,89 |

| | |
|---|---|
| TOTAL | 40913,31 |

Elaborado por:

IGUATEMI
CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

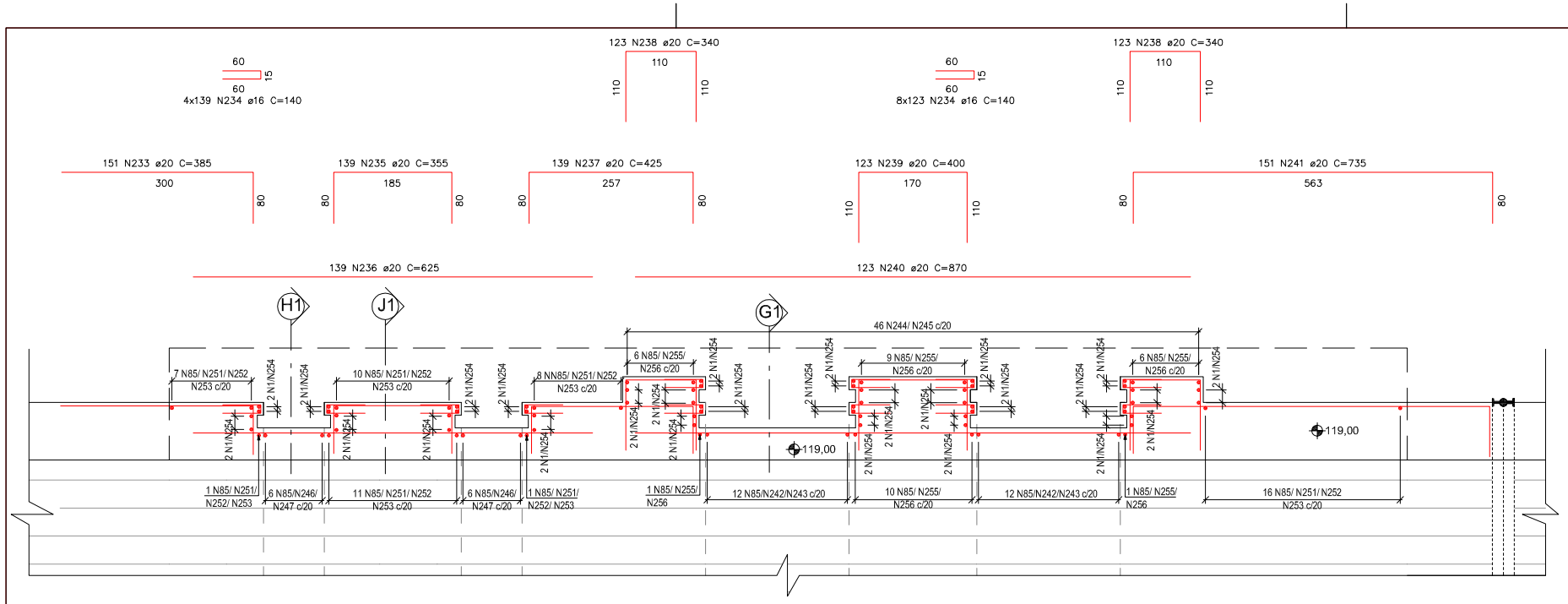
KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL – SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

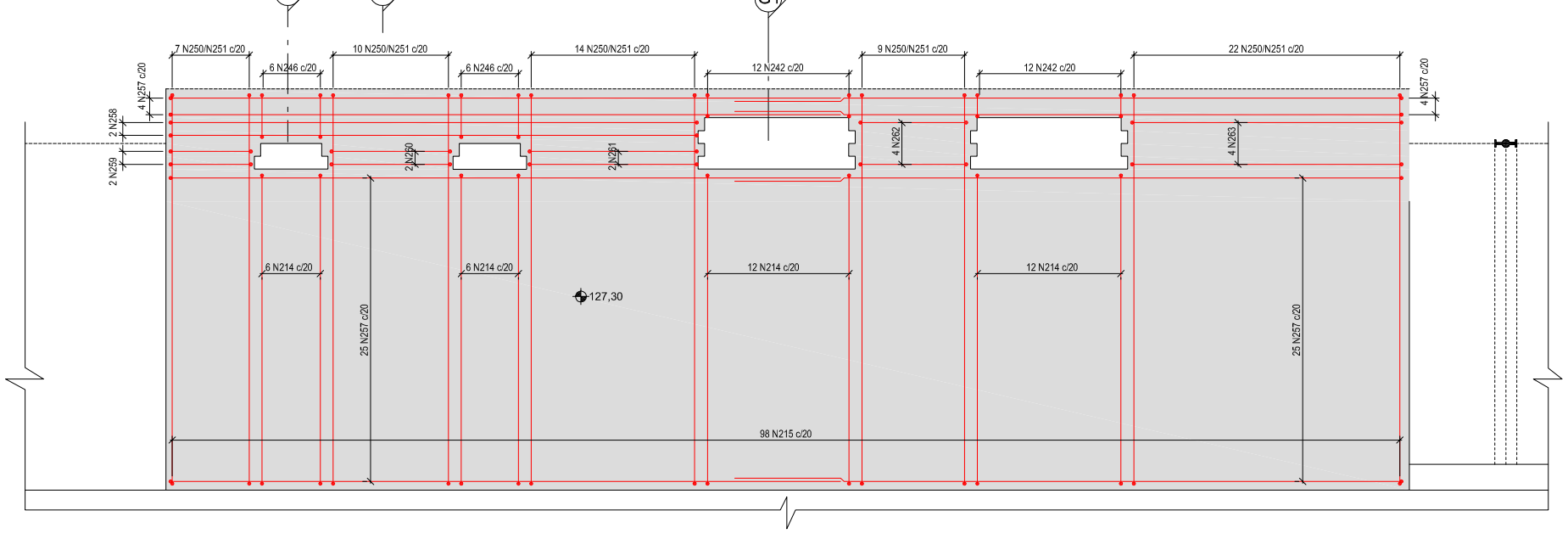
MURO E PAREDE – VERTEDOURO – BARRAGEM BOTUVERÁ

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | JANEIRO/2015 | 5039-DE-ES-014 |



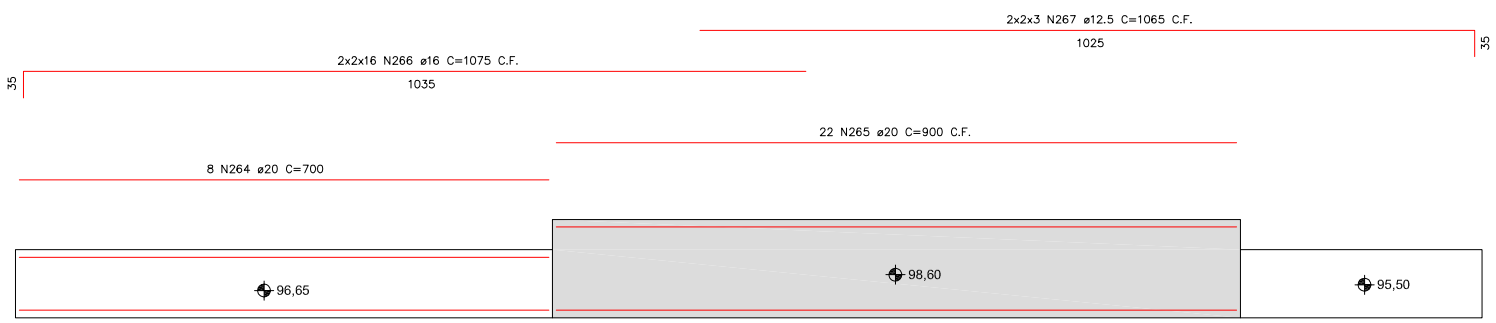

PLANTA – ARMADURA PAREDES COMPORTAS

ESC. 1:100



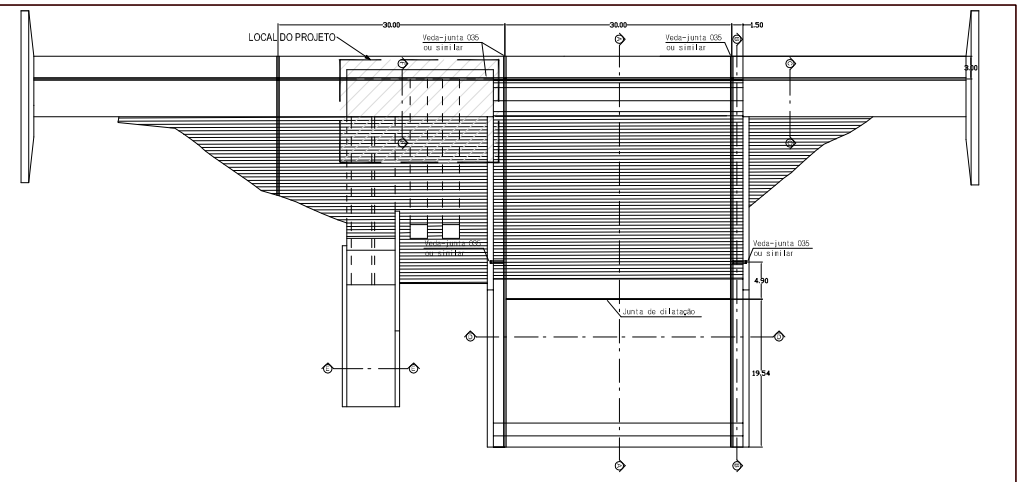

PLANTA – LAJE PAREDE COMPORTA

ESC. 1:100




PLANTA – LAJE INFERIOR – COMPORTAS E PAREDE

ESC. 1:100




PLANTA GERAL

| RELAÇÃO DO AÇO | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| AÇO | N | DIAM | Q | UNIT (cm) | C.TOTAL (cm) |
| CA-50 | 233 | 20.0 | 151 | 385 | 58135 |
| | 234 | 16.0 | 1540 | 140 | 215600 |
| | 235 | 20.0 | 139 | 355 | 49345 |
| | 236 | 20.0 | 139 | 625 | 86875 |
| | 237 | 20.0 | 139 | 425 | 59075 |
| | 238 | 20.0 | 246 | 340 | 83640 |
| | 239 | 20.0 | 123 | 400 | 49200 |
| | 240 | 20.0 | 123 | 870 | 107010 |
| | 241 | 20.0 | 151 | 735 | 110985 |
| | 257 | 20.0 | 202 | 1085 | 219170 |
| | 258 | 20.0 | 2 | 900 | 1800 |
| | 259 | 20.0 | 2 | 210 | 420 |
| | 260 | 20.0 | 2 | 265 | 530 |
| | 261 | 20.0 | 2 | 340 | 680 |
| | 262 | 20.0 | 2 | 270 | 540 |
| | 263 | 20.0 | 2 | 510 | 1020 |
| | 264 | 20.0 | 8 | 700 | 5600 |
| | 265 | 20.0 | 22 | 900 | 19800 |
| | 266 | 16.0 | 64 | 1075 | 68800 |
| | 267 | 12.5 | 12 | 1065 | 12780 |

| TOTAL | 1151005 |
|---|---|

| RELAÇÃO DO AÇO | | | |
|---|---|---|---|
| AÇO | DIAM | C.TOTAL (m) | PESO + 10% (kg) |
| CA-50 | 12.5 | 127,8 | 135,38 |
| CA-50 | 16.0 | 2844 | 4936,62 |
| CA-50 | 20.0 | 8538,25 | 23160,86 |

| TOTAL | 23296,24 |
|---|---|

Elaborado por:

IGUATEMI
CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

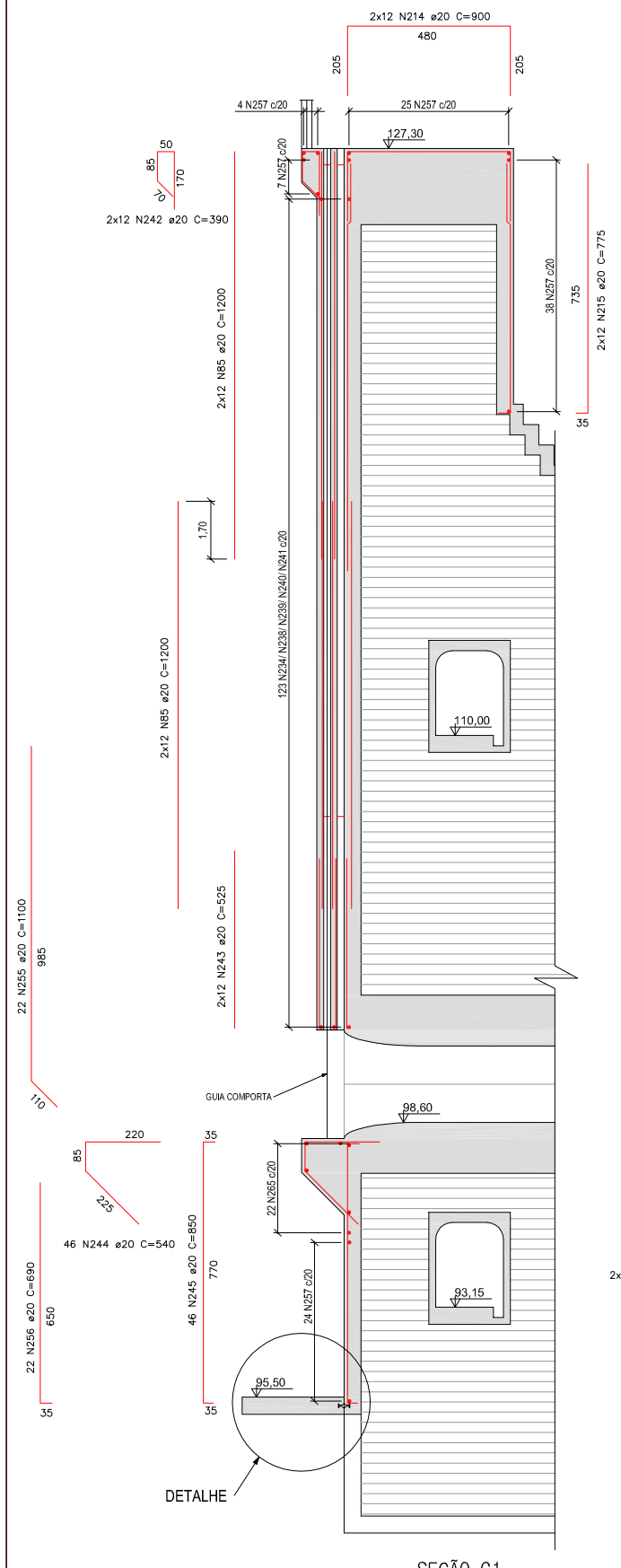
KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO
DA DEFESA CIVIL – SDC

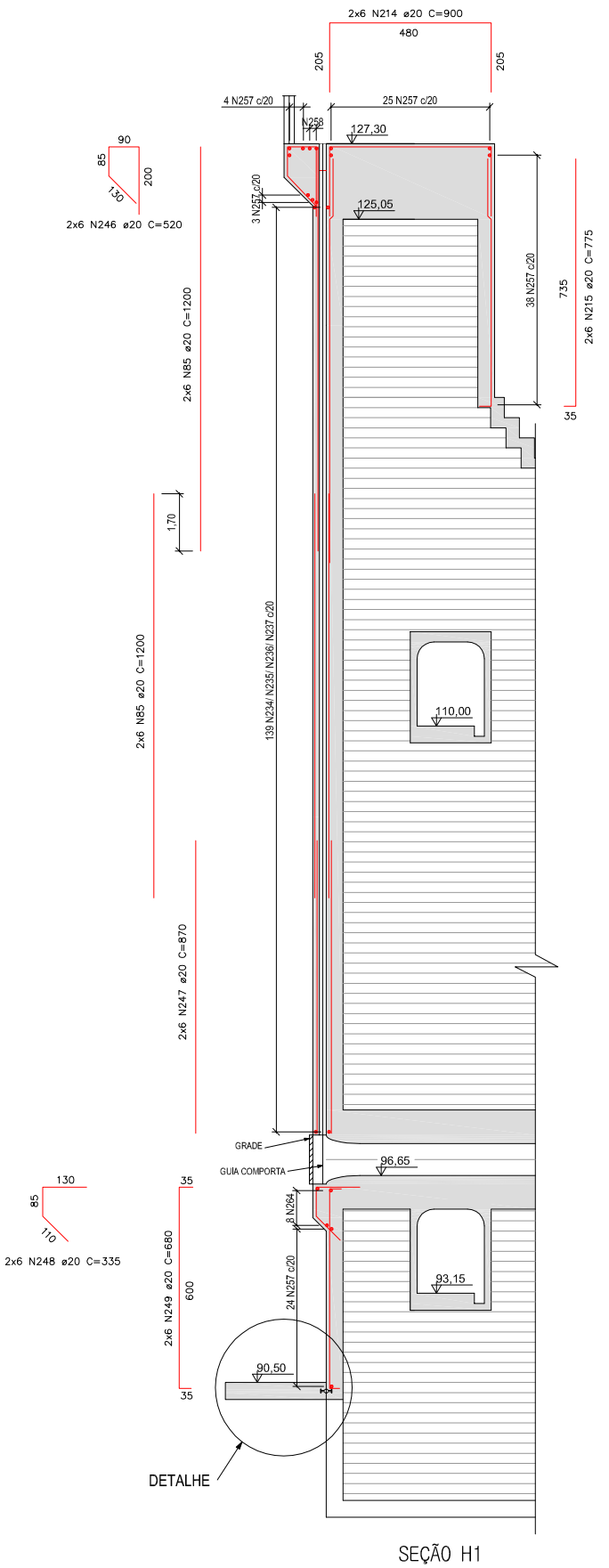
PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO
DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

PAREDE COMPORTA – PLANTAS – BARRAGEM BOTUVERÁ

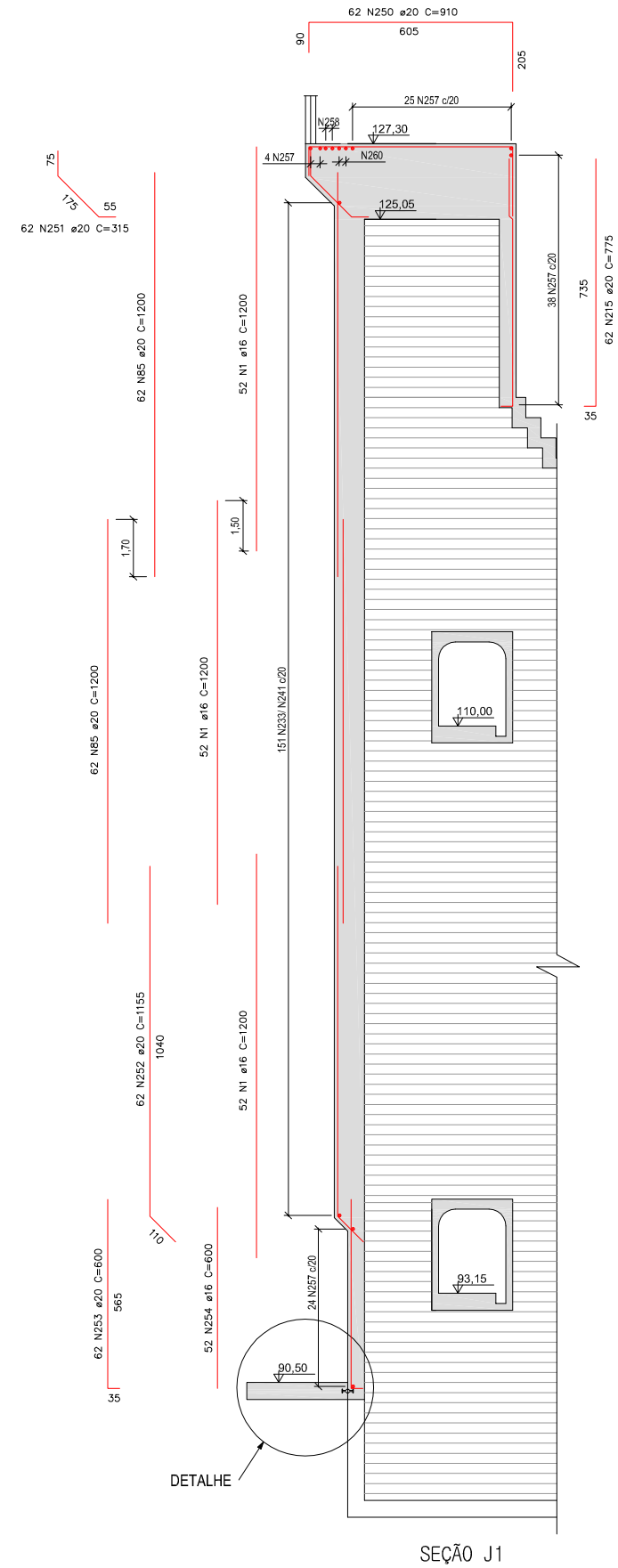
| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | JANEIRO/2015 | 5039-DE-ES-015 |



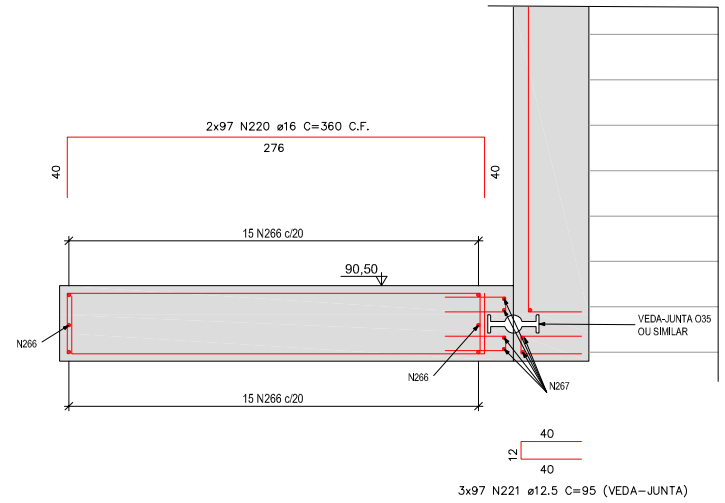

SEÇÃO G1
ESC. 1:200




SEÇÃO H1
ESC. 1:200




SEÇÃO J1
ESC. 1:200




DETALHE
ESC. 1:50

| RELAÇÃO DO AÇO | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| AÇO | N | DIAM | Q | UNIT (cm) | C.TOTAL (cm) |
| CA-50 | 1 | 16.0 | 156 | 1200 | 187200 |
| | 85 | 20.0 | 196 | 1200 | 235200 |
| | 214 | 20.0 | 36 | 900 | 32400 |
| | 215 | 20.0 | 98 | 775 | 75950 |
| | 220 | 16.0 | 194 | 360 | 69840 |
| | 221 | 12.5 | 291 | 95 | 27645 |
| | 242 | 20.0 | 24 | 390 | 9360 |
| | 243 | 20.0 | 24 | 525 | 12600 |
| | 244 | 20.0 | 46 | 540 | 24840 |
| | 245 | 20.0 | 46 | 850 | 39100 |
| | 246 | 20.0 | 12 | 520 | 6240 |
| | 247 | 20.0 | 12 | 870 | 10440 |
| | 248 | 20.0 | 12 | 335 | 4020 |
| | 249 | 20.0 | 12 | 680 | 8160 |
| | 250 | 20.0 | 62 | 910 | 56420 |
| | 251 | 20.0 | 62 | 315 | 19530 |
| | 252 | 20.0 | 62 | 1155 | 71610 |
| | 253 | 20.0 | 62 | 600 | 37200 |
| | 254 | 16.0 | 52 | 600 | 31200 |
| | 255 | 20.0 | 22 | 1100 | 24200 |
| | 256 | 20.0 | 22 | 690 | 15180 |

| TOTAL | 998335 |
|---|---|

| RELAÇÃO DO AÇO | | | |
|---|---|---|---|
| AÇO | DIAM | C.TOTAL (m) | PESO + 10% (kg) |
| CA-50 | 12.5 | 276,45 | 292,84 |
| CA-50 | 16.0 | 2882,4 | 5003,27 |
| CA-50 | 20.0 | 6824,5 | 18512,14 |

| TOTAL | 18804,98 |
|---|---|

Elaborado por:

IGUATEMI
CONSULTORIA E SERVIÇOS DE ENGENHARIA LTDA.
FLORIANÓPOLIS/SC

KL ENGENHARIA

SECRETARIA DE ESTADO
DA DEFESA CIVIL – SDC

PROJETO DE BARRAGEM DE CONTENÇÃO
DE CHEIAS DO RIO ITAJAÍ MIRIM

PAREDE COMPORTA – SEÇÕES – BARRAGEM BOTUVERÁ

| ESCALA: | DATA: | FOLHA: |
|---|---|---|
| INDICADA | JANEIRO/2015 | 5039-DE-ES-016 |

# ELABORAÇÃO DE ESTUDOS E PROJETOS PARA A CONSTRUÇÃO DE UMA BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS NO RIO ITAJAÍ MIRIM A MONTANTE DA CIDADE DE BOTUVERÁ/SC

## FASE B – PROJETO EXECUTIVO

## TOMO V – RELATÓRIO DO PROJETO

## VOLUME 3 – COMPOSIÇÃO DE CONCRETO E ARGAMASSAS

**Consórcio:** **IGUATEMI - Consultoria e Serviços de Engenharia Ltda.**
**KL – Serviços de Engenharia S.A.**

**DEZEMBRO - 2014**

**SUMÁRIO**


**APRESENTAÇÃO ..... 5**

**1. INTRODUÇÃO ..... 7**

**2. PERFURAÇÕES E INJEÇÕES ..... 7**

**2.1. Objeto ..... 7**
**2.2. Programa ..... 7**
**2.3. Equipamentos ..... 8**
**2.4. Calda de cimento ..... 9**
**2.5. Tubos-guia ..... 10**
**2.6. Lavagem e ensaio das perfurações ..... 10**
**2.7. Método executivo geral das injeções ..... 11**
**2.8. Injeções ao longo da barragem/vertedouro ..... 14**
**2.9. Injeção do tampão do túnel ..... 14**
**2.10. Proteção a drenos e trabalhos de limpeza ..... 15**
**2.11. Controle e registro dos trabalhos de perfuração, ensaio e injeção 15**

**3. CONCRETO CONVENCIONAL ..... 16**

**3.1. Generalidades ..... 16**
**3.2. Cimento Portland ..... 16**
**3.3. Agregados ..... 18**
**3.4. Estudos de dosagem ..... 25**
**3.5. Mistura ..... 30**
**3.6. Transporte e distribuição ..... 30**
**3.7. Lançamento e adensamento ..... 31**
**3.8. Cura e proteção ..... 35**
**3.9. Juntas no concreto ..... 36**
**3.10. Acabamentos ..... 41**
**3.11. Tolerâncias de construção ..... 43**
**3.12. Reparos no concreto ..... 43**
**3.13. Formas ..... 45**
**3.14. Concreto projetado ..... 46**
**3.15. Concreto pré-moldado ..... 50**

**4. CONCRETO COMPACTADO A ROLO (CCR) ..... 51**

4.1. Objeto ..... 51
4.2. Ensaios ..... 51
4.3. Materiais ..... 51
4.4. Composição dos concretos e argamassa ..... 53
4.5. Central para concreto compactado a rolo ..... 54
4.6. Arranque da fundação ..... 54
4.7. Transporte ..... 55
4.8. Lançamento ..... 56
4.9. Espalhamento do concreto ..... 59
4.10. Adensamento ..... 59
4.11. Cura ..... 60
4.12. Juntas ..... 61
4.13. Formas ..... 61
4.14. Execução da junção entre o CCR e os concretos convencionais 61
4.15. Drenagem e galerias ..... 62
4.16. Ensaios de controle ..... 62
4.17. Pista experimental ..... 63
4.18. Instrumentação ..... 64

**5. ARMADURAS, BARRAS DE ANCORAGEM, TIRANTES E TELAS DE AÇO SOLDADAS ..... 65**

5.1. Objeto ..... 65
5.2. Aço para armaduras e barras de ancoragem ..... 65
5.3. Barras de ancoragem ..... 68
5.4. Tirantes ..... 69
5.5. Tirantes passantes ..... 70
5.6. Telas de aço soldadas ..... 71

# APRESENTAÇÃO

## APRESENTAÇÃO

O presente relatório, intitulado COMPOSIÇÃO DE CONCRETO E ARGAMASSAS, é parte integrante dos Estudos de Engenharia para OBRAS DE CONSTRUÇÃO DE UMA BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS NO RIO ITAJAÍ MIRIM A MONTANTE DA CIDADE DE BOTUVERÁ/SC.

O relatório foi elaborado pelas empresas IGUATEMI - Consultoria e Serviços de Engenharia Ltda e KL – Serviços de Engenharia S.A. em conformidade com o Contrato celebrado com a Secretaria de Estado da Defesa Civil, cujos elementos principais estão relacionados a seguir.

| | |
|---|---|
| **Número do Contrato :** | **021/2013** |
| **Data de Assinatura do Contrato :** | **31/10/2013** |
| **Número da Ordem de Serviço :** | **62/2013/SDC** |
| **Data de Assinatura da Ordem de Serviço :** | **01/11/2013** |
| **Prazo Contratual :** | **365 dias** |

# CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

# 1. INTRODUÇÃO

As presentes Especificações Técnicas Composição dos Concretos e Argamassas para as estruturas integrantes da Barragem de Botuverá têm por objetivo definir os requisitos dos concretos, argamassas e outros insumos a serem utilizados na construção das estruturas do aproveitamento.

Deverão ser integralmente seguidas pelo(s) empreiteiro(s) civil(is) contratado(s) para a execução das obras, incluindo, porém não se limitando a, as seguintes estruturas:

a. Desvio do rio;
b. Barragem e vertedouro;
c. Casa de comando;
d. Descarregadores de fundo;
e. Válvulas dispersoras;
f. Bacias de dissipação;
g. Subestação.

# 2. PERFURAÇÕES E INJEÇÕES

## 2.1. Objeto

São descritos nesta seção os serviços de injeções de caldas de cimento ou argamassa para impermeabilização, consolidação e contato.

Basicamente, estes serviços incluem, sem necessariamente se limitar a:

- preparo, dosagem e injeção de calda de cimento e argamassa;
- preenchimento e acabamento dos furos de injeção terminados;
- limpeza das áreas após o término dos trabalhos e todas as demais operações relacionadas com trabalhos de perfuração e injeção de calda de cimento.

## 2.2. Programa

Os trabalhos previstos, sem limitação de outros julgados necessários, serão os seguintes:

- injeções da cortina de impermeabilização e furos da cortina de drenagem ao longo da barragem e vertedouro, túnel de desvio, além de outros locais em que venham a ser necessários;
- injeções de argamassa e injeções de contato e impermeabilização no tampão do túnel de desvio e no tamponamento das aberturas superiores no bloco da barragem;
- injeções de consolidação na fundação das ombreiras da barragem.

## 2.3. Equipamentos

Todos os equipamentos de perfuração e injeção utilizados deverão ser do tipo, capacidade e condição mecânica apropriados para a execução dos trabalhos. Os equipamentos e sua disposição na Obra deverão atender a todos os requisitos aplicáveis, de regulamentos e normas, relativos à segurança. Não será permitido o emprego de motores de combustão para a operação dos equipamentos de perfuração e injeção das galerias de drenagem ou outras áreas fechadas.

### 2.3.1. Equipamento para Injeção

Todos os equipamentos para dosagem e injeção de calda de cimento deverão ser sempre mantidos em ótimas condições de funcionamento e a sua aferição poderá ser requerida a qualquer momento. Qualquer furo de injeção desperdiçado ou danificado devido a falha mecânica do equipamento, imperícia do operador ou insuficiência do suprimento da injeção, deverá ser refeito.

O equipamento de injeção deverá consistir de uma unidade injetora completa, para cada local onde operações de injeção estejam sendo executadas. A capacidade de cada unidade injetora deverá ser de, no mínimo, 150 l/min, quando operando a uma pressão de descarga de 14 kgf/cm². Cada unidade injetora deverá incluir, no mínimo, o seguinte:

- uma bomba do tipo avanço-com-rosca, capaz de conservar uma pressão de descarga a mais uniforme possível e de operar a uma pressão máxima de 21 kgf/cm²;

- um misturador mecânico de alta velocidade, para preparar calda de cimento;

- um ou mais depósitos de agitação mecânica, com capacidade mínima igual a três vezes a produção das bombas e para a descarga máxima especificada, adequadamente graduados e equipados com peneiras;

- um tanque ou dispositivo equivalente, para o suprimento da água a ser usada nas operações de ensaios, de lavagem dos furos sob pressão e de injeção de água nas tubulações e equipamentos;

- hidrômetros de precisão, graduados em litro e fração de litro, devidamente aferidos;

- um manômetro aferido, adequadamente graduado, de alta precisão, para verificação dos demais manômetros antes do início de cada operação de injeção;

- válvulas, manômetros, mangueiras de pressão, linhas de alimentação, obturadores, peneira vibratória, ferramentas comuns, em quantidade e da qualidade necessárias para prover um fornecimento contínuo de calda de cimento e controle acurado das pressões;

- uma bomba especial para injeção de argamassa de areia, cimento e água.

A CONSTRUTORA deverá dispor de equipamentos sobressalentes suficientes para garantir a continuidade dos serviços nos casos de problemas mecânicos.

A disposição do equipamento injetor deverá ser tal que possa prover uma circulação contínua de calda de cimento em todo o sistema e permita um controle acurado da pressão, por menor que seja a quantidade de calda injetada.

A distância máxima entre o agitador e a bomba injetora não deverá exceder 10 m e a distância entre a bomba injetora e o furo a ser injetado não deverá ultrapassar 50 m, a não ser que seja introduzido um agitador intermediário. Por meio de lavagens periódicas com água, dever-se-á evitar que o equipamento e as tubulações se obstruam devido à deposição de calda.

No circuito de injeção, não será permitido o emprego de tubulações ou acessórios com diâmetro interno inferior a 38 mm e hastes com diâmetro interno inferior a 25 mm.

## 2.4. Calda de cimento

A calda deverá ser composta, basicamente, de água e cimento, mas poderá receber, a adição de areia, pozolana ou outros materiais considerados necessários. As dosagens da calda variarão de acordo com as condições encontradas para atender às características de cada trecho de furo, como descrito adiante.

### 2.4.1. Água

A água usada nas caldas deverá obedecer às especificações técnicas. A CONSTRUTORA será a responsável pelo fornecimento de toda a água necessária para as perfurações e injeções.

### 2.4.2. Cimento

O cimento empregado na calda deverá ter superfície específica (Blaine) igual ou superior a 4.000 cm²/g, atendendo às exigências da ABNT NBR-5732 e NBR-5736 no que se refere às demais características. Nas injeções de preenchimento de vazios ou nas obturações de furos, poderão ser utilizados cimentos com finura Blaine inferior a 4.000 cm²/g. Somente será aceito o cimento acondicionado em sacos de papel.

Uma quantidade suficiente de cimento deverá ser armazenada nas proximidades do local de trabalho, para assegurar que as operações de injeção não sejam interrompidas ou retardadas devido à sua falta. O cimento poderá ser rejeitado na eventualidade de conter partículas aglomeradas ou matéria estranha, de natureza e em quantidade tais que possam ser prejudiciais às operações de injeção.

Para as injeções de consolidação deverá ser empregado cimento com índice de finura elevada, compatível com as características da rocha fraturada da fundação.

### 2.4.3. Areia

A areia empregada deverá ser natural, bem graduada, passante na peneira nº 16 e atender, no que refere à qualidade, às demais especificações técnicas.

## 2.5. Tubos-guia

As perfurações no concreto serão geralmente executadas usando-se tubos - guia colocados através da armadura. Estes tubos serão de PVC rígido, com diâmetro indicado nos Desenhos. Os tubos para a injeção da cortina principal não precisam ser rosqueados e, após a abertura dos furos, nos intervalos entre trabalhos, deverão ser mantidos fechados por meio de tampões de madeira.

Em furos de drenagem ou para instrumentação e em furos de injeção adicionais a serem efetuados a partir das galerias, os tubos guia devem ser rosqueados e providos de tampas apropriadas.

No caso de furos a serem feitos diretamente na rocha, para injeção ou drenagem, deverão ser colocados tubos guia instalados em furos de diâmetro maior, com argamassa de cimento e areia, penetrando 0,3 m na rocha e sobressaindo 0,1 m da superfície.

## 2.6. Lavagem e ensaio das perfurações

### 2.6.1. Lavagem dos furos

Todos os furos e, especialmente, os executados a percussão, deverão ser lavados antes de qualquer operação de ensaio e injeção.

Esta lavagem deverá constar de uma limpeza inicial por meio de jatos de água e ar, com o emprego de mangueira com tubo metálico na extremidade ou dispositivo adequado, de modo a remover os detritos da sondagem pela boca do furo.

Subseqüentemente, no caso de furos próximos intercomunicantes, será feita uma lavagem por circulação de água sob pressão, cujo objetivo será o de remover argila e eventuais materiais terrosos das fraturas da rocha, por circulação de água entre furos. Esta lavagem sob pressão será executada imediatamente antes dos ensaios de perda de água, com o obturador já posicionado no furo, usando-se pressão igual à do ensaio e será considerada terminada quando somente água limpa emergir dos furos vizinhos. Em furos estanques, que não se comuniquem com furos próximos, esta lavagem sob pressão será eliminada.

### 2.6.2. Ensaios de furos exploratórios e de verificação

Os ensaios de perda de água sob pressão nos furos exploratórios deverão ser executados à medida em que o furo estiver sendo aberto, em trechos de aproximadamente 3 m nos primeiros 15 m de profundidade e 6 m daí em diante. Os ensaios serão executados, salvo instrução em contrário, em 3 estágios de pressão, usando-se a seqüência pressão mínima, pressão máxima, pressão mínima. A pressão máxima será igual a 0,25 Hob (em kgf/cm²), onde Hob é a profundidade do obturador expressa em metros na vertical. A pressão mínima será sempre igual a 0,1 kgf/cm².

Os furos de verificação serão ensaiados em trechos de comprimento variado, de acordo com as zonas de injeção utilizadas no trecho em questão, em apenas um estágio, usando-se pressão igual àquela utilizada para a injeção desta zona.

A duração de cada estágio, tanto em furos exploratórios como em furos de verificação, será de 10 minutos, contados do final do período de estabilização de pressões. Em cada estágio, quando as perdas de água forem nulas, o ensaio poderá ser interrompido após o terceiro minuto e, quando as perdas de água forem inferiores a 1 l/min/m, o ensaio poderá ser interrompido após 5 minutos de trabalho. Em furos exploratórios, caso os dois primeiros estágios apresentem perdas nulas, o terceiro estágio poderá ser suspenso.

Em quaisquer destes furos, poderá ser requisitada a execução de ensaios com obturadores duplos, diminuindo o espaçamento entre os mesmos em sucessivos estágios, a fim de se verificar a efetiva localização das perdas de água.

### 2.6.3. Ensaios de furos de injeção

Os furos de injeção serão ensaiados em cada zona logo após o término da lavagem sob pressão, caso esta tiver sido executada, em um único estágio com pressão igual à de injeção para o mesmo trecho. O ensaio terá a duração de 5 minutos, contados após a estabilização das pressões. Caso as perdas de água sejam nulas nos primeiros 2 minutos, o ensaio poderá ser suspenso. Caso as perdas sejam muito elevadas, o ensaio poderá ser repetido em trechos mais curtos. Prevê-se que serão efetuados ensaios na maioria dos furos primários e terciários, mas que o número de ensaios poderá ser diminuído nos secundários.

### 2.6.4. Cuidados a serem observados nos ensaios

Sempre que forem encontradas perdas totais de água de perfuração durante a execução de furos de qualquer tipo (menos os de drenagem), a sondagem deve ser interrompida e a profundidade da perda cuidadosamente determinada. Em seguida, deve ser feito um ensaio de perda de água no trecho em questão.

Não devem ser executados ensaios ou operações de lavagem sob pressão em furos situados a menos de 30 m de outros que estejam sendo injetados ou tenham sido injetados a menos de 24 horas.

## 2.7. Método executivo geral das injeções

### 2.7.1. Definições

a) Zona e estágio

Entende-se por zona, a área da cortina de impermeabilização individualizada por uma profundidade parcial pré-determinada. As profundidades previstas das cortinas e zonas, assim como o espaçamento dos furos de injeção, são mostrados nos Desenhos. Não obstante, estas profundidades e espaçamentos irão variar de acordo com as condições locais encontradas durante a execução do serviço.

Por estágio, entende-se o trecho de furo isolado em uma zona qualquer. O comprimento real de um estágio depende das condições geológicas encontradas durante as perfurações. Este poderá variar desde uma fração até a profundidade total

da zona e será delimitado principalmente pela perda ou ressurgência da água de sondagem em quantidades apreciáveis.

b) Seção

Uma seção é um trecho ao longo da cortina, em que não serão permitidas operações de injeção simultaneamente com operações de perfuração, lavagem e ensaio de perda de água. Tanto quanto praticável, a cortina de injeção será subdividida em seções, de modo a facilitar as operações da CONSTRUTORA.

c) Método de espaçamento divisional

O método de espaçamento divisional é o processo pelo qual se realizam furos adicionais de injeção a meia distância de dois furos previamente perfurados e injetados.

d) Injeções por estágios ascendentes

A injeção pelo método ascendente consiste em executar um furo em todo seu comprimento ou em prolongar um furo a uma profundidade pré-determinada e injetá-lo, a partir do fundo, a diferentes profundidades, através do emprego de obturadores.

e) Injeções por estágios descendentes

A injeção por estágios descendentes consiste em executar um furo até uma profundidade determinada, injetá-lo neste trecho, limpá-lo antes da calda atingir um grau de pega que exija re-perfuração, deixar a calda admitida atingir a pega, abrir o furo até nova profundidade, injetar o novo trecho e assim por diante, por tantos estágios de perfuração e injeção quantos sejam necessários.

f) Injeções de cortina

Consiste a injeção de cortina na impermeabilização profunda da fundação, sob as estruturas de concreto e zonas intermediárias, por meio de uma ou mais linhas de furos dispostos como indicado nos Desenhos. Ela será executada pela perfuração e injeção em zonas sucessivas, empregando o processo de injeção por estágios descendentes ou ascendentes e pelo método do espaçamento divisional. Em locais onde for considerado necessário, poderão ser executados furos adicionais de injeção, até se atingir o grau desejado de impermeabilização.

g) Injeções de consolidação

Injeções efetuadas a baixa pressão para consolidar a fundação nos locais em que a rocha se apresentar muito fraturada, conforme indicado nos Desenhos.

h) Injeções executadas para vedar contatos concreto - rocha ou concreto - concreto, onde necessário.

i) Injeções de argamassa

Injeções efetuadas a baixa pressão usando argamassa de cimento, areia e água para enchimento de vazios entre concreto e rocha, entre concreto e concreto no tampão do túnel.

### 2.7.2. Pressões de injeção

As pressões de injeção a serem empregadas nos trabalhos variarão com as condições encontradas nos furos. De maneira geral as pressões ficarão situadas na faixa entre 0,25 kgf/cm² e 15 kgf/cm². Em nenhuma hipótese, a pressão e/ou a vazão de bombeamento poderão ser aumentadas, repentinamente.

### 2.7.3. Dosagens da calda de cimento

Nos trabalhos de injeção poderão ser empregadas caldas constituídas por cimento (comum ou pozolânico) e água, ou argamassa de cimento (comum ou pozolânico), areia e água, com eventual adição de pozolana e/ou fluidificantes. A relação água/cimento, por volume, variará de acordo com as características de cada furo, como reveladas pela operação de injeção, e geralmente oscilará entre 3 e 0,6.

As características das caldas para o início das injeções serão função dos testes de pressão, utilizando-se de caldas mais grossas para permeabilidades elevadas.

Se, devido à dimensão e continuidade da fratura, após bombear um volume razoável de calda com a menor relação água-cimento que possa ser trabalhada, considerar-se impossível atingir a pressão exigida, o bombeamento deverá ser diminuído ou interrompido temporariamente. Injeções intermitentes serão então executadas, dando tempo suficiente, entre as injeções, para que a calda comece a endurecer. Se o resultado desejado não for obtido, poderá ser determinada a paralisação do serviço. Nesta eventualidade, o furo deverá ser limpo, deixando que a calda se solidifique pelo tempo julgado necessário, devendo-se, então, efetuar injeções adicionais neste furo ou em outros perfurados nas áreas adjacentes, até que se consiga um resultado satisfatório.

Depois de terminada a injeção de qualquer estágio de um furo, a pressão deverá ser mantida por uma válvula até que a calda se solidifique ao ponto de permanecer retida no furo. A calda que não puder ser injetada, por qualquer razão, dentro de duas horas após a mistura, deverá ser inutilizada.

### 2.7.4. Realização das injeções

O sistema de injeção deverá ser tal que a calda de cimento possa ser introduzida tanto dentro de todo o furo como em diferentes profundidades do mesmo, mediante emprego de obturadores. O equipamento principal e as conexões do sistema de injeção, para cada furo, deverão ser como segue.

A calda de cimento deverá ser colocada em um depósito, agitada mecanicamente, próximo à bomba injetora. A tubulação de descarga da bomba injetora deverá conter um manômetro e deverá ser ligada a uma conexão T. Um lado da conexão T deverá ser

ligado ao tubo de injeção por meio de um registro e um manômetro. A finalidade do registro é a de manter a pressão após cessado o fornecimento de calda. O outro lado da conexão T deverá ser ligado a um cano de retorno ao depósito, por meio de um registro. A finalidade deste registro é a de auxiliar a regulagem da pressão, sob a qual a calda é introduzida no furo. A CONSTRUTORA deverá manter uma circulação constante de calda e deverá lavar o sistema, periodicamente, com água, para evitar a obstrução do equipamento e tubulações.

Quando se verificar a tendência à obstrução do furo, por desmoronamento, a CONSTRUTORA deverá empregar o sistema de injeção em circuito, introduzindo a calda por meio de um tubo estendendo-se até o fundo do furo.

Caso ocorram vazamentos de calda, a CONSTRUTORA deverá calafetar os locais de vazamento.

A injeção de qualquer furo será considerada encerrada quando a absorção de calda tornar-se nula ou suficientemente pequena.

### 2.7.5. Obturação dos furos

Após o término das injeções, cada furo deverá ser cuidadosamente obturado com calda grossa (A/C de0,5:1 em peso) assegurando-se seu completo preenchimento com esta calda. Para isso, deve-se introduzir a calda com auxílio de mangueira, a partir do fundo do furo, incluindo, se julgado necessário, a desobstrução parcial ou total do furo.

Caso a obturação seja feita algum tempo após a injeção do furo, este deve ser mantido fechado com um tampão de madeira ou outro método, até a sua obturação final.

## 2.8. Injeções ao longo da barragem/vertedouro

As injeções a serem executadas na barragem/vertedouro consistirão de uma linha de furos localizada ao longo de uma laje de concreto deixado no lado de montante destas estruturas. Elas seguirão o método e a sequência determinados pelo projeto, de acordo com as condições de fundação encontradas. A este respeito, ressalta-se que o programa de injeções constante nos Desenhos representa um esquema preliminar, prevendo-se que ele possa ser localmente diminuído da mesma forma como possam ocorrer locais que eventualmente requeiram um tratamento mais intenso.

## 2.9. Injeção do tampão do túnel

### 2.9.1. Injeção de argamassa de cimento e areia

Durante a fase de concretagem do tampão do túnel de desvio, antes de ser lançada a última camada e enquanto houver acesso à face de montante do enchimento, deverá ser construído um pequeno muro de concreto no alinhamento desta face até a parte superior do túnel. Este muro deverá ser cuidadosamente calafetado contra as laterais e o teto de modo a garantir uma perfeita estanqueidade para os últimos lançamentos de concreto.

A injeção de argamassa será iniciada, através de tubos deixados no concreto. A injeção será considerada terminada quando, após o aparecimento de calda nos suspiros, as

absorções tornarem-se nulas. A pressão de injeção deverá ser de 2 kgf/cm² e a calda de cimento, areia e água, traço 1:1:1, em volume, podendo ser alterados durante o desenvolvimento dos trabalhos.

### 2.9.2. Injeções de contato

A injeção final de contato dos tampões e do concreto de enchimento com o concreto projetado das paredes do túnel somente poderá ser efetuada quando a diferença entre as temperaturas do concreto do túnel, e dos concretos de enchimento atingir um valor inferior a 4°C.

- deverão ser inicialmente abertos furos no concreto do tampão do túnel e do enchimento das aberturas superiores;
- deverão ser também abertos furos, a partir do teto do túnel até atingir o concreto do revestimento do túnel de desvio, ao longo do concreto de enchimento deste;
- os furos deverão ser ensaiados quanto à perda de água e injetados;
- a fase final da injeção consistirá na obturação cuidadosa de todas tubulações deixadas através do concreto.

## 2.10. Proteção a drenos e trabalhos de limpeza

Salvo se especificado em contrário, não serão permitidas injeções a menos de 30 m da instalação de drenos perfurados ou filtros para drenos de fundações. Nos locais em que isto for necessário, a CONSTRUTORA deverá manter um fluxo de água pelos drenos que poderiam ser afetados, para verificar se neles ocorrem infiltrações de calda. No caso em que ocorra uma infiltração de calda nos drenos, a CONSTRUTORA deverá imediatamente parar as operações de injeção e deverá retirar, por lavagem, toda a calda dos drenos afetados. Esta paralisação das operações de injeção e a lavagem dos drenos deverão ser repetidas sempre que necessário.

Durante as operações de injeção, a CONSTRUTORA deverá tomar as precauções necessárias para evitar que partículas de rocha, descargas de óleo dos equipamentos, água da lavagem e calda danifiquem as estruturas permanentes. Será exigido da CONSTRUTORA um número suficiente de bombas para manter as áreas de serviço livres de água servida e calda inutilizada. Terminados seus trabalhos, a CONSTRUTORA deverá fazer uma limpeza geral dos resíduos de suas operações, de tudo o que se apresente desagradável à vista ou que possa interferir na eficiência dos serviços subsequentes.

## 2.11. Controle e registro dos trabalhos de perfuração, ensaio e injeção

A CONSTRUTORA manterá registros de todas as operações tais como locais, profundidades, sequência de furos, métodos de ensaio e lavagem, sequências e métodos de injeção, caldas iniciais, critérios de engrossamento ou afinamento de caldas, pressões de injeção ou ensaio em cada trecho, critérios de término de injeção e demais dados necessários.

Estes registros deverão ser anotados em boletins adequados e entregues a Projetista um dia após a conclusão da atividade a que se refere.

# 3. CONCRETO CONVENCIONAL

Esta Seção trata das especificações de materiais e dos procedimentos a serem usados na construção das estruturas de concreto do empreendimento.

## 3.1. Generalidades

Estas Especificações elegem as últimas versões das normas e especificações da ABNT, sem se limitarem a elas, como critério para definição e controle de qualidade de materiais e concretos.

A CONSTRUTORA deverá efetuar todos os ensaios necessários à definição, produção e controle de qualidade dos concretos e, para isso, deverá dispor, na Obra, de um laboratório suficientemente equipado para realizar esses ensaios, em conformidade com as normas aplicáveis da ABNT ou outras similares. De um modo geral, esses ensaios deverão compreender, sem a eles se limitar:

- granulometria de materiais;
- propriedades físicas dos materiais que comporão os concretos;
- dosagens para a determinação de traços dos diferentes tipos de concreto;
- densidades seca e úmida dos concretos;
- resistências dos concretos;
- incorporação de ar.

A CONSTRUTORA deverá manter atualizados os resultados de todos os ensaios e emitirá notificações técnicas através de relatórios mensais.

Propriedades especiais, como por exemplo, módulo de deformação do concreto e propriedades químicas do cimento, deverá ser ensaiada em laboratório externo.

## 3.2. Cimento Portland

### 3.2.1. Tipos de cimento

Todo cimento a ser usado na obra deverá atender estas Especificações e ser adquirido em fábricas aprovadas.

Em geral, poderão ser usados os cimentos CPIII-32 RS, CPI-32, CPII-Z para as estruturas principais. Para injeções e tratamentos de rochas os cimentos CPII-E 25, 32 ou 40 e CPII-F 25, 32 ou 40. Os cimentos deverão atender principalmente, às normas da ABNT (NBR 5732 e NBR 11578) e normas complementares, em casos específicos.

Em casos específicos, poderá ser permitida a troca do tipo de cimento na concretagem de uma mesma estrutura, desde que tecnicamente justificadas.

### 3.2.2. Ensaios

Certificados de ensaios de partida do cimento, incluindo a análise química total, efetuados na fábrica, em conformidade com as normas da ABNT, deverão acompanhar o

fornecimento. Amostras representativas do cimento, poderão ser coletadas no canteiro de obras e submetidas a ensaios para verificação de suas características. O cimento para utilização na obra ficará condicionado à realização dos ensaios abaixo indicados pelo fabricante de cimento.

| **ENSAIOS QUÍMICOS** | |
|---|---|
| 1. Sílica ($SiO_2$) | 7. Óxido de sódio ($Na_2O$) (*) |
| 2. Alumina ($Al_2O_3$) | 8. Óxido de potássio ($K_2O$) (*) |
| 3. Óxido férrico ($Fe_2O_3$) | 9. Cal livre |
| 4. Anidrido sulfúrico ($SO_3$) | 10. Perda ao fogo |
| 5. Óxido de cálcio (CaO) | 11. Resíduo insolúvel |
| 6. Óxido de magnesio (MgO) | |
| **ENSAIOS FÍSICOS** | |
| 1. Tempo de pega (início e fim) | 5. Massa específica |
| 2. Superfície específica Blaine | 6. Expansibilidade Le Chatelier (a frio e a quente) |
| 3. Finura nas peneiras n$^{os}$ 200 e 325 | 7. Resistência à compressão aos 3, 7, 28 e 90 dias |
| 4. Peso unitário (eventualmente) | 8. Calor de hidratação (método químico) |

*Calcular o equivalente alcalino em óxido de sódio: E.A.(%)=$Na_2O$+0,658% $K_2O$.

### 3.2.3. Transporte

O transporte de cimento poderá ser feito a granel, em "containeres" ou em sacos, sempre de modo a não alterar as suas características.

### 3.2.4. Armazenagem e movimentação

Os critérios de aceitação, armazenamento e liberação do cimento para utilização na obra serão os estabelecidos pela ABNT (MB-1 e EB-1) ou complementados por estas Especificações.

Os cimentos deverão ser armazenados em ordem cronológica, no caso de cimento em sacos, separados por tipo e marca. O volume de estoque de cada tipo de aglomerante deverá ser dimensionado de forma a atender as máximas demandas previstas segundo o cronograma de obras aprovado.

No caso de estocagem em silos, deverá ser prevenida, através de vibradores, a formação de zonas de armazenagem permanente (zona morta). Periodicamente serão realizadas limpezas dos silos para a remoção de material aderido às paredes do mesmo.

Especial atenção deverá ser dada ao "filtro de Manga" que equipa a saída de ar comprimido de abastecimento, na parte superior do silo, a fim de reduzir as perdas de material e evitar a contaminação da área.

Os compressores de carga dos silos deverão ser capazes de insuflar ar seco, para não provocar a hidratação do cimento.

A armazenagem dos cimentos, acondicionados em sacaria ou "containeres", aprovados e em estoques separados por partida, deverá ser feita em local estanque e ventilado, à prova de intempéries.

As instalações deverão ser dotadas de meios que impeçam a absorção de umidade e permitam fácil acesso, inspeção, amostragem, manuseio e identificação do material estocado. O piso será de concreto alisado, de forma a evitar a umidade do solo e facilitar a limpeza.

Em condições normais de deposição, será permitida a formação de pilhas com dez sacos. Caso o cimento apresente temperaturas superiores a 35°C, na recepção, as pilhas ficarão limitadas a cinco sacos. No caso particular de condições normais e tempo de estocagem inferior a 15 dias, as pilhas não poderão ser superiores a 14 sacos.

Os cimentos que se apresentarem com traços de hidratação ou forem provenientes de sacos rasgados serão destinados, apenas, para a execução de concreto magro, contra-pisos e obras auxiliares, sem importância estrutural.

### 3.2.5. Temperatura do Cimento

A temperatura do cimento, na entrada das betoneiras, não deverá exceder a 60°C. Este valor poderá ser diminuído, em função de necessidades técnicas relativas à mistura, transporte, lançamento e cura do concreto, bem como para limitação de tensões e abertura de fissuras nas estruturas moldadas.

O tempo de estocagem, quando de duração mais longa, poderá ser usado como elemento de adequação da temperatura do cimento.

## 3.3. Agregados

### 3.3.1. Generalidades

Os agregados para concreto deverão obedecer às prescrições da NBR 7211 (ABNT) e das presentes Especificações, sem a elas se limitar. Em casos de omissão, deverá ser providenciada orientação complementar, dando preferência às normas da ASTM.

Os agregados para concreto deverão ser produzidos a partir do processamento de rochas sãs, oriundas de escavações programadas para tal finalidade.

O agregado miúdo poderá ser constituído por areia natural ou areia artificial obtida da britagem do material rochoso, oriundo de escavações programadas.

a) Produção de agregados

O processamento de rocha envolverá as operações de britagem, peneiramento, transporte, classificação, lavagem caso necessário, e tudo mais que se fizer necessário, visando a obtenção de agregados apropriados para uso em concreto, de acordo com estas Especificações.

Os agregados deverão ser estocados, manuseados e processados, de modo a evitar a mistura e a inclusão de materiais inadequados ao concreto, como óleos e graxas, bem como a segregação e a quebra excessiva, no caso de agregados graúdos.

Deverão ser feitas correções, durante a produção de agregados, de modo a atender as granulometrias especificadas e eliminar os excessos e/ou deficiências nos tamanhos individuais dos grãos. Os materiais rejeitados, em decorrência dessas

correções, não aproveitáveis, tais como rochas, britas e areias, contaminadas ou contendo materiais brechosos, decompostos ou que, de qualquer forma, sejam julgados inadequados para uso em concreto, serão rejeitados e removidos para áreas de “bota-fora”.

A água a ser utilizada na lavagem dos agregados deverá atender os requisitos destas Especificações.

b) Pilhas de estoque e controle de umidade

O agregado deverá ser estocado em pilhas, de acordo com suas dimensões nominais e de maneira a impedir a segregação, mistura de várias dimensões e contaminação por materiais estranhos.

Durante o processamento e manuseio, cuidados deverão ser providenciados de forma a evitar a segregação e a quebra excessiva do material.

As pilhas de estoque deverão ser convenientemente drenadas de forma a evitar variações no teor de umidade, que possam refletir negativamente na produção e na qualidade do concreto.

Os estoques de agregados deverão ser suficientes para atender, com folga, as demandas de consumo, previstas no cronograma de obras.

c) Amostragem e ensaios

As amostras, a serem utilizadas em ensaios necessários à caracterização e controle de qualidade dos agregados, poderão ser obtidas em qualquer etapa, desde o processo de identificação para processamento até a entrada da betoneira.

Os ensaios serão realizados de acordo com os métodos da ABNT e em caso de omissão, deverão ser seguidos os métodos da ASTM. Entretanto, no caso específico de alguns ensaios, como por exemplo, para verificação da reação dos álcalis solúveis com materiais ativos do agregado, outros métodos poderão ser determinados.

Tanto o agregado miúdo, como o graúdo, deverão ter os resultados de seus ensaios de caracterização acompanhados estatisticamente, como forma de avaliação de suas variações nos traços dos concretos obtidos nos estudos de dosagem.

### 3.3.2. Agregado miúdo

As prescrições da NBR 7211(ABNT) deverão orientar o controle de qualidade do agregado miúdo, que deverá ser composto de grãos cujos diâmetros estarão compreendidos entre 4,8 mm e 0,074 mm. De forma predominantemente cúbica ou arredondada, sem películas aderentes, duros, densos e resistentes, os agregados miúdos serão isentos de substâncias deletérias.

Os principais requisitos de qualidade do agregado miúdo constam no Quadro a seguir:

| SUBSTÂNCIAS DELETÉRIAS | REQUISITOS |
|---|---|
| Torrões de argila (massa) | máx. 1,5% |
| Substâncias prejudiciais<br>– concreto sujeito à abrasão<br>– demais concretos | <br>máx. 3%<br>máx. 5% |
| Materiais carbonosos (massa)<br>– concreto cuja aparência seja importante<br>– demais concretos | <br>máx. 0,5%<br>máx. 1% |
| Matéria orgânica | cor mais clara que a solução padrão (300 ppm) |
| Massa específica | min. 2,55 t/m³ |
| Limite de expansão devida a RAA – ASTM C 1260 | Máx 0,10% aos 16 dias de idade |

Obs.: A soma das percentagens de todas as substâncias deletérias não deverá exceder a 5%, em massa, não sendo considerado incluído nessa soma, o teor de material pulverulento.

a) Entre as substâncias prejudiciais, estão incluídos xistos, álcalis, mica, grãos recobertos, partículas escamosas moles, lodo e materiais que passarem pela peneira nº 200 da ABNT.

b) Quando o agregado miúdo for areia artificial, o teor de material pulverulento no agregado miúdo fica limitado em, no máximo, 20% (vinte por cento). O teor de material pulverulento no agregado total dos traços dos concretos não deverá ser superior a 10% (dez por cento) nos concretos de superfícies hidráulicas e a 12% (doze por cento) nos demais concretos.

A granulometria do agregado miúdo deverá estar situada dentro dos limites indicados no Quadro a seguir:

| ABERTURA DA PENEIRA DE MALHA QUADRADA | | LIMITES ADMISSÍVEIS, PERCENTAGEM RETIDA E ACUMULADA (em massa) | |
|---|---|---|---|
| ASTM nº | ABNT (mm) | Areia Natural | Areia Artificial |
| 3/8 | 9,50 | 0 – 0 | 0 - 0 |
| 4 | 4,80 | 0 - 5 | 0 - 5 |
| 8 | 2,40 | 0 –20 | 19-35 |
| 16 | 1,20 | 15 - 50 | 41-60 |
| 30 | 0,60 | 30 - 75 | 60-75 |
| 50 | 0,30 | 75 - 90 | 72- 90 |
| 100 | 0,15 | 90 - 98 | 80-95 |

O módulo de finura dos agregados miúdos deverá ser mantido uniforme, no decorrer da obra, não variando de mais ou menos 0,2 para o material de uma mesma origem.

### 3.3.3. Agregado graúdo

Designa-se por agregado graúdo, nestas Especificações, aquele cujos grãos apresentam dimensões maiores do que 4,8 mm e menores que 152 mm.

O agregado graúdo será obtido pelo processamento de rocha sólida, sã, densa, resistente e sem película.

Os agregados graúdos, de acordo com suas dimensões, serão selecionados segundo as seguintes graduações:

- agregado número 1 ..... 4,9 mm < D.M. < 19 mm
- agregado número 2 ..... 19 mm < D.M. < 38 mm
- agregado número 3 ..... 38 mm < D.M. < 76 mm
- agregado número 4 ..... 76 mm < D.M. < 152 mm

O uso de agregados com D.M. maior que 76 mm deverá ser avaliado em suas vantagens e desvantagens pelo Contratado.

Deverão obedecer às especificações da NBR 7211, entre outras, e apresentar os seguintes requisitos principais:

| SUBSTÂNCIAS DELETÉRIAS | REQUISITOS |
|---|---|
| Torrões de argila (massa)<br>- concreto cuja aparência seja importante<br>- Concreto sujeito à abrasão<br>- demais concretos | <br>Máx. 1%<br>Máx. 2%<br>Máx. 3% |
| Material pulverulento (massa) | Máx. 2% |
| Materiais carbonosos (massa)<br>- concreto cuja aparência seja importante<br>- demais concretos | <br>Máx. 0,5%<br>Máx. 1% |
| Massa específica (condição) | Min. 2,55 t/m³ |
| Índice de forma – partículas lamelares e alongadas (massa) | ≤ 3 |
| Abrasão Los Angeles – perda ponderada (massa, 500 ciclos) | Máx. 50% |
| Limite de expansão devida à RAA – ASTM C1260 | Máx. 0,10% aos 16 dias de idade. |

Obs.: A soma das percentagens de todas as substâncias deletérias não deverá exceder a 3% em massa não sendo considerado incluído nessa soma, o teor de materiais pulverulentos. A granulometria do agregado graúdo, na entrada das betoneiras, deverá estar dentro das faixas granulométricas apresentadas no Quadro a seguir:

| ABERTURA DA PENEIRA DE MALHA QUADRADA | | LIMITES ADMISSÍVEIS, PERCENTAGEM RETIDA E ACUMULADA (em massa) | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| ASTM (polegadas) | ABNT (mm) | Faixas (mm) | | | |
| | | 4,8 - 19 | 19 - 38 | 38- 76 | 76 - 152 |
| 6 | 152 | | | | |
| 4 | 100 | | | 0 | 0 – 100 |
| 3 | 76 | | | 0 – 10 | 85 – 100 |
| 2 | 50 | | 0 | 45 – 80 | 95 – 100 |
| 1 1/2 | 38 | | 0 – 10 | 90 – 100 | |
| 1 | 25 | 0 | 55 – 80 | 95 – 100 | |
| 3/4 | 19 | 0 – 10 | 90 – 100 | | |
| 3/8 | 9,5 | 80 – 100 | 95 – 100 | | |
| Nº 4 | 4,8 | 95 – 100 | | | |

A granulometria dos agregados graúdos deverá ser mantida uniforme durante as operações de produção e estocagem, bem como no decorrer da obra, devendo ser efetuadas as correções no equipamento de produção ou no processo produtivo, que se fizerem necessárias.

O agregado graúdo, de dimensões compreendidas entre 4,8 mm e 19 mm, deverá apresentar, por ocasião de seu lançamento na betoneira, um teor de umidade livre de, no máximo, 3%, determinado em relação à massa do agregado seco.

### 3.3.4. Aditivos

a) Generalidades

A critério da CONSTRUTORA, poderão ser empregados aditivos, com a finalidade de alterar, reforçar ou melhorar as propriedades dos concretos fresco e endurecido, e facilitar as operações de preparo e utilização, adequando-as às condições de concretagem e ao ambiente final de exposição das estruturas.

b) Tipos de aditivo

Os aditivos utilizados nos concretos poderão apresentar os seguintes efeitos, de forma individual ou combinada:

- plastificantes;
- super-plastificantes;
- aceleradores de pega;
- retardadores de pega;
- impermeabilizantes;

- expansores;

- compensadores de retração;

- incorporadores de ar.

c) Normas, critérios e recomendações

As normas a serem utilizadas para aprovação e uso do produto são a NBR 11768, ASTM C-260, ASTM C-494 e normas complementares.

Como critério adicional de uniformidade, deverá ser realizada a aferição de constância dos efeitos de cada aditivo sobre o concreto fresco e endurecido, em condições de laboratório, de acordo com as normas NBR 1668 e NBR 1669. Os critérios de durabilidade serão os recomendados pela ACI-318 e NBR 6118.

d) Aceitação e controle de qualidade dos lotes

Os lotes de aditivos serão amostrados e ensaiados até 60 dias antes da data prevista para a sua utilização. Tais ensaios obedecerão às normas, critérios e recomendações já mencionados e serão realizados, pelo fabricante, com a finalidade e prazos descritos a seguir:

- Ensaios preliminares

Estes ensaios visam a caracterização e comparação de diversos produtos, com a finalidade de decidir qual o mais conveniente, sob o ponto de vista técnico e econômico, para ser usado nos diversos tipos de concreto da obra. A partir dos resultados desses primeiros ensaios, serão criados os "padrões de referência" de fornecimento que englobarão os aspectos químicos e efetivos sobre o concreto fresco e endurecido.

- Estudos de dosagem

Serão realizados estudos de dosagem, visando determinar a quantidade de aditivo na composição dos traços e fixar o "efeito padrão" do aditivo sobre o concreto fresco e endurecido. Estudos complementares serão, também, elaborados, envolvendo as condições da mistura, temperaturas ambiente e de lançamento do concreto.

- Controle de qualidade

Os ensaios de avaliação para o controle de qualidade serão realizados durante toda a produção do concreto.

Mesmo que os ensaios normalizados de caracterização do produto acusem resultados compatíveis com os limites de aceitação das normas, deverá ser verificada a ação do aditivo sobre o concreto, para mesmos materiais e em condições de laboratório, de forma a observar sua uniformidade e avaliar o rendimento de desempenho (NBR 1668 e NBR 1669 da ABNT).

Caso seja constatada alteração na fabricação, deverão ser procedidos novos ensaios para a adequação do traço de concreto, de modo a manter as características originais

da dosagem. Caso a mudança seja muito acentuada, com variações significativas no comportamento do aditivo, poderá ser pedida a substituição do referido aditivo por outros similares.

- Reavaliação de produtos

  Os aditivos que tiverem seus prazos de validade excedidos serão amostrados e ensaiados, para verificação de suas condições de uso, obedecendo aos mesmos critérios anteriores.

  Caso os resultados obtidos se apresentarem ligeiramente fora dos limites aceitáveis, o produto será recusado, mas poderá ser utilizado em concretos especialmente dosados. Caso isso não seja possível, todo o lote deverá ser descartado para uso em concreto.

e) Fornecimento

Os aditivos deverão ser fornecidos por fabricantes que assegurem continuidade, uniformidade e qualidade ao produto de acordo com as normas vigentes. O fornecimento deverá ser acompanhado de certificados oficiais, apresentando o resultado de ensaios referentes a cada lote e realizados pelo fabricante, na fonte de suprimento.

f) Transporte

Para o transporte e acondicionamento dos aditivos, deverão ser tomados cuidados especiais, para que sejam preservadas as embalagens e características técnicas do produto.

g) Armazenagem

Importância especial deverá ser dada às condições de armazenamento, cujo local deverá ser adequado para preservar as propriedades dos aditivos, de acordo com as especificações do fabricante.

O armazenamento deverá permitir fácil acesso e manuseio do produto, possibilitando livre circulação boas condições para o transporte.

Os aditivos deverão ser identificados, estocados e organizados, por tipo e idade, de forma a facilitar o consumo por ordem cronológica, respeitando os prazos de validade para utilização do produto.

Caso o tempo máximo de armazenagem, prescrito pelo fabricante, venha a ser excedido, deverão ser realizados novos ensaios de controle de qualidade e uniformidade.

h) Condições de dosagem

Os aditivos deverão ser dosados, preferencialmente, em massa e/ou em volume, de forma rigorosa, através de dosadores mecânicos que garantam compatibilidade com a

capacidade de produção da central ou, em alguns casos específicos, com o ritmo de concretagem planejado para a frente de trabalho.

A adição será feita de forma a garantir uma uniforme distribuição do aditivo na massa do concreto, durante o tempo especificado para a mistura (ver item 6.9).

Para a futura utilização na central de concreto, os aditivos serão depositados em abrigo coberto, a fim de evitar a ação de intempéries ou de outros agentes que possam alterar suas características básicas.

i) Cuidados especiais

Os aditivos serão utilizados de modo a criar boas condições de lançamento, cura, resistência e adequação do concreto ao meio de trabalho, garantindo a durabilidade.

O uso simultâneo de diferentes tipos de aditivos, de mesmo fabricante, será permitido caso a compatibilização seja anunciada pelo fabricante (uso consagrado) ou comprovada através de ensaios no laboratório da obra. Este último procedimento será obrigatório para aditivos de fábricas diferentes.

Não será permitido o uso de aditivos contendo cloretos em concretos destinados a estruturas de concreto armado. Em casos de necessidade de acelerar a pega do concreto, poderão ser utilizados produtos à base de trietanolamina, hidróxido de cálcio, amônia, carbonato de sódio, aluminato de sódio e silicofluoreto.

### 3.3.5. Água

A água, para cura e lavagem do agregado e fabricação do concreto, deverá estar isenta de impurezas nocivas à boa qualidade do concreto.

A qualidade mínima de água será a prescrita pela NBR 12654, ou seja:

- pH..... entre 5,8 e 8,0
- matéria orgânica (expressa em oxigênio consumido) ..... 3mg/l
- resíduo sólido..... 5.000 mg/l
- sulfato (expresso em ions $SO_4$) ..... 300 mg/l
- cloreto (expresso em ions Cl)..... 500 mg/l
- açúcar..... 5 mg/l

## 3.4. Estudos de dosagem

A determinação das dosagens dos concretos será de exclusiva responsabilidade da CONSTRUTORA. A partir de materiais disponíveis e beneficiados ou selecionados em obediência a determinados critérios, será desenvolvido o estudo de dosagem, com o objetivo de determinar a base de dados para a escolha do tipo de concreto que apresente características pré-estabelecidas, tanto para o concreto fresco, como para o endurecido.

A finalidade do estudo é obter um concreto adequado às premissas do Projeto e que apresente grande durabilidade e trabalhabilidade, visando facilitar as operações de lançamento e adensamento.

O concreto deverá ser dosado de forma a se obter misturas suficientemente uniformes, trabalháveis e homogêneas que, com a mínima quantidade possível de cimento, possam atender às exigências destas Especificações.

As proporções de todos os materiais que compõem o concreto serão modificadas sempre que se julgue ser necessário, a fim de manter o padrão de qualidade exigido.

Os estudos de dosagem deverão ser programados e desenvolvidos levando em consideração os prazos necessários para a realização de ensaios comprobatórios, bem como o tempo previsto para eventuais ajustes.

### 3.4.1. Critérios de dosagem

Os estudos de dosagem, para a determinação dos traços de concreto a serem usados, deverão atender a premissas e critérios ditados pelo Projeto e por estas Especificações, levando em conta as condições climáticas, os materiais disponíveis, e equipamentos previstos no canteiro de obras.

Os concretos destinados às diversas partes das estruturas serão classificados de acordo com a resistência característica de projeto, a ser obtida em determinada idade, como apresentado no Quadro a seguir.

Os locais de aplicação e as respectivas classes estão indicados nos Desenhos de Projeto.

| CLASSE | RESISTÊNCIA CARACTERÍSTICA fck (MPa) | IDADE DE CONTROLE (dias) | COEF. DE STUDENT (4) |
|---|---|---|---|
| A | 7 | 180 | 0,842 |
| B | 9 | 90 | 0,842 |
| C | 9 | 180 | 0,842 |
| D | 15 | 28 | 1,645 |
| E | 15 | 90 | 0,842 |
| F | 15 | 180 | 0,842 |
| G | 18 | 28 | 1,645 |
| H | 18 | 90 | 0,842 |
| I | 21 | 28 | 1,645 |
| J | 21 | 90 | 0,842 |
| M (1) | 24 | 28 | 1,645 |
| N (1) | 24 | 90 | 1,645 |
| O (1) | 24 | 180 | 1,645 |
| P (2) | 24 | 28 | 0,842 |
| Q (2) | 24 | 90 | 0,842 |
| R | 30 | 28 | 1,645 |
| S (3) | 18 | 28 | 0,842 |

(*) Quando o local de aplicação desta classe for uma superfície hidráulica, sujeita a fluxo d'água em alta velocidade, o diâmetro máximo do agregado no concreto não deverá ser superior a 19 mm e a relação água/cimento equivalente não deverá ultrapassar a 0,45. A relação água/cimento poderá ser aumentada até 0,52, desde que hajam estudos de ensaios a abrasão do concreto que respaldem tal alteração.
(**) Nas estruturas hidráulicas de baixa velocidade o fator água/cimento será limitado a 0,60, e o diâmetro máximo do agregado graúdo será de 38mm.
(1) fluxo de alta velocidade - (2) fluxo de baixa velocidade (3) concreto projetado (4) coeficientes de Student, ver item 6.5.2.i.

Os concretos de uma mesma classe constituem famílias com características diferentes. Elas se referem, em particular, a cada estrutura e estão relacionadas com as dimensões das formas, espaçamento e densidade de armadura, condições de transporte, lançamento, adensamento, cura e acabamento de concreto. A estabilidade do volume produzido e o controle de eventuais fissuras deverão ser considerados como premissas a serem equacionadas durante a obra.

### 3.4.2. Estudos de dosagem

Os estudos de dosagem deverão contemplar os concretos massa e estrutural, contendo ou não cinzas volantes ("fly-ash").

Os aspectos cimento, relação água/cimento, granulometria, teor de argamassa, trabalhabilidade, abatimento e aditivos, entre outros, correspondem a variáveis que serão equacionadas e otimizadas através de estudos de dosagem.

a) Condições de ensaios

Para que haja coerência nos resultados dos ensaios, será necessário que o laboratório disponha de uma câmara úmida, cuja umidade e temperatura serão estabilizadas de acordo com a norma NBR 5738.

Os corpos de prova deverão ficar abrigados de intempéries, em ambientes de saturação maior ou igual a 90%.

Os materiais componentes do concreto deverão ser estabilizados à mesma temperatura ambiente. Os materiais a serem utilizados nos estudos de dosagem poderão ser preparados de modos mutuamente exclusivos, ou seja, "saturado superfície seca" ou "secos" em estufa ou ao sol.

Em qualquer das alternativas, a quantidade de água contida nos agregados deverá ser determinada com precisão, para possibilitar o correto cálculo da quantidade da água de amassamento.

No caso de utilização de material seco, será necessário determinar a velocidade de absorção da água pelos agregados, a fim de avaliar a sua influência sobre a trabalhabilidade do concreto.

b) Cimento

Para cada tipo e/ou marca de cimento, serão realizados estudos de dosagem independentes.

c) Relação água/cimento

Para a determinação da base de dados, visando a escolha da relação água/cimento empregada em diversas dosagens, serão moldados corpos de prova (CP) de concreto, com relação água/cimento variável de cinco em cinco pontos percentuais (0,05), partindo de um valor igual a 0,4 até atingir 1,2.

Esse estudo será desenvolvido para idades de 3, 7, 28, 90 e 180 dias e seus resultados apresentados sob a forma de curva de Abrams.

d) Granulometria

As dosagens serão determinadas separadamente para cada dimensão máxima de agregado (19, 38, 76 e 152 mm).

e) Teor de argamassa

A determinação da quantidade ótima de argamassa dependerá da natureza do agregado, dimensão máxima do agregado graúdo de cada dosagem, finalidade de uso e modalidade de lançamento dos concretos, abaixo relacionados:

- concretos correntes;
- concretos para peças esbeltas;

- concretos aparentes;
- concretos bombeados;
- concretos fluídos;
- concretos para pavimentação;
- concretos submersos.

O concreto projetado terá consideração diferenciada.

As medidas de trabalhabilidade e abatimento deverão acompanhar os estudos, para cada teor de argamassa considerado. Tais medidas serão obtidas através de processo compatível com a técnica de adensamento prevista para as concretagens executadas no canteiro de obras.

Poderão ser adotados procedimentos complementares, ou alternativos, para a fixação do teor ótimo de argamassa, através de observações comparativas das resistências à compressão dos corpos de prova.

f) Trabalhabilidade e abatimento

Para cada estudo de dosagem, identificado pela dimensão máxima do agregado graúdo, serão efetuadas determinações práticas de medidas de trabalhabilidade, visando apreciar, principalmente, o comportamento dos concretos contendo aditivos plastificantes e incorporador de ar.

As medidas serão efetuadas para as faixas de consumo de cimento de 150, 300 e 450 kg/m³. Essas faixas poderão variar de acordo com o uso do concreto e o tamanho máximo do agregado graúdo.

Os ensaios de trabalhabilidade poderão ser realizados conjuntamente com os ensaios de determinação do teor de argamassa descrito na alínea "e".

g) Estudos complementares

A partir de estudos complementares, deverão ser determinados os valores de exsudação, massa específica, retração, resistências à tração e à abrasão, absorção e permeabilidade.

h) Moldagem dos corpos de prova

No desenvolvimento dos estudos de dosagem, serão moldados três corpos de prova (CP) para cada relação água/cimento e ensaiados de acordo com a NBR 5738. Será permitida a moldagem do corpo de prova em duas camadas, adensadas com vibrador de 1" de diâmetro.

Os corpos de prova deverão ser ensaiados de acordo com a NBR 5739.

O resultado da resistência à compressão, a ser considerado no estudo, será a média das duas medidas obtidas em cada série de dois corpos de prova, ensaiados numa mesma idade.

i) Determinação da resistência característica

A partir dos resultados dos estudos de dosagem e em atendimento das necessidades específicas de cada estrutura, como já mencionado anteriormente, será determinada a resistência à compressão de cada traço, de acordo com os procedimentos contidos na norma NBR 6118 ou mediante outro critério. Caso se use o ACI 214-65/77 os coeficientes de Student a serem utilizados são os da tabela apresentada nestas Especificações.

### 3.5. Mistura

Os materiais componentes do concreto deverão ser misturados, mecanicamente, até que a mistura apresente um aspecto homogêneo, com todos os componentes distribuídos uniformemente e de modo a atender a ASTM C-94 e CRD-C55.

A quantidade de água de amassamento deverá ser determinada levando em conta o teor de umidade e a absorção dos agregados por ocasião da produção dos concretos, bem como a temperatura e a umidade relativa do ar (NBR 7212 e ACI-305).

Salvo determinação em contrário, o tempo mínimo de mistura, para cada traço de concreto, contado a partir do instante em que todos os componentes tenham sido colocados no tambor da betoneira, deverá ser determinado com base na eficiência do misturador e de acordo com a ASTM C-94.

As balanças da central de concreto deverão ser mantidas calibradas, de maneira que, quando aferidas com os pesos padrões, os erros máximos estejam limitados a 0,5%.

As massas dos materiais, quando introduzidas no misturador, deverão estar dentro dos limites de precisão indicados no Quadro a seguir:

**LIMITES DE TOLERÂNCIA DAS MASSAS DOS MATERIAIS**

| MATERIAIS | LIMITES DE TOLERÂNCIA (%) |
|---|---|
| Cimento, cinza e água | ≤ 1 |
| Agregados diâmetro ≤ 38mm | ≤ 2 |
| Agregados diâmetro > 38mm | ≤ 3 |
| Aditivos | ≤ 3 |

### 3.6. Transporte e distribuição

O transporte do concreto, desde o equipamento de mistura até os locais de lançamento, e a sua distribuição nesses locais, deverão ser realizados, no menor tempo possível, por meio de métodos que evitem a segregação, a perda de material, o excessivo aumento de temperatura, a variação acentuada no abatimento e a perda de plasticidade ou ocorrência de pega, antes da descarga e adensamento.

Durante o transporte, o concreto deverá ser adequadamente protegido contra as intempéries.

A CONSTRUTORA deverá providenciar, nos veículos destinados ao transporte, a identificação dos diferentes tipos de concreto e locais de aplicação, em posição bem visível.

A CONSTRUTORA deverá tomar as providências para que os equipamentos de transporte sejam mantidos limpos e periodicamente molhados, com o fim de evitar absorção da água de amassamento do concreto.

Quando o transporte do concreto for efetuado por meio de caçambas, estas deverão ser dotadas de dispositivos que permitam controlar a quantidade e a vazão de descarga, bem como a interrupção da descarga, sempre que for necessário. As caçambas deverão possuir um dispositivo que permita o acoplamento de um vibrador.

Quando o transporte do concreto for realizado por meio de caminhões betoneira, estes deverão obedecer aos requisitos especificados na norma NBR 7212.

Quando forem utilizadas calhas para o transporte do concreto, estas deverão ser instaladas de modo a apresentar declividades que permitam o escorregamento do concreto, com consistência compatível com as exigências de trabalhabilidade e sem segregação.

Caso o transporte seja efetuado através de bombas (concreto bombeado), os traços deverão ser ajustados, de modo a permitir a sua utilização neste tipo de lançamento.

### 3.7. Lançamento e adensamento

#### 3.7.1. Generalidades

O concreto somente poderá ser lançado após a CONSTRUTORA elaborar o programa de lançamento, incluindo a definição dos traços, a conclusão da verificação topográfica das formas, peças embutidas, armaduras e superfícies sobre as quais o concreto será lançado.

O concreto será depositado o mais próximo possível de sua posição final nas formas, de modo que a segregação seja reduzida a um valor mínimo. Em lançamentos verticais, quando a altura de queda apresentar condições favoráveis à segregação do concreto, deverão ser utilizados dispositivos do tipo "tromba" ou calha, a fim de evitar a segregação.

O concreto deverá ser espalhado rapidamente, de modo a preencher totalmente, sem segregação, os cantos e ângulos das formas e os espaços em volta das armaduras, dispositivos de vedação e outras peças embutidas.

Se, durante o lançamento, ocorrerem chuvas que possam afetar a qualidade do concreto, a CONSTRUTORA deverá proteger a área que estiver sendo concretada ou, então, suspender temporariamente o lançamento.

O concreto deverá ser sempre lançado antes do início da pega. É vedada, em qualquer hipótese, a adição de água ao concreto, por ocasião do lançamento.

A CONSTRUTORA deverá estar preparada para efetuar o lançamento de concreto, com alteração nos traços, utilizando, inclusive, agregados com diferentes dimensões máximas, na mesma camada de concretagem.

Ao lançar o concreto através de armaduras, a CONSTRUTORA deverá tomar os cuidados necessários, de modo a evitar a segregação do agregado graúdo.

a) Altura das camadas de concretagem e intervalo entre lançamentos

A altura máxima permitida para cada camada de concretagem deverá ser a indicada nos Desenhos de Projeto. O lançamento deverá ser executado em subcamadas, com espessura inferior a 50 cm.

A espessura das camadas de concretagem e o intervalo de tempo entre duas camadas obedecerão, basicamente, às seguintes condições:

- intervalo de tempo entre a deposição de duas camadas sucessivas não deverá ser menor que 72 horas, exceto nas paredes e pilares com espessuras inferiores a 3,0 m, onde o tempo mínimo será de 48 horas. Este intervalo não se aplica em concretagem contínua com uso de forma deslizante.

- no concreto de segundo estágio das guias das comportas, esse tempo não deverá ser menor que 6 horas este intervalo não se aplica em concretagem contínua com uso de forma deslizante.

- nos concretos lançados sobre a rocha de fundação e sobre camada de concreto com idade superior a 21 dias, a altura do lance inicial de concretagem não deverá ser superior a 1,25 m.

Essas condições básicas poderão sofrer algumas adaptações, de acordo com os resultados dos estudos térmicos definitivos, a serem executados a partir dos concretos obtidos com as dosagens finais.

O lançamento deverá ser efetuado em operação contínua, tanto quanto praticável, até que seja concluída a camada ou o bloco.

O topo das camadas de concretagem deverá apresentar uma superfície aproximadamente horizontal. As juntas de construção, nos paramentos inclinados e expostos, deverão terminar aproximadamente normais à superfície.

Os taludes formados pelos bordos não confinados das subcamadas de concretagem deverão ser mantidos os mais íngremes possíveis. O concreto ao longo desses bordos não deverá ser vibrado até que o concreto adjacente seja lançado, para prosseguimento da subcamada, exceto quando, devido às condições climáticas, forem determinados outros procedimentos.

Em função das condições climáticas e das dimensões das camadas, a CONSTRUTORA deverá tomar as providências necessárias para evitar a secagem rápida da superfície do concreto recém-lançado, especialmente sob efeito de sol ou vento forte, mediante o emprego de nebulizadores de água, colocados diretamente sobre a superfície, ou adotando outros métodos, tais como o recobrimento das sub-camadas com elementos isolantes (lonas, sacos de aniagem ou plásticos) ou cura química.

b) Temperatura de lançamento

A temperatura do concreto na ocasião de seu lançamento, para alturas de lances de concretagem estabelecidas nos Desenhos de Projeto, não deverá ultrapassar a 35°C, nem resultar inferior a 5°C. Esses valores poderão ser revistos a partir da realização dos estudos térmicos do concreto considerando, efetivamente, os materiais e as condições existentes no canteiro de obras.

### 3.7.2. Condições especiais de lançamento

a) Concreto sobre rocha de fundação

As superfícies de rocha, sobre as quais serão apoiadas as estruturas de concreto, deverão ser preparadas de forma a proporcionar uma aderência perfeita entre a rocha e o concreto.

Deverão ser aparados todos os cantos vivos e todas as saliências agudas de rocha, que possam causar trincas no concreto, e tratadas todas as fissuras da rocha. Caso ocorram rochas alteráveis pelas intempéries, as superfícies das mesmas deverão ser protegidas por uma camada de argamassa com cerca de 2 cm de espessura.

Havendo necessidade do uso de concreto de regularização sobre a rocha, este poderá ser da classe A desde que outra classe não esteja especificada nos Desenhos de Projeto.

b) Concreto de segundo estágio (ou secundário)

As concretagens de segundo estágio (para o envolvimento de peças metálicas) deverão, além de obedecer ao estipulado nesta Seção, seguir as recomendações e as tolerâncias especificadas no item 9.

As juntas de construção, contra as quais será lançado o concreto secundário, deverão ser preparadas como especificado no item 6.13 e as peças metálicas, a serem envolvidas por concreto secundário, deverão estar limpas, apoiadas e fixadas, como especificado no item 9.

O adensamento do concreto deverá ser efetuado cuidadosamente, a fim de evitar danos ou deslocamentos das peças metálicas.

Qualquer peça metálica que tenha sido deslocada ou danificada deverá ser prontamente alinhada e corrigida pela CONSTRUTORA.

O lançamento do concreto de envolvimento das peças metálicas deverá ser feito de maneira extremamente cuidadosa, a fim de assegurar o carregamento uniforme dessas peças, evitando qualquer deslocamento ou deformação delas.

Para realizar o preenchimento correto de locais de difícil acesso, a CONSTRUTORA deverá contemplar em seus planos o uso de "cachimbos" ou outros dispositivos que atendam esta finalidade.

Após todas as partes embutidas estarem envolvidas com concreto, deverão ser executadas as injeções de contato. As pressões de injeção e os outros procedimentos afins serão determinados de acordo com a orientação dos fabricantes dos equipamentos.

As superfícies do concreto de primeiro estágio das ranhuras de guias, soleiras e batentes das comportas, deverão, antes do posicionamento das peças fixas, ser inteiramente preparadas conforme especificado.

Na concretagem das guias, o concreto deverá ser lançado cuidadosamente, com baixa velocidade de lançamento (inferior a 1,0 m/h), de forma que o material resulte homogêneo e compacto.

Deverão ser deixadas aberturas (janelas) nas formas, para garantir a saída de ar e facilitar o preenchimento dos espaços a serem concretados e o adensamento do concreto.

c) Concreto das faces da barragem/vertedouro

A barragem/vertedouro será constituída de um maciço de concreto compactado a rolo envolvido por zonas de concreto convencional na base, no paramento de montante e no talude de jusante.

A camada de concreto convencional na base será lançada diretamente sobre a rocha, de acordo com os métodos previstos nesta especificação, com espessura mínima de 0,3 m, de modo a conformar uma camada que constitua uma praça adequada para o lançamento inicial de CCR.

No paramento de montante será executado concreto convencional dotado de juntas de contração, alteado juntamente com as camadas de CCR, conforme mostrado nos Desenhos.

Na face de jusante, a camada de concreto convencional deverá ser alteada juntamente com as camadas de CCR, conforme mostrado nos Desenhos.

d) A crista do vertedouro será concretada sobre o maciço de CCR executado previamente.

### 3.7.3. Adensamento

O concreto de cada subcamada deverá ser adensado até atingir a máxima densidade praticável, que não provoque a segregação dos agregados e/ou a exsudação da água de

amassamento, de modo a evitar a ocorrência de vazios ou bolsões de ar no interior da massa de concreto ou ao longo das superfícies das formas e dos materiais embutidos.

O adensamento do concreto deverá ser efetuado por meio de vibradores, com acionamento elétrico ou pneumático.

A quantidade, diâmetro, potência unitária e demais características dos vibradores disponibilizados pela CONSTRUTORA, na obra, deverão ser suficientes e compatíveis com as dimensões das peças a serem concretadas e adequados para atender os padrões de qualidade aqui especificados nesta.

O vibrador deverá ser operado em posição próxima à vertical e o cabeçote deverá penetrar no concreto sob a ação de seu próprio peso.

O adensamento das subcamadas de concreto deverá ser efetuado de maneira que o cabeçote do vibrador penetre e revibre o concreto da região superior da subcamada subjacente.

As partículas graúdas de agregado, que estiverem na superfície de uma camada de concreto, deverão ser introduzidas na massa do concreto durante a operação de adensamento.

A região de contato, entre dois lançamentos consecutivos de uma mesma subcamada, deverá ser cuidadosamente adensada, de forma a garantir a homogeneidade do concreto nessa região.

Deverão ser evitados os contatos dos cabeçotes de vibração com as superfícies das formas, armaduras ou qualquer peça ou material embutido no concreto.

Deverá ser assegurada a máxima compacidade do concreto nas proximidades dos veda-juntas.

### 3.8. Cura e proteção

#### 3.8.1. Generalidades

A cura do concreto deverá ser feita, normalmente, por meio de água. Poderão ser utilizados outros métodos, como a cura com produtos químicos (por membrana ou película), desde que esses métodos sejam coerentes com os acabamentos previstos para as superfícies de concreto.

#### 3.8.2. Cura por Água

A cura por água deverá ser iniciada tão logo o concreto tenha atingido resistência suficiente para que a superfície não seja danificada pelo umedecimento.

O concreto deverá ser umedecido de maneira contínua, por meio de aspersão, nebulização ou borrifação de água. A cura do concreto moldado, antes da desforma, deverá ser efetuada de modo a conservar a superfície de contato forma-concreto a mais úmida possível.

A cura de uma camada de concreto deverá ser efetuada por um período de, no mínimo, 14 dias, ou até que seja coberta por uma nova camada de concreto.

A água a ser utilizada para a cura do concreto deverá atender as exigências especificadas.

### 3.8.3. Cura por produtos químicos

O agente de cura deverá apresentar consistência e qualidade uniformes em cada lote e estar em conformidade com as prescrições da ASTM C-309 Tipo 2, aplicáveis ao caso.

A aplicação do produto químico deverá ser iniciada imediatamente após as operações de acabamento da superfície do concreto.

Caso a película de cura seja danificada, ou descole da superfície do concreto, durante o período de cura, a mesma deverá ser imediatamente reparada.

### 3.8.4. Proteção

A CONSTRUTORA deverá proteger o concreto contra danos de qualquer natureza.

Quando ocorrerem temperaturas abaixo de 5°C, as superfícies de concreto recém lançadas deverão ser protegidas com material isolante.

Durante as 24 horas que se seguirem a um lançamento de concreto, nenhum tráfego será permitido sobre o mesmo, exceto se as superfícies estiverem protegidas por passadeiras ou outros meios eficientes.

## 3.9. Juntas no concreto

### 3.9.1. Generalidades

As juntas de construção, de contração e de dilatação, deverão ser construídas como e onde mostradas nos Desenhos de Projeto.

As superfícies das juntas deverão ser aproximadamente horizontais ou verticais, retas e contínuas, exceto quando especificado de outro modo.

Deverão ser tomados todos os cuidados para evitar que o concreto da superfície de uma junta seja danificado durante o período de endurecimento.

Não será permitido o tráfego sobre o concreto antes que este tenha endurecido o suficiente para suportá-lo, sem qualquer dano. Em caso de necessidade comprovada, poderá ser autorizado o tráfego, desde que o concreto seja adequadamente protegido contra eventuais danos.

### 3.9.2. Preparação e limpeza das superfícies de concreto nas juntas de construção

As superfícies de concreto, nas juntas de construção, sobre ou contra as quais será lançada nova camada de concreto, deverão, na ocasião do lançamento, estar limpas, ásperas, úmidas e sem água.

A preparação ("corte") e a limpeza das superfícies de concreto, nas juntas de construção, deverão ser feitas de maneira a remover toda a nata de cimento, concreto solto ou defeituoso, resíduos, manchas de óleo ou graxa, lama, entulho, areia, detritos de qualquer natureza e materiais deletérios.

A preparação das superfícies de concreto, nas juntas de construção, deverá ser efetuada por meio dos seguintes procedimentos:

- jato de areia;
- jato de água a alta pressão (40 MPa);
- jato de ar-água a baixa pressão (0,3 MPa);
- apicoamento ou raspagem.

Durante a preparação das superfícies de concreto, nas juntas de construção, deverão ser tomadas todas as precauções, a fim de evitar desgastes excessivos do concreto.

O concreto deverá ser "cortado" de modo a expor o agregado limpo, mas não a ponto de remover ou soltar o agregado graúdo.

Após o "corte", a superfície de concreto deverá ser lavada até que sejam removidos os materiais soltos. A água e os resíduos do "corte" das superfícies de concreto deverão ser removidos, de modo que não venham a prejudicar o aspecto estético das superfícies de concreto, que ficarão aparentes.

### 3.9.3. Juntas de construção não previstas (juntas "frias")

Juntas "frias" deverão ser evitadas, sempre que possível. No entanto, ocorrendo um evento que determine a interrupção de um lançamento, as frentes ("cabeças") das subcamadas deverão ser preparadas, conforme as instruções expostas a seguir.

Caso o lançamento seja reiniciado antes do início da pega do concreto, não será necessária nenhuma preparação, a menos de cuidados especiais no adensamento da frente da subcamada.

Caso o lançamento venha a ser reiniciado após o início da pega do concreto, a junta "fria", que se formar, deverá ser preparada como uma junta de construção comum, conforme especificado.

### 3.9.4. Juntas de expansão e contração

As juntas no concreto deverão ser construídas como indicado nos Desenhos. Exceto onde indicado em contrário, nenhum metal fixo, embutido no concreto, deverá ser contínuo através de uma junta de expansão ou de contração. As superfícies de lajes adjacentes não deverão ser desencontradas em mais do que 6 mm.

Na barragem e vertedouro as juntas de contração deverão possuir vedajuntas. Conforme indicado nos Desenhos, na face de montante haverá vedajunta duplo de PVC intercalado por dreno.

a) Materiais

Os materiais empregados nos trabalhos desta Seção deverão estar de acordo com as normas de fabricantes a seguir especificados.

- Revestimento antiaderente

  Pintura asfáltica ou com outro material aprovado, tal como óleo mineral ou piche.

- Vedajuntas

- Aço comum

  Tipo ASTM A36, "Specification for Structural Steel".

- Cloreto de polivinil

  Os materiais aplicados nas juntas deverão ser fornecidos pela CONSTRUTORA, de acordo com as características indicadas nesta Seção.

  A CONSTRUTORA poderá utilizar novos materiais e novas concepções, desde que sejam apresentados certificados de ensaios, realizados em instituições de pesquisa, e atestados que comprovem a sua utilização, com sucesso, em obras similares.

  O dispositivo para a vedação de juntas será constituído de perfil extrudado, à base de cloreto de polivinil (PVC), fornecido com as dimensões e características indicadas nos Desenhos de Projeto, e deverá atender os requisitos da norma NBR 8803.

  Será exigido que a CONSTRUTORA apresente o certificado de ensaio de qualificação das partidas recebidas no canteiro de obras.

  Os dispositivos de vedação deverão ser fornecidos em comprimento tal que a soldagem de campo seja mínima e serão cuidadosamente instalados de maneira a formar, nas juntas, um elemento contínuo e estanque à água.

  As superfícies dos dispositivos de vedação, no momento de sua instalação, deverão estar limpas, sem manchas de óleo ou graxa e isentos de outros materiais prejudiciais.

  Quando for necessária a realização de emendas nos dispositivos de vedação, estas deverão ser feitas de maneira que as extremidades acopladas resultem perfeitamente alinhadas e sejam mantidas as seções transversais típicas e a estanqueidade dos dispositivos.

  As soldagens de campo serão executadas por pessoal qualificado e experiente nesse tipo de serviço e deverão atender as recomendações do fabricante.

  A resistência à tração nas soldas deverá ser, no mínimo, igual a 75% da resistência à tração do material não soldado.

Todas as soldas, inclusive em peças especiais de ligação, deverão ser executadas de maneira que quaisquer seções transversais resultem densas, homogêneas e isentas de porosidade. As uniões em forma de "tê" e "cruz", fornecidas pelo fabricante, deverão ser empregadas nos locais determinados nos Desenhos de Projeto.

Os dispositivos de vedação simétricos deverão ser instalados com metade de sua largura embutida no concreto de cada lado da junta, a menos que seja indicado de outra forma nos Desenhos de Projeto.

Durante a execução dos serviços, deverão ser tomadas medidas adequadas para apoiar e fixar os veda-juntas nas posições indicadas nos Desenhos de Projeto e para assegurar o seu correto embutimento no concreto.

Deverão ser tomadas as precauções necessárias para proteger, contra danos, as bordas e extremidades expostas e salientes dos dispositivos de vedação parcialmente embutidas no concreto.

Os vários tipos de vedajuntas deverão ter seções transversais como mostrado nos Desenhos.

Todos os tipos deverão ser de resina de cloreto de polivinil extrudado e plastificado com plastificante do tipo não-migratório, resistente ao tempo e de acordo com as seguintes características:

| | |
|---|---|
| Dureza "Shore": | 68 ± 5 |
| Alongamento de ruptura: | 300% |
| Peso específico: | 1,48 ± 0,03 gf/cm³ |
| Resistência à tração: | 140 kgf/cm² |
| Resistência ao cisalhamento: | 100 kgf/cm² |

- Enchimento de junta de expansão
  - Compensado

    Madeira compensada de 25 mm de espessura.
  - Feltro

    Manta de feltro industrial com peso entre 3 e 3,3 kgf/m² para espessura de 25 mm, segundo especificações da "ASTM D-146-72 Felted and Woven Fabrics Saturated Bituminous Substances for Use in Water Proofing and Roofing".

b) Aplicação

- *Revestimento antiaderente*

Onde mostrado, ou como indicado, as juntas de contração deverão ser tratadas com um revestimento aprovado. Este revestimento deverá ser colocado pelo menos 24 horas antes do lançamento do concreto adjacente. As superfícies que devam

receber a aplicação deverão estar limpas e secas. Todos os revestimentos deverão ser aplicados de acordo com as instruções do fabricante.

- *Vedajuntas*

  Os vedajuntas deverão ser fornecidos num comprimento tal que a soldagem de campo seja mínima. Uniões em tê e cruz, fornecidas pelo fabricante, deverão ser usadas em todos os locais onde os ângulos de conexão possam ser determinados pelos Desenhos, para permitir a aquisição. As emendas especiais de campo para outros locais serão permitidas, desde que executadas por pessoa de experiência. Ambas as soldagens, de campo e de fábrica, deverão ser efetuadas de acordo com as recomendações do fabricante dos vedajuntas e as soldas deverão resistir a um esforço de tração não inferior a 75% do material não soldado. Todas as soldas e peças especiais de ligação deverão ser soldadas de maneira que quaisquer seções transversais sejam densas, homogêneas e isentas de toda porosidade.

  A fim de eliminar instalação defeituosa que possa resultar em vazamento na junta, deverá ser tomado cuidado especial de forma que os vedajuntas estejam corretamente posicionados durante a instalação. Medidas adequadas deverão ser tomadas para apoiar os vedajuntas durante o andamento do trabalho e para assegurar o seu devido embutimento no concreto. As metades simétricas deverão ser igualmente divididas entre os lançamentos de concreto adjacentes às juntas, em todos os casos onde o eixo dos vedajuntas deva coincidir com as aberturas das juntas. Deverá ser assegurada a máxima densidade e impermeabilidade do concreto nas proximidades de todas as juntas. Deverão ser tomadas precauções adequadas para proteger contra danos as bordas e extremidades expostas e salientes dos vedajuntas parcialmente embutidos. Os Desenhos fornecerão os detalhes das proteções.

  Os vedajuntas metálicos deverão ser unidos por solda, numa união estanque. Os vedajuntas metálicos deverão ser suportados e fixados para manterem a posição determinada.

*c) Enchimento de junta de expansão*

Nas juntas de expansão, como indicado nos Desenhos, serão aplicados enchimentos de madeira compensada ou de juntas elásticas expansíveis.

A colocação de enchimento de feltro nas tubulações sob pressão, deverá ser feita da seguinte forma:

- aplicar, a frio, uma demão de revestimento aderente;

- fixar uma primeira camada de feltro, com espessura de 25 mm, utilizando o revestimento como adesivo;

- aplicar, a frio, outra demão de revestimento aderente sobre a primeira camada de feltro;

- fixar uma segunda camada de feltro, com espessura igual à anterior, utilizando o revestimento aderente como adesivo;

- aplicar, a frio, uma demão final de revestimento anti-aderente sobre a segunda camada de feltro.

Os recortes das mantas de feltro devem ser realizados de forma a desencontrar as emendas entre a primeira e a segunda camadas.

## 3.10. Acabamentos

### 3.10.1.Generalidades

Os tipos de acabamentos, a serem efetuados nas diversas superfícies de concreto, estão indicados nos Desenhos de Projeto e deverão atender as condições especificadas neste item e as disposições constantes no item *Instalações, Acabamentos Arquitetônicos e Urbanização*. O acabamento das superfícies finais de concreto deverá ser executado com o concreto ainda em estado plástico, ou mediante um cuidadoso preparo das superfícies das formas contra as quais o concreto ficará em contato.

As irregularidades nas superfícies de concreto serão classificadas em "abruptas" e "graduais".

As irregularidades causadas por deslocamentos ou má colocação das formas ou outros defeitos semelhantes serão consideradas como abruptas e deverão ser verificadas por medição direta.

Todas as outras irregularidades serão entendidas como graduais e deverão ser verificadas através de gabarito. O comprimento do gabarito, para a verificação das superfícies de concreto executadas sem o uso de formas, tipo U, será de 3,0 m. O comprimento do gabarito para a verificação das superfícies de concreto executadas com uso de formas, tipo F, será de 1,5 m.

As superfícies expostas ao tempo, indicadas normalmente como sendo horizontais, deverão ser dotadas de declividade que possibilite a drenagem superficial. Para tanto, as superfícies, como topos de muro e parapeitos, deverão ter declividades de aproximadamente 3% e as superfícies como passeios, estradas e plataformas, declividade próxima de 2%. Superfícies extensas deverão ser executadas com declividade em mais de uma direção, de modo a facilitar o escoamento das águas. As superfícies, que não apresentarem o acabamento indicado no Projeto, deverão ser reparadas conforme descrito nestas Especificações.

### 3.10.2.Acabamento em superfícies executadas sem formas

Os tipos de acabamento nas superfícies de concreto executadas sem o uso de formas, designados por U1, U2 e U3, serão obtidos como indicado a seguir:

- acabamento tipo U1 - é o acabamento obtido por sarrafeamento e por eventuais regularizações através do emprego de desempenadeira de madeira, em pontos localizados. Deverá ser aplicado às superfícies que serão posteriormente cobertas por materiais de enchimento ou por concreto, ou que não requeiram um acabamento liso.

Em pisos ou pavimentos, a superfície após o desempeno deverá ser limpa e escovada com escova ou vassoura de cerdas rijas, na direção transversal à sua linha de centro;

- acabamento tipo U2 - é o acabamento obtido por desempenadeira de madeira e deverá ser iniciado tão logo a superfície tenha endurecido o suficiente para permitir que tal acabamento produza uma superfície que não apresente marcas de sarrafo e que seja uniforme em textura. Deverá ser aplicado às superfícies não cobertas permanentemente por materiais de enchimento ou por concreto, nas lajes da face da barragem e em pisos e pavimentos;

- acabamento tipo U3 - é o acabamento obtido por colher de pedreiro ou por desempenadeira de aço. Deverá ser iniciado, após a superfície ter sido desempenada como especificado para o tipo U2, deixando-a livre e isenta de deformidades e de marcas de colher. As irregularidades graduais dessas superfícies não poderão ultrapassar a 6 mm e terão por finalidade eliminar todas as irregularidades abruptas. Deverá ser aplicado às superfícies onde o alinhamento e os nivelamentos acurados são necessários para a prevenção de efeitos destrutivos da ação da água e em pisos, ou onde indicado nos Desenhos de Projeto.

### 3.10.3.Acabamento em superfícies executadas com formas

Os tipos de acabamento nas superfícies de concreto executadas com o uso de formas, designados por F1, F2, e F3, deverão ser obtidos como a seguir especificado:

- acabamento tipo F1 (em superfícies não expostas à vista) - as superfícies de concreto com este acabamento não necessitam qualquer tratamento especial, após a remoção das formas, exceto quanto ao eventual reparo do concreto defeituoso. Deverá ser aplicado em superfícies sobre ou contra as quais será posteriormente lançado concreto ou qualquer outro material de enchimento, ou que serão cobertas permanentemente por água, e às superfícies das juntas de contração;

- acabamento tipo F2 - as superfícies com este tipo de acabamento deverão apresentar aparência uniforme, devendo o concreto eventualmente defeituoso ser reparado e os orifícios, deixados por fixadores de formas, preenchidos com argamassa seca. Deverá ser aplicado em todas as superfícies que não serão recobertas permanentemente por concreto ou por qualquer material de enchimento e que não requeiram acabamento tipo F3;

- acabamento tipo F3 - as superfícies com este tipo de acabamento deverão ser duras, lisas e densas, sem saliências, depressões, furos e irregularidades e exigirão cuidados especiais para assegurar que resulte um acabamento de alta qualidade. As irregularidades abruptas deverão ser eliminadas ou transformadas em graduais (por esmerilhamento) e estas não poderão exceder a 6 mm. Os orifícios deixados por fixadores de formas deverão ser preenchidos com material que apresente propriedades compatíveis com o local de utilização. Deverá ser aplicado em superfícies sujeitas ao efeito destrutivo do fluxo de águas, nas quais os alinhamentos e os nivelamentos são muito importantes para evitar que o concreto seja danificado.

## 3.11. Tolerâncias de construção

As tolerâncias indicadas a seguir são de ordem geral e não abrangem, necessariamente, todas as situações das estruturas. Desse modo, os Desenhos de Projeto poderão apresentar tolerâncias para itens específicos.

Quando não indicado de outra forma nos Desenhos, as variações admissíveis nos alinhamentos, níveis, declividades e dimensões das estruturas de concreto, em relação às mostradas nos Desenhos de Projeto, estão apresentadas no Quadro a seguir:

| TIPO | TOLERÂNCIAS (*) | |
|---|---|---|
| | VARIAÇÃO (%) | LIMITE MÁXIMO (cm) |
| Prumo de muros, paredes, pilares e arestas | 0,2 | 3,0 |
| Alinhamento de muros, paredes, pilares e vigas | 0,1 | 2,0 |
| Espessura de muros, paredes, lajes, pilares e vigas | -2,0 a +5,0 | - |
| Níveis de greides:<br>– laje superior de pontes e muros<br>– soleira e calha do vertedouro | <br>0,2<br>0,1 | <br>1,0<br>0,5 |
| Raio de curvatura:<br>– plano paralelo ao fluxo<br>– borda do vertedouro | <br>0,2<br>- | <br>-<br>0,5 |
| Dimensões individuais, exceto as já especificadas | ± 0,5 | - |
| Locação de embutidos e aberturas | - | ± 0,5 |
| Perfil linear em relação à localização em planta | 0,15 | 0,5 |

(*) As construções cobertas ou envolvidas por aterro terão tolerância duas vezes maior que as especificadas neste Quadro. A tolerância admitida deverá ser o menor dos dois valores encontrados.

As partes concretadas que excederem os limites das tolerâncias, aqui especificadas, serão corrigidas ou removidas e, novamente, concretadas.

## 3.12. Reparos no concreto

Nenhum reparo no concreto poderá ser efetuado antes da inspeção da estrutura e determinação do método executivo, assim como os materiais e os equipamentos a serem utilizados nos serviços.

Os reparos deverão ser realizados conforme indicado nestas Especificações.

Concreto danificado ou defeituoso e concreto que, devido às irregularidades de sua superfície, precisará ser reparado, removido ou reconstruído, deverá ser substituído por enchimento seco, concreto, argamassa com microssílica ou adesivo epóxico.

Em geral, tais materiais deverão ser empregados como a seguir especificado:

- enchimento seco - utilizado em reparos (vazios) que tenham, pelo menos, uma dimensão de superfície menor do que a profundidade, em locais que não sejam contíguos às armaduras;
- enchimento com concreto - utilizado em vazios que se estendam de um lado ao outro da seção de concreto, quando esta não for armada e apresentar área maior do que 1.000 cm² e profundidade superior a 10 cm. Deverá ser usado, também, em vazios existentes em concreto armado, em que a profundidade se estenda além da armadura. Neste último caso, se a área for menor do que 500 cm², o vazio deverá ser alargado, para permitir o enchimento satisfatório;

- argamassa - utilizada em vazios muito largos, que seriam preenchidos com enchimento seco, ou muito rasos, para serem obturados com concreto;

- adesivo epóxico - utilizado sempre que forem necessários reparos de alta resistência, principalmente em superfícies para as quais estão especificados acabamentos do tipo U3 ou F3.

Alternativamente ao uso de adesivo epóxico especificado para reparos em acabamentos U3 e F3, poderá ser utilizada argamassa com adição de sílica ativa, sem a utilização de adesivo epóxico como ponte de aderência. A composição da argamassa para reparos no caso de superfícies hidráulicas deverá ser:

| | |
|---|---|
| Traço (em peso) | 1:2 |
| Fator A/C | 0,4 |
| Sílica ativa | 8,0% |
| Superplastificante em pó | 0,3% |

A resistência mínima fcj aos 28 dias deverá ser de 52 MPa. No caso de superfície não hidráulica a resistência mínima deverá ser de 42 MPa.

Todo o concreto danificado ou defeituoso deverá ser removido, cortando, pelo menos, 2 cm de concreto são, ao longo de todas as superfícies de contorno do reparo, em forma de cunha e com as bordas em ângulos agudos próximos a 90 graus. Em superfícies onde forem exigidos acabamentos do tipo U3 e F3, tais cortes deverão ser realizados com disco de diamante. Onde as irregularidades abruptas e/ou graduais excederem os limites especificados no item 6.11, as saliências deverão ser eliminadas por martelamento ou por desbaste. Nos reparos com concreto e argamassa, as superfícies internas da área a ser reparada deverão ser limpas e molhadas antes do lançamento do concreto ou da argamassa de enchimento.

A cura dos reparos deverá ser efetuada, conforme especificado no item 6.8.

## 3.13. Formas

### 3.13.1.Generalidades

As formas deverão ser estanques, suficientemente resistentes e estar rigidamente fixadas na posição correta, para não perderem a nata ou argamassa, não se deformarem quando do lançamento e vibração do concreto e não desobedecerem às tolerâncias aqui especificadas.

As faces das formas que ficarem em contato com o concreto deverão proporcionar às superfícies de concreto os acabamentos aqui especificados. O revestimento das formas, quando estas forem reutilizadas, deverá ser mantido em condições aceitáveis.

As formas, para as superfícies que exigirem acabamentos dos tipos F2 e F3, deverão ser construídas de modo que produzam uma textura consistente à superfície do concreto. Essas formas deverão ser colocadas de tal modo que as linhas e as juntas horizontais sejam contínuas, em toda a superfície. Caso as formas sejam revestidas com madeira compensada ou com painéis de madeira comum, as linhas verticais deverão ser contínuas ao longo de toda a superfície. Deverão ser colocados sarrafos de 4 cm por 4 cm, nos cantos externos das formas, para produzirem chanfros nas superfícies de concreto permanentemente expostas. Os cantos internos das superfícies não necessitarão ser chanfrados, salvo se indicado nos Desenhos de Projeto.

As formas para superfícies curvas deverão ser construídas de modo a acompanhar, com precisão, as curvaturas indicadas nos Desenhos de Projeto. Onde necessário, as formas de madeira deverão ser construídas com revestimento flexível, garantindo a continuidade da curvatura exigida. As formas deverão ser construídas de maneira que quaisquer marcas de juntas ou uniões, na superfície do concreto, sigam, em geral, a linha de fluxo da água. As formas deverão ser projetadas de modo a permitir que o concreto seja lançado o mais próximo de sua posição final. Onde necessário, deverão ser previstas aberturas provisórias nas formas, para facilitar a inspeção, limpeza e adensamento do concreto. Após a montagem das formas, todas as imperfeições existentes em suas superfícies serão corrigidas, devendo ser batidos e embutidos todos os pregos e eliminadas quaisquer asperezas.

### 3.13.2.Fixação das formas

Os tirantes (ancoragens), utilizados para a fixação das formas, deverão ser projetados e instalados de modo que, após a remoção das formas, permaneçam embutidos e nenhum deles fique posicionado a menos de 5 cm da face moldada do concreto. Os tirantes (ancoragens) deverão ser instalados de modo a permitir a remoção das formas, sem causar danos às superfícies de concreto. As reentrâncias ou vazios, resultantes da remoção das extremidades dos tirantes, deverão ser preenchidos, conforme prescrito no item correspondente.

Ancoragens embutidas, para sustentação das formas do lance subseqüente, deverão ser colocadas, no mínimo, 10 cm abaixo da junta horizontal projetada, a fim de não causar interferência com as armaduras.

É vedado o uso de tirantes de arame embutidos, para a fixação de formas em paredes de concreto sujeitas à pressão d'água.

### 3.13.3.Limpeza e preparo das formas

Por ocasião do lançamento do concreto, as superfícies das formas deverão estar isentas de incrustações de argamassa, nata de cimento ou outros materiais.

Antes do lançamento, as superfícies das formas deverão ser untadas com óleo mineral parafinado e incolor ou outro produto específico, apropriado, a fim de impedir a aderência do concreto às formas e não provocar manchas no concreto. Excessos de óleo também deverão ser removidos.

A CONSTRUTORA deverá atentar para que o referido óleo não contamine o concreto que será ligado com uma nova camada, bem como com as superfícies das armaduras, dos veda-juntas, dos embutidos ou com outras superfícies onde se deseja assegurar a aderência ao concreto. Caso ocorra tal contaminação, a CONSTRUTORA deverá providenciar a limpeza dessas superfícies.

### 3.13.4.Remoção das formas e descimbramento

As formas só poderão ser removidas após o concreto ter adquirido a resistência especificada ou indicada nos Desenhos de Projeto. De um modo geral, o tempo não será inferior a:

- colunas, muros e paredes ..... 2 dias;
- vigas e lajes ..... 7 dias;
- concreto massa ..... 1 dia.

As formas e os escoramentos deverão ser cuidadosamente removidos, a fim de evitar danos ao concreto.

## 3.14. Concreto projetado

### 3.14.1.Generalidades

As áreas a serem efetivamente revestidas em concreto projetado, tais como: túneis forçados, espelhos dos túneis forçados, galerias de drenagem, taludes de escavação, barragem principal e outros locais, estão indicadas nos Desenhos de Projeto.

Poderá ser adicionada fibra de aço em substituição à tela metálica, conforme indicado nos Desenhos de Projeto e desde que suas características atendam as exigências de resistência e durabilidade. Na ausência de Normas brasileiras para especificação de traços, ensaios, homogeneidade do concreto, poderão ser utilizadas as normas estrangeiras como o American Concrete Institute (ACI), do Comité EuroInternational du Beton (CEB) e trabalhos de teses provenientes de escolas e laboratórios de idoneidade comprovada.

A quantidade das fibras de aço será definida com base em ensaios de laboratório e de ensaios de aderência executados na obra, em materiais representativos das litologias a serem tratadas.

### 3.14.2.Materiais

O concreto será composto de cimento Portland comum, ou pozolânico, água e agregado miúdo, podendo ou não conter agregado graúdo. Deverá ser utilizado um aditivo acelerador de pega que atenda as normas ASTM C-494.

Todos os materiais, inclusive a água, deverão apresentar características, conforme estabelecido nestas Especificações.

O cimento, os agregados e os eventuais aditivos em pó, serão medidos em massa e deverão estar secos. A percentagem de água contida nos agregados deverá ser menor que 5% da massa do agregado seco.

### 3.14.3.Equipamento

O equipamento de lançamento de concreto  poderá ser de via seca ou úmida.

### 3.14.4.Mão-de-obra

O operador do equipamento de lançamento deverá ter experiência na aplicação de concreto projetado.

O operador deverá lançar o concreto a uma distância uniforme da parede e da abóbada dos túneis e galerias, estimada em aproximadamente 1,5 m. O bico deverá estar adequadamente posicionado, de maneira a garantir que o fluxo de material atinja a superfície em ângulo reto ou tão próximo deste quanto possível.

O concreto projetado será aceito desde que tenha a massa específica de 2,2 t/m³ e se apresente uniforme, com pequena reflexão e sem falhas de aderência perceptíveis entre as camadas.

### 3.14.5.Composição e dosagem do concreto

O fator água/cimento do concreto lançado deverá ser o mínimo para obter as resistências exigidas.

O aditivo acelerador de pega deverá ser um produto comercial produzido regularmente e aplicado de acordo com as instruções do fabricante, de modo que, com a sua mistura, o concreto apresente o início de pega em menos de 5 minutos e o final de pega em menos de 15 minutos.

As dosagens do concreto projetado deverão permitir a obtenção de resistências mínimas fcj à compressão de 2 MPa em 10 horas e de 20 MPa em 28 dias, cujos valores serão verificados como indicados nestas Especificações.

### 3.14.6.Ensaios para controle de qualidade

Antes da aplicação de qualquer concreto projetado a CONSTRUTORA deverá preparar e fornecer as amostras do concreto, na forma de painéis de ensaio, obtidas pela aplicação de concreto projetado sobre formas de madeira ou sobre uma superfície de rocha similar àquela a ser tratada.

A base de cada painel deverá ter, no mínimo, 1,0 m por 1,0 m e a espessura do concreto projetado não deverá ser menor do que 8 cm. Deverão ser executados três painéis para cada dosagem, sendo que um deles terá o concreto projetado para baixo sobre superfície horizontal, o outro, o concreto projetado sobre superfície inclinada ou vertical e o terceiro, projetado para cima sobre superfície horizontal.

Para executar o controle de qualidade de rotina, enquanto estiver sendo aplicado concreto projetado, a CONSTRUTORA deverá preparar um painel de ensaio de 30 cm por 30 cm de base e de 10 cm de espessura, a cada 7 dias de serviço.

A resistência à compressão do concreto projetado será estabelecida, através de ensaios realizados com corpos de prova cúbicos, de 8 cm de lado ou cilíndricos com Dmáx ≥ 5,0 cm, retirados dos painéis.

Se os ensaios de resistência indicarem que o concreto projetado não atende as Especificações, a CONSTRUTORA deverá tomar as medidas corretivas.

### 3.14.7.Preparação das superfícies

Antes do concreto projetado ser aplicado sobre qualquer superfície, incluindo as superfícies previamente tratadas com concreto projetado, a CONSTRUTORA deverá efetuar uma cuidadosa limpeza, removendo toda a sujeira, lama, entulho, óleo, graxa, partículas soltas e qualquer outro material deletério, ou mesmo, concreto projetado que tenha aderido à superfície por reflexão, quando aplicado em locais próximos. Esta limpeza incluirá o uso de jatos de ar e água ou jato de areia, se julgados necessários.

Imediatamente antes de aplicar concreto projetado nas superfícies indicadas nos Desenhos de Projeto, a CONSTRUTORA deverá remover toda a água excedente. Surgências de água e águas superficiais, existentes nas superfícies a serem tratadas, deverão ser controladas e drenadas, antes do lançamento do concreto projetado.

Nos locais onde tenha sido instalada tela metálica sobre a superfície da rocha, a CONSTRUTORA deverá remover todo material solto das superfícies da rocha, antes da aplicação do concreto projetado.

### 3.14.8.Lançamento e cura

O concreto projetado, a céu aberto, somente poderá ser aplicado se as condições climáticas o permitirem, ou quando a CONSTRUTORA providenciar a proteção adequada da área a ser tratada.

A CONSTRUTORA deverá envidar todos os esforços para conseguir um mínimo de reflexão do concreto projetado. O material refletido deverá ser removido pela

CONSTRUTORA, antes do prosseguimento dos trabalhos em qualquer área adjacente, e não poderá ser reutilizado.

Cuidados especiais deverão ser tomados para que esse material não se acumule nas junções de paredes e pisos, tanto em trabalhos de superfície, como em obras subterrâneas.

As espessuras do concreto projetado deverão ser as indicadas nos Desenhos de Projeto. Desde que não ocorra descolamento do concreto, a espessura máxima permitida, para a aplicação de cada camada, será de aproximadamente 7 cm.

Nos lançamentos na vertical ou próximos da vertical, poderá ser exigido que as camadas de concreto projetado sejam aplicadas com menor espessura. Nesse caso, a aplicação deverá começar da parte mais baixa para a mais alta, e ser efetuada em faixas horizontais, até que toda a superfície seja coberta.

Quando o lançamento for próximo de estruturas existentes, a CONSTRUTORA deverá providenciar as proteções necessárias, a fim de evitar eventuais danos às mesmas.

As juntas de construção deverão ser executadas como especificado nos Desenhos do Projeto.

Onde mostrado nos Desenhos de Projeto, a CONSTRUTORA deverá aplicar concreto projetado sobre tela metálica, instalada sobre superfícies de rocha, seguindo as especificações do item 8.6. A camada de concreto, com uma espessura mínima de 2 cm, deverá cobrir toda a tela e os suportes metálicos. A camada final de concreto projetado deverá ser curada por um período mínimo de 7 dias.

### 3.14.9.Reparos

Antes do lançamento de qualquer camada de concreto projetado, a camada precedente deverá ser examinada por percussão, para serem detectadas eventuais falhas de aderência.

A CONSTRUTORA deverá reparar os defeitos existentes nas superfícies com concreto projetado, tais como: áreas soltas, fissuradas e qualquer outra área com falhas ou vazios.

Os reparos serão executados mediante a remoção total da superfície defeituosa, seguida de nova preparação da superfície e novo lançamento do concreto projetado.

### 3.14.10.Furos de alívio de pressão

Onde mostrado nos Desenhos de Projeto, a CONSTRUTORA deverá executar, obedecendo às especificações, furos de alívio de pressão com diâmetro e comprimento indicados, através do concreto projetado ou perfurados previamente à aplicação do concreto projetado e providos de tubos embutidos, com a extremidade protegida. Os furos através do concreto projetado deverão ser executados assim que ele tenha endurecido o suficiente para permitir tal operação.

### 3.14.11.Furos de drenagem

Onde houver furos de drenagem na rocha, cuja superfície será tratada com concreto projetado, a CONSTRUTORA deverá tomar as providências necessárias, a fim de evitar que esses furos sejam obturados pelo concreto projetado. Nesse caso, a CONSTRUTORA deverá promover a sua recuperação.

## 3.15. Concreto pré-moldado

Os materiais utilizados na fabricação dos elementos de concreto pré-moldado deverão atender os requisitos abaixo descritos e seguir as diretrizes dadas na NBR 9062 (Projeto e execução de estruturas pré-moldadas).

Os locais de aplicação de elementos pré-moldados de concreto armado serão definidos nos Desenhos de Projeto, onde constarão, também, o formato, dimensões e classe do concreto desses elementos.

Os elementos de concreto pré-moldado deverão ser identificados e numerados, conforme a sua ordem de montagem.

No intuito de possibilitar a utilização mais rápida dos elementos de concreto pré-moldado, a CONSTRUTORA poderá adotar processos de cura térmica.

Os elementos de concreto pré-moldado não poderão apresentar defeitos de fabricação, tais como rachaduras, cantos quebrados, saliências, falhas de concretagem, acabamento imperfeito e desalinhamento. Em caso de dúvidas quanto à resistência dos elementos, será exigido que sejam efetuadas provas de carga naqueles em que se julgar necessário.

Os elementos de concreto pré-moldado deverão ser executados sobre bases indeformáveis, em formas estanques e reforçadas.

A movimentação e o transporte dos elementos não deverão ser realizados até que o concreto neles aplicado tenha alcançado, pelo menos, 50% da resistência característica especificada, salvo indicação em contrário nos desenhos de projeto.

O içamento dos elementos de concreto pré-moldado deverá ser realizado nos pontos de apoio indicados nos Desenhos de Projeto.

O transporte dos elementos deverá ser efetuado em caminhões com suportes especiais para esta operação. Não serão aceitas peças que apresentarem fissuras causadas por imperícias no transporte ou no carregamento.

O empilhamento dos elementos de concreto pré-moldado deverá ser feito mediante a utilização de madeira ou outro material resistente, que apresente formato adequado ao apoio e isolamento entre os elementos.

# 4. CONCRETO COMPACTADO A ROLO (CCR)

## 4.1. Objeto

Esta Seção trata da execução do maciço de concreto compactado a rolo - CCR previsto na barragem/vertedouro.

Estes trabalhos deverão ser realizados conforme indicado nos Desenhos.

O CCR (Concreto Compactado a Rolo) é o produto resultante da combinação de agregados graúdos e miúdos com granulometria controlada, à qual são adicionados materiais aglomerantes tais como cimento e materiais pozolânicos. Os materiais são misturados com água até certo grau de umidade, de modo a ser obtida uma consistência seca ("no-slump") suficiente para ser vertido por caminhões basculantes ou em correias transportadoras, com espalhamento executado por equipamentos convencionais de terraplenagem e compactado por rolo vibratório liso.

A CONSTRUTORA deverá prever a alocação de equipamentos de reserva, para todas as fases do trabalho, englobando a produção, transporte, lançamento, espalhamento e compactação do CCR, considerando-se que não serão permitidas interrupções superiores a 30 minutos no processo construtivo.

## 4.2. Ensaios

Ficará a cargo da CONSTRUTORA a execução de todos os estudos de dosagem e dos ensaios referentes à determinação das propriedades dos materiais, concretos e outros considerados necessários pelo projeto, assim como os ensaios de controle de qualidade da obra estabelecidos nesta seção e demais itens.

Antes de iniciar os trabalhos, será efetuado uma pista experimental de CCR para definir os critérios executivos. A CONSTRUTORA deverá utilizar os mesmos equipamentos e materiais que serão empregados na continuação dos trabalhos.

A CONSTRUTORA deverá elaborar um plano de Controle da Qualidade para o CCR antes do início dos trabalhos de concretagem.

## 4.3. Materiais

### 4.3.1. Material cimentício

Deverá ser utilizado como material cimentício o cimento Portland pozolânico, outros tipos de materiais tais como; os cimentos Portland comum, complementados com pozolana ("fly-ash").

Estes materiais cimentícios deverão obedecer às prescrições da ET-5 e das normas NBR 5735, 5736 e 5739 da ABNT.

### 4.3.2. Agregados

O agregado graúdo de dimensão máxima de 50 mm será obtido na mesma central de britagem dos agregados de concreto convencional e, portanto, apresentando as mesmas características quanto à qualidade e à granulometria que se encontram estabelecidas na ET-5. Com base em resultados a serem obtidos a partir da análise do material britado, estudos de laboratório e da pista experimental será estabelecido a proporção da mistura.

No CCR será empregada areia artificial obtida de britagem de rochas, ou areia natural da mesma forma que no concreto convencional.

A areia artificial, que irá compor a mistura de CCR deverá ser produzida na central de britagem, prevista também para os agregados do concreto convencional, apresentando portanto as mesmas características do agregado miúdo definidas nas Especificações. Esta areia artificial para o traço de CCR será designada também como "agregado miúdo".

A areia artificial, que será utilizada no traço do CCR, deverá conter no mínimo 8%, em peso, de grãos passando na peneira nº 200. Este agregado deverá fixar no mínimo 30 mgf de CaO por 100 mgf de material passante na peneira nº 200.

A composição granulométrica dos agregados resultantes deverá ser orientada pela faixa dada pela expressão a seguir:

$$P = [(d/D_{máx.})^{1/3} \times 100] \pm 5\%$$

onde:

P (%) = percentagem de agregado passante na peneira de malha "d"

d = tamanho da abertura da peneira (mm)

$D_{máx.}$ = dimensão máxima característica do agregado (mm)

De acordo com a fórmula acima e para $D_{máx.}$ = 50 mm, a composição granulométrica da mistura deverá ser a seguinte:

| Peneira malha quadrada padrão americano | | porcentagem acumulada passante em peso |
|---|---|---|
| 2" | (50 mm) | 100 |
| 1/2" | (38 mm) | 86-96 |
| 1" | (25 mm) | 75-85 |
| 3/4" | (19 mm) | 67-77 |
| 1/2" | (12,5 mm) | 58-68 |
| 3/8" | (10 mm) | 53-63 |
| nº 4 | (4,8 mm) | 41-51 |
| nº 8 | (2,4 mm) | 31-41 |

| Peneira malha quadrada padrão americano | | porcentagem acumulada passante em peso |
|---|---|---|
| nº 16 | (1,2 mm) | 24-34 |
| nº 30 | (0,6 mm) | 18-28 |
| nº 50 | (0,3 mm) | 13-23 |
| nº 100 | (0,15 mm) | 9-19 |

O material passante na peneira nº 200 deverá ter seus limites determinados na composição granulométrica, de acordo com os valores mínimos descritos para o agregado miúdo, porém em qualquer hipótese o agregado miúdo deverá conter, pelo menos, 8% de material passante na peneira nº 200.

Os materiais não deverão ser lavados, para evitar a remoção dos finos provenientes do processo de britagem.

### 4.3.3. Água de amassamento e cura

A água para amassamento e cura do concreto, deverá atender ao especificado na EB-2059. Deverá ser limpa e isenta de quantidades inadmissíveis de silte, matéria orgânica, óleo, álcalis, sais, despejos de esgotos e outros substâncias nocivas, conforme determinado pelos ensaios.

A CONSTRUTORA deverá providenciar instalações para o armazenamento de água, de maneira a garantir a continuidade das operações de concretagem e cura durante eventuais acidentes ou eventos que impeçam o abastecimento normal.

## 4.4. Composição dos concretos e argamassa

As composições dos concretos e argamassa descritos a seguir tem caráter orientativo visto que, as dosagens a serem aplicadas na Obra serão estabelecidas e otimizadas no decorrer dos trabalhos, subsidiadas, principalmente, pelos resultados da pista experimental e de ensaios tecnológicos de laboratório.

### 4.4.1. Características do concreto compactado a rolo

A resistência característica a compressão do CCR (fck) deverá atingir um valor mínimo de 8,0 MPa aos 180 dias.

A densidade mínima do CCR deverá ser de 24 kN/m³.

Na seção transversal da barragem/vertedouro é previsto a aplicação da argamassa de ligação entre as camadas de CCR conforme mostrado nos Desenhos. Para esta argamassa deverá ser atingido o valor característico de 12,0MPa (fck) na idade de 90 dias.

A espessura final das camadas compactadas deverá ser de 0,30 m.

Os resultados de estudos de laboratório permitirão definir os traços a serem empregados.

As características do concreto deverão ser confirmadas de acordo com os resultados dos ensaios realizados com os materiais locais.

### 4.4.2. Concreto convencional

O concreto convencional de regularização e de base e o concreto convencional a ser aplicado na face de montante e de jusante deverão ter preliminarmente, as resistências características fck e as idades de controle como indicados nos Desenhos e especificações.

### 4.4.3. Argamassa de ligação

A argamassa a ser utilizada nas juntas entre camadas de CCR terá, preliminarmente, relação cimento: areia, em peso, variando de 1:4 a 1:5 e fator água/cimento, A/C=1 ± 5%. Sua aplicação deverá ocorrer nas regiões indicadas nos Desenhos.

## 4.5. Central para concreto compactado a rolo

O preparo do CCR e do concreto convencional deverá ser efetuado em centrais de concreto diferentes. As instalações para produção de CCR devem possibilitar uma mistura homogênea dos componentes, sem segregação e no tempo de amassamento especificado.

## 4.6. Arranque da fundação

### 4.6.1. Preparo da fundação

Todas as depressões e sulcos da rocha de fundação deverão ser cuidadosamente limpos e isentos de impurezas e água, e preenchidos com concreto de regularização, que será adensado por vibrador de imersão.

Nas áreas relativamente planas da fundação, deverá ser lançada uma camada de concreto convencional de regularização com espessura mínima de 0,30 m. Nas áreas muito planas e regulares, quando a concretagem for executada imediatamente antes do lançamento do CCR, esta espessura poderá ser reduzida, sem se tornar inferior a 0,05 m.

Em qualquer situação o concreto convencional deverá ser lançado sobre a rocha em condições de superfície saturada.

### 4.6.2. Contato com os taludes de rocha

Nos locais adjacentes aos taludes de rocha ou nas superfícies inclinadas da rocha da fundação, deverá ser lançado previamente uma camada de base de concreto convencional, com altura igual à da camada de CCR e largura de 0,30 a 0,40 m.

## 4.7. Transporte

O concreto a ser compactado deverá ser transportado da central de concreto até o local de lançamento, o mais rápido possível, sem que ocorra contaminação e secagem. O tempo entre o início da mistura e o fim da compactação não deverá ser superior a 40 minutos.

O transporte será realizado por correia transportadora ou por caminhões basculantes, ou outro equipamento alternativo aprovado.

Caso se opte pelo uso de correias transportadoras, estas deverão ser operadas com velocidades adequadas, de maneira a atender as exigências da produção, sem que haja a segregação dos materiais. Todas as correias deverão contar com dispositivos para proteger o concreto transportado, para evitar a secagem pelo vento ou pelo sol ou a saturação pelas chuvas.

A CONSTRUTORA, caso seja necessário, providenciará a colocação de anteparos nas extremidades dos transportadores e dentro dos depósitos, para limitar as quedas livres, e em outros pontos em que puderem ocorrer fenômenos de segregação.

Sendo utilizados caminhões para transporte do concreto a ser compactado, obrigatoriamente, antes de entrarem na praça de lançamento para descarga do concreto, os caminhões deverão ter suas rodas lavadas numa pista de acesso, para evitar que as superfícies de concretagem sejam contaminadas. O trecho da pista de acesso onde será feito o controle de lavagem das rodas dos caminhões deverá ser forrada com fragmentos de rocha para facilitar a drenagem.

Contaminações nas pistas de acesso ao local de lançamento deverão ser eliminadas antes da chegada de novo carregamento de CCR.

Qualquer segregação que resultar de queda vertical, quando a caçamba do caminhão estiver inclinada, deverá ser corrigida manualmente ou retrabalhando-se os materiais de forma efetiva durante o espalhamento.

Os veículos deverão ser mantidos em boas condições de operação e não deverão deixar nas praças de lançamento óleo, graxa ou qualquer outro material contaminante.

Os veículos deverão ser manobrados sem golpe de direção, paradas repentinas ou outros procedimentos que danifiquem a camada de CCR sobre a qual estejam trafegando. No caso de uma camada ser danificada pela operação do veículo, a superfície danificada deverá ser limpa e o material danificado retirado.

O transporte de concreto convencional para as praças de lançamento de CCR será feito, de preferência, por caminhão betoneira.

## 4.8. Lançamento

### 4.8.1. Concreto de regularização

Não será permitido o lançamento do CCR em contato direto com a fundação em rocha, devendo ser utilizada uma camada de concreto convencional de regularização, tal como especificado. No lançamento desta camada de base poderão ser utilizados guindastes providos de caçamba.

### 4.8.2. Lançamento do concreto compactado a rolo

O lançamento do concreto consistirá da descarga através de correias transportadoras providas de anteparos para controlar a segregação ou por descarga direta dos caminhões basculantes, diretamente nas frentes de concretagem. Caso ocorra alguma segregação durante a descarga, a mesma deverá ser corrigida por paleamento. O CCR nunca deverá ser descarregado de encontro às formas.

A capacidade dos equipamentos propostos e o ritmo construtivo a ser imprimido, deverá atender ao planejamento de construção, aos requisitos destas Especificações e às exigências do Projeto.

A espessura final da camada compactada deverá ser de 0,30 m.

O CCR deverá ser descarregado sobre a camada que estiver sendo espalhada, em sub-camadas, até se obter uma camada nivelada com a espessura final aprovada.

Nenhum concreto deverá ser lançado sobre uma camada que tenha sido considerada como suspeita e que esteja sendo analisada para fins de aprovação ou rejeição.

### 4.8.3. Interrupções de lançamentos em períodos chuvosos

Nas superfícies em que o lançamento for interrompido, devido a fortes chuvas inesperadas, o CCR lançado deverá ser imediatamente compactado e como medida de proteção adicional, a camada deverá ser protegida da chuva com emprego de coberturas impermeáveis.

No caso de uma camada ainda não compactada receber uma chuva forte, sem proteção, o concreto deverá ser removido.

O CCR não deverá ser lançado durante o período chuvoso nas seguintes hipóteses:

- ocorrência de chuvas torrenciais capazes de lavar a superfícies dos agregados do concreto recém - compactado;

- penetração de água pluvial na massa do concreto recém-lançado e ainda não compactada, modificando a umidade da mistura em mais de 1%;

- precipitações superiores a 7 mm/h (0.7 mm em 6 minutos).

A produção deverá ser paralisada sempre que alguma água superficial livre comece a se acumular sobre o concreto ou após a compactação, quando ocorrer formação de trilhas ou qualquer avaria inaceitável.

### 4.8.4. Intervalo e preparação das juntas de construção

O intervalo máximo entre o lançamento de camadas de CCR será definido através da pista experimental. Em princípio poderá ser de 4 horas para o período diurno e de 8 horas para o período noturno.

Os desenhos mostram zonas do maciço CCR onde se requer argamassa de ligação entre camadas superpostas.

Em função destes dois fatores - intervalo de tempo entre dois lançamentos consecutivos e posição dentro do maciço - os seguintes critérios de lançamento e tratamento de juntas devem ser obedecidos:

| **Intervalo de tempo entre camadas consecutivas** | **Zona onde se prevê Argamassa de ligação** | **Zona onde não se prevê argamassa de ligação** |
|---|---|---|
| < 4 (diurno) e 8 (noturno) horas | A nova camada pode ser lançada sem qualquer tratamento (*) | |
| < entre 4 (diurno) e 8 (noturno) e 24 horas | 1. limpeza da superfície com jato de ar (**)<br>2. lançamento da argamassa de ligação<br>3. lançamento da nova camada de CCR | 1. limpeza da superfície com jato de ar (**)<br>2. lançamento da nova camada de CCR |
| > 24 horas | 1. preparação da superfície com escova giratória ou jato de ar e água (***)<br>2. lançamento da argamassa de ligação<br>3. lançamento da nova camada de CCR | 1. limpeza da superfície com jato de ar (**)<br>2. lançamento da nova camada de CCR |

(*) Prevê-se que sua ocorrência será eventual.
(**) A limpeza deve ser feita com jatos de ar úmido, pressão de 0,7 MPa.
(***) Se o intervalo de tempo for pouco maior do que 24 horas e dependendo do estado da superfície, poderá ser recomendada limpeza apenas com jato de ar úmido.

### 4.8.5. Argamassa de ligação

A argamassa de ligação entre camadas, onde prevista, deverá ser lançada imediatamente antes do concreto com consistência bem plástica, espalhada com rodo ou projetada por via úmida, numa espessura de 1,0 cm. O espalhamento da argamassa deverá ser feito de modo que sua superfície não fique exposta por muito tempo, devendo se lançar a camada sobrejacente de CCR no menor espaço de tempo.

A exposição da argamassa durante o dia ficará limitada a 20 minutos e durante a noite a 40 minutos, dependendo da temperatura e presença de vento. Caso o tempo de exposição, até a cobertura pelo CCR, supere ao aqui indicado, a argamassa deverá ser removida. Neste caso, a superfície deverá ser novamente tratada e nova camada de argamassa lançada.

Um sistema adequado de lançamento de argamassa é o que utiliza um circuito independente, provido de uma bomba de argamassa projetada, para reduzir a área de espalhamento, com as vantagens de:

- eliminar o risco de uma exposição prolongada, pois o seu lançamento será feito em paralelo com o concreto;

- evitar que as rodas do caminhão-basculante penetrem na área argamassada por ocasião do lançamento.

O sistema a ser efetivamente usado deverá ser testado na pista experimental e aprovado.

O trabalho deverá ser interrompido quando houver precipitação pluviométrica que venha a prejudicar o lançamento do CCR, devendo o material recém - lançado, ser protegido com manta de plástico.

A superfície do CCR ao receber a argamassa deve estar em condições de saturada seca, devendo as poças de água ser removidas por equipamentos de aspiração ou outro método aprovado.

### 4.8.6. Concreto convencional

No paramento de montante será lançado concreto convencional conforme mostrado nos Desenhos e especificações. O lançamento será do tipo "árvore de natal" em camadas na mesma espessura do lançamento do CCR.

### 4.8.7. Concreto convencional nos contatos com os taludes de rocha

Nos locais adjacentes aos taludes de rocha ou nas superfícies inclinadas da rocha da fundação, deverá ser lançada previamente uma camada de concreto convencional de base.

### 4.8.8. Lançamento de CCR junto à forma

Nos locais em que o CCR for lançado junto à forma, como nos paramentos e nas galerias, os seguintes cuidados deverão ser tomados:

- rolo vibratório não deverá compactar o concreto junto a forma, observando-se um espaçamento em torno de 0,30 m;

- a camada será dividida em duas sub-camadas;

- a compactação desta sub-camada com largura aproximada de 0,30 m, deverá ser feita com vibrossoquetes e complementada com rolo vibratório manual ou de pequena dimensão.

### 4.9. Espalhamento do concreto

O espalhamento deverá ser feito com trator de esteiras do tipo D6 ou similar, e executado de forma a tornar a superfície a mais plana possível.

Uma forma prática de produzir uma superfície plana é estabelecer referências topográficas. Estas referências são marcadas (tracejadas) com tinta bem visível nas formas de montante e jusante. Nestas referências poderão ser marcados o número das camadas, elevação ou mesmo outras observações de interesse (nível de galeria, dreno horizontal, etc).

De modo geral, o equipamento de espalhamento deverá operar somente com o material não compactado, não sendo permitido que manobre sobre o concreto após a sua compactação, para não danificá-lo. Equipamento especial deverá ser previsto para descarga e espalhamento em áreas confinadas, como nas partes irregulares das fundações e outros locais.

O espalhamento deverá ser efetuado de maneira a não causar segregação, com equipamento com capacidade de produção compatível com a quantidade de material descarregada pelo equipamento de transporte.

Se houver paralisação para mudança de forma, a última camada deve estar ligeiramente abaulada, com declividade de 1 a 2% para as laterais, para evitar acúmulo de água.

A camada de concretagem será composta por faixas adjacentes, cuja largura não deverá ser inferior a 1,8 vezes a largura do cilindro do rolo vibratório.

O intervalo de tempo entre o lançamento de duas faixas adjacentes não deve ultrapassar 60 minutos. No caso deste limite ser ultrapassado por qualquer contingência na produção ou transporte do concreto, a última faixa deverá ser semi-preparada com uma passada de rolo sem vibração para fechar a superfície. Se a concretagem prosseguir, a costura entre as faixas em questão será feita normalmente. Se a interrupção se aproximar de 4 horas no turno diurno e 8 horas no turno noturno, a rampa deverá ser completada.

O comprimento de faixa a ser compactada não deverá ser inferior a 4 ou 5 vezes o do comprimento do equipamento compactador.

A espessura da camada no espalhamento deverá exceder de 8 a 10% a espessura final da camada compactada, ou como verificado na pista experimental.

### 4.10. Adensamento

A compactação deve ser efetuada com rolos vibratórios lisos, de tambor duplo, peso nominal de 10 tf, freqüência de vibração variável até um máximo da ordem de 2.500 impactos por minuto. Deverão ser utilizados rolos de compactação manual e adensadores manuais de placa, junto aos paramentos da barragem e do vertedouro, paredes das

galerias de drenagem, de juntas de contração induzidas, ao redor de peças embutidas e dos poços de aeração. Esta compactação, com rolos vibratórios manuais, vibrossoquetes ou placas, deverá assegurar os mesmos resultados obtidos com os rolos compactadores.

A compactação deve ser iniciada tão logo a camada do concreto recém-lançado tenha sido regularizada.

A espessura final da camada compactada deverá ser de 0,30 m.

O número de passadas será determinado de acordo com as características do rolo vibratório, através dos testes efetuados na pista experimental e deverá estar situado entre um mínimo de 6 (seis) e um máximo de 10 (dez) passadas. Este número deverá ser suficiente para que o CCR atinja uma massa específica úmida de 97% da massa específica úmida teórica (soma do peso de todos os materiais utilizados, em um determinado traço, para produzir um metro cúbico de concreto).

O procedimento de compactação, a ser aferido na pista experimental, prevê que as duas primeiras passadas sejam realizadas sem vibração e as demais com rolo vibrando.

As características do rolo, fornecidas pelo fabricante, principalmente peso e frequência, deverão ser previamente aferidas e verificadas periodicamente.

Pelo menos dois rolos em boas condições de operação, e que atendam à presente especificação, deverão ser mantidos em tempo integral com seus operadores, na área de lançamento, durante todo o tempo em que se processar o adensamento da camada.

Na compactação de uma faixa, o rolo compactador deverá sobrepor a faixa adjacente numa largura mínima de 0,30 m.

A condição ideal da compactação do CCR aparece, visualmente, quando a superfície apresenta um filme de água ou um brilho tênue, e o rolo vibratório mostra-se semi-molhado. Esta condição é uma forma indireta do controle de umidade do CCR e corresponde a um tempo de vibração de 15 a 20 segundos.

### 4.11. Cura

Após a compactação deverá ser mantida uma neblina com ar e água, até o início da cura normal do CCR, que deverá seguir os procedimentos adotados para o concreto convencional. O umedecimento da camada deverá ser permanente, evitando que as mesmas fiquem alagadas ou encharcadas.

Não deverão ser aplicados jatos de água de forma concentrada ou sob pressão para evitar a erosão da superfície fresca do CCR. Qualquer superfície que vier a ser danificada por erosão e que exponha o agregado graúdo deverá ser tratada com argamassa de ligação.

## 4.12. Juntas

### 4.12.1.Juntas de contração

As juntas de contração plenas no corpo da barragem/vertedouro serão executadas na seção completa, a cada 20 m ao longo do eixo, coincidentes com as juntas do concreto convencional da face de montante conforme mostrado nos desenhos.

### 4.12.2.Juntas de construção

As juntas de construção programadas para limitar praças de lançamento, para redução de volume, jornada de trabalho ou outro motivo de interesse da CONSTRUTORA deverão ser previamente aprovadas pela Projetista e executadas com formas de modo a coincidir com as juntas de contração projetadas para a estrutura.

Não serão admitidas juntas de construção longitudinais à barragem/vertedouro.

## 4.13. Formas

As formas deverão ser projetadas de maneira a não interferir com o lançamento do CCR.

As formas serão executadas em conformidade com os locais de aplicação, sendo os painéis fixados na rocha para as primeiras camadas ou fixados em camadas subjacentes para camadas superiores.

## 4.14. Execução da junção entre o CCR e os concretos convencionais

A junção entre o CCR e os concretos convencionais, prevista para a barragem na face de jusante e nos taludes inclinados da rocha de fundação, principalmente, nas ombreiras, deve ser executada cuidadosamente obedecendo ao seguinte procedimento:

- lançar o concreto convencional próximo à forma ou junto à rocha de fundação com volume compatível com a largura final especificada e a altura final da camada de compactação;

- lançar o CCR com uma altura adequada para a camada compactada, encostando-o no concreto convencional;

- consolidar o concreto convencional através de vibrador de imersão, antes que o mesmo complete 1 hora desde sua produção na central, eliminando totalmente os vazios, principalmente, junto à forma ou à rocha;

- a vibração junto ao CCR deverá unir os dois tipos de concreto, fazendo uma junção a mais solidária possível. Os vibradores de imersão devem ser introduzidos verticalmente e retirados vagarosamente, em intervalos variáveis de 0,30 a 0,40 m;

- executar a compactação do CCR com o número de passadas prescrito, no sentido paralelo ao da junção com o concreto convencional;

- após a compactação com o rolo vibratório, proceder a revibração do concreto convencional, forçando o vibrador de imersão contra o CCR;

- antes que o concreto convencional entre em início de pega, compactar sua junção com o CCR, com rolo vibratório pequeno ou placa vibratória, no sentido da junção, fazendo com que o nível seja o mesmo para os dois concretos.

### 4.15. Drenagem e galerias

O maciço de CCR contará com sistemas de drenagem internos para assegurar a coleta e condução controlada dos fluxos de água percolados, conforme mostrados nos Desenhos.

São previstas, no corpo do maciço de CCR, duas galerias de inspeção e drenagem. Estas galerias estarão interligadas com os túneis de drenagem nas ombreiras.

As galerias deverão ser construídas com formas laterais e o teto com laje de concreto pré-moldado.

### 4.16. Ensaios de controle

#### 4.16.1.Concreto convencional

Os concretos convencionais a serem utilizados seguirão o controle estabelecido para os concretos convencionais das demais estruturas.

#### 4.16.2.Concreto compactado a rolo

*a) Central de britagem*

Os ensaios de agregados serão efetuados de conformidade com as normas aplicáveis da ABNT ou outras. A CONSTRUTORA executará os ensaios de controle de rotina nos agregados, nos diversos estágios das operações de processamento, transporte, empilhamento, recuperação e mistura.

*b) Central de concreto*

- Tempo de vibração e teor de umidade

  A cada 2 horas será feita amostragem do CCR para determinação do tempo de vibração e teor de umidade do CCR.

- Moldagem de corpos de prova

  A cada turno de trabalho serão feitas 2 amostragens para ensaios de resistência à compressão em corpos de prova de 15 x 30 cm e determinação da massa específica.

*c) Na praça de lançamento*

- Teor de cimento

  Após espalhamento do CCR e imediatamente antes da compactação será retirada uma amostra de CCR, não inferior a 50 kg para determinação em laboratório do teor do cimento, na frequência de 2 determinações por turno de trabalho.

- Densidade "in situ"

  O número de passadas do rolo compactador deverá ser definido durante a execução da pista experimental, de tal forma a satisfazer as exigências da massa específica úmida do CCR. A massa específica úmida do CCR deverá ser determinada com densímetro nuclear ou outro processo.

  A massa específica úmida mínima será a média de pelo menos três determinações nas profundidades da camada de CCR compactada. A referida média deve ser superior a 97% da massa específica úmida teórica, não se aceitando determinações individuais com valores inferiores a 95% da massa específica úmida teórica.

  Caso a média seja inferior a 97% da massa específica úmida teórica, devem ser realizadas novas determinações em um raio máximo de 1,5 m para constatar que não houve erros na primeira determinação. Em caso de persistirem os resultados com médias inferiores a 97% da massa específica úmida teórica, deve ser feita a recompactação, com passadas adicionais.

  Inicialmente a extração de testemunhos deverá ser de 3 metros lineares a cada 10.000 m³ de CCR lançado.

- Extração de testemunhos através de sondagens rotativas para execução de ensaios de resistência à compressão, massa específica e permeabilidade através de ensaios de perda d'água.

## 4.17. Pista experimental

Antes do início dos trabalhos definitivos a CONSTRUTORA deverá executar uma pista experimental, cujos objetivos principais são:

- ajustar as dosagens definidas para uso, quanto a trabalhabilidade, umidade e densidade;
- conhecer o desempenho dos equipamentos, principalmente do rolo vibratório e do tipo de compactador a ser utilizado nas regiões não acessíveis ao rolo vibratório;
- definir o número de passadas do rolo vibratório em função da trabalhabilidade e densidade requeridas;
- investigar intervalos de lançamentos sucessivos, diurno e noturno, em termos de tempos de exposição admissíveis;

- investigar situações de juntas de concretagem quanto a aderência e tipos de tratamento;
- testar o método executivo de juntas induzidas;
- investigar alternativas construtivas, tais como:

• lançamento e adensamento do CCR junto às formas (simulando adensamento a jusante);
• lançamento e adensamento do CCR e concreto convencional junto à rocha, nas ombreiras;

- extrair testemunhos para:

• avaliar a qualidade do CCR e concreto convencional através da caracterização de suas propriedades mecânicas, elásticas e de permeabilidade;
• avaliar aderência entre camadas e alternativas de construção investigadas.

A pista experimental servirá também como área de prática, treinamento e orientação dos envolvidos nesses trabalhos.

### 4.18. Instrumentação

Para o monitoramento da fundação previu-se apenas instrumentação de tipo piezométrico, para verificar os critérios de sub-pressão admitidos no projeto.

Nas estruturas de concreto deverão ser monitoradas:

- variações de temperatura no CCR, por meio de uma rede de termômetros elétricos;
- ocorrência de pressões de percolação no CCR, particularmente nas juntas entre camadas, por meio de piezômetros pneumáticos ou elétricos;
- medição de movimentos nas juntas do CCR e entre a face de montante, de concreto convencional, e a estrutura de concreto rolado, por meio de extensômetros elétricos embutidos no concreto;
- medição das vazões de infiltração através da face de montante.

A finalidade principal do programa mostrado nos Desenhos é a de permitir avaliar a quantidade de instrumentos que se programa instalar e as dificuldades construtivas que poderão resultar deste trabalho.

A definição final dos tipos e locação dos instrumentos específicos, a serem implantados nas estruturas de CCR, será feita no decorrer do desenvolvimento do Projeto Executivo.

Em caso de acidente e danos à instrumentação a CONSTRUTORA providenciará os reparos necessários ou a total substituição dos mesmos.

# 5. ARMADURAS, BARRAS DE ANCORAGEM, TIRANTES E TELAS DE AÇO SOLDADAS

## 5.1. Objeto

Esta Seção abrange a execução de todos os trabalhos relacionados com armaduras, telas de aço, barras de ancoragem e tirantes.

A CONSTRUTORA deverá fornecer, cortar, dobrar e colocar todas as armaduras que incluem barras ou telas soldadas, arames e acessórios, como mostrado nos Desenhos.

Os Desenhos de Contrato, de uma forma geral, indicam apenas as armaduras principais. Os estribos, distribuições e outras armaduras secundárias serão apresentados no Projeto Executivo.

## 5.2. Aço para armaduras e barras de ancoragem

### 5.2.1. Generalidades

Salvo especificação em contrário, os aços para as armaduras e barras de ancoragem deverão ser de categoria CA 50 (de alta aderência, $\eta b=1,50$) ou de categoria CA 25 (que poderá apresentar baixa aderência, $\eta b=1,0$) e atender as especificações e normas aplicáveis da ABNT, em especial a NBR 7480.

Nos Desenhos de Projeto estão indicados a localização geral e os dobramentos típicos das barras consideradas no projeto das estruturas de concreto. Durante a execução da obra, serão fornecidos os Desenhos Executivos de armaduras, acompanhados das listas de ferros e esquemas de dobramento do aço, mostrando, em detalhe, como deverão ser preparadas e montadas as armaduras e as barras de ancoragem.

### 5.2.2. Fornecimento e ensaios

Os lotes recebidos na obra deverão ser marcados com a identificação do nome da siderúrgica, categoria do aço e número do lote, de tal maneira que possam ser facilmente correlacionados com os correspondentes certificados de ensaios anexos a cada fornecimento.

Poderá ser solicitada a realização de testes em determinadas partidas de aço, de acordo com os procedimentos estabelecidos pela ABNT.

Todas as armaduras e barras de ancoragem deverão estar isentas de ferrugem, óleo, graxa ou outras películas que possam reduzir sua aderência ao concreto.

### 5.2.3. Manuseio e estocagem

O aço para as armaduras e barras de ancoragem deverá ser estocado afastado do solo, em grupos separados, de acordo com a categoria do aço, bitola e lotes de fornecimento, a fim de permitir rapidez no acesso e facilitar a inspeção, sempre que necessária.

### 5.2.4. Preparo e colocação da armadura

a) Corte e dobramento

A CONSTRUTORA deverá cortar e dobrar todo o aço, de acordo com o cronograma de construção, utilizando métodos e equipamentos usuais. Todos os cortes e dobramentos serão executados somente a frio, não se aceitando o endireitamento de barras já dobradas ou o redobramento das mesmas, exceto quando expressamente permitido pela PROJETISTA.

As barras não deverão ser dobradas com auxílio de calor, nem após o seu embutimento no concreto, salvo se expressamente indicado no Projeto.

O aço cortado e dobrado deverá atender as indicações dos Desenhos de Projeto e possuir etiqueta, à prova d'água, que permita a sua identificação a que se destina, sendo, então, convenientemente estocado em áreas demarcadas.

b) Montagem e fixação

Todas as armaduras deverão ser mantidas em posição, mediante o emprego de suportes, espaçadores, tirantes de metal ou concreto.

Nas interseções, as barras deverão ser firmemente atadas com arame próprio para esta finalidade. Os suportes deverão ter resistência e rigidez suficiente para manter a armadura em posição durante toda a operação de concretagem. Os suportes deverão ser tais que não prejudiquem a concretagem e não fiquem expostos ou contribuam, de alguma forma, para a deterioração do concreto.

Durante as concretagens, deverão ser tomados cuidados especiais para a remoção de concreto fresco aderido à ferragem que ficará exposta, a fim de que o concreto não endureça sobre a armadura.

c) Espaçamento, cobrimento e emenda

Os espaçamentos das barras deverão obedecer ao indicado nos Desenhos de Projeto e atender as tolerâncias indicadas na alínea "d" deste sub-item. As distâncias livres deverão atender o disposto no item 6.3.2 da NBR 6118.

O cobrimento das armaduras, ou seja, a distância livre entre a superfície do concreto e a face da armadura, deverá obedecer às dimensões indicadas nos Desenhos de Projeto, respeitando as tolerâncias indicadas na alínea "d" deste sub-item.

As emendas das barras de aço para as armaduras poderão ser executadas por qualquer dos processos especificados no item 6.3.5 da NBR 6118. Nos Desenhos Executivos as emendas das barras de aço serão indicados por traspasse ou, quando necessário, por solda ou luva.

O comprimento das emendas deverá ser, no mínimo, o indicado nos Desenhos Executivos. Estes serão elaborados considerando os planos de concretagem e posicionando as emendas segundo as juntas previstas nesses planos.

Os serviços de solda das barras deverão ser executados em instalações especiais, ao abrigo de intempéries, evitando-se um resfriamento brusco.

Deverão ser realizados ensaios prévios das soldas, executadas do mesmo modo e com o mesmo equipamento e pessoal empregados na obra, assim como ensaios posteriores para controle, de acordo com as Normas NBR 11919/78 e NBR 8548/84. As soldas deverão evidenciar eficiência total. O controle de qualidade das soldas será supervisionado através de ensaios de laboratório.

Caso haja interesse da CONSTRUTORA no reaproveitamento de barras curtas, a emenda por solda poderá ser adotada, desde que:

- atenda estas Especificações;
- seja utilizada solda de topo por pressão, com duas emendas por barra;

d) Tolerâncias de Construção

Os trabalhos de construção serão realizados cuidadosamente e com precisão, respeitando as posições, níveis e dimensões indicados no Projeto.

Nos casos em que não houver especificações de tolerância mais restritivas, devidas a circunstâncias especiais, deverão ser respeitados os seguintes valores:

- Tolerância para cobrimento da armadura:
  - a tolerância para menos será de 0,25 $\sqrt[3]{c}$ sendo c (cm)o cobrimento da armadura;
  - a tolerância para mais será de 0,50 $\sqrt[3]{c}$, sendo c(cm) o cobrimento da armadura;
- Tolerância para espaçamento entre barras:
  - a tolerância máxima aceitável será igual a $(s+0{,}5\sqrt[3]{s})$, sendo s (cm) o espaçamento entre as barras.
- Tolerância de retilineidade das barras:
  - antes do corte e dobramento, deverá ser verificada a retilineidade de cada barra e, se necessário, antes de sua colocação na forma, deverá ser verificada a retilineidade dos trechos retos. Qualquer retificação somente será permitida caso não sejam alteradas suas propriedades mecânicas;
  - o desvio do eixo da barra ou de seus trechos retos, com relação à linha reta teórica, não poderá exceder a 0,5% do comprimento de qualquer de sua extensão, nem exceder o limite de 2,50cm.
- Tolerância para medidas lineares:

- a tolerância para medidas lineares, na direção do eixo da barra da armadura, será igual a $0{,}5\ \sqrt[3]{a}$, sendo a (cm), o comprimento não desenvolvido da barra;

- Tolerância para deslocamentos longitudinais:

  - o máximo deslocamento longitudinal de uma barra, em relação à posição prevista nos Desenhos de Projeto, será igual a $\sqrt[3]{\ell}$, sendo $\ell$ (cm) o comprimento não desenvolvido da barra.

## 5.3. Barras de ancoragem

### 5.3.1. Generalidades

As barras de ancoragem deverão atender as especificações da NBR 5629, como mostrado nos Desenhos de Projeto.

A colocação das barras deverá ser feita imediatamente após a conclusão da escavação da área, tomando-se cuidado com fogos próximos, durante a pega da argamassa de preenchimento, como especificado no item 3. Em geral, as barras de ancoragem terão diâmetro de 32 mm ou 25 mm, em aço CA 50 (de alta aderência ηb>=l,5), devendo atender as condições estabelecidas nas Especificações Técnicas, referentes às características, fornecimento, corte, dobramento e outras, quando aplicáveis.

### 5.3.2. Perfuração

A não ser onde especificamente definido em contrário, a perfuração deverá ser efetuada com equipamento rotopercussivo.

A profundidade, inclinação e localização dos furos serão as indicadas nos Desenhos de Projeto.

Em geral, os furos deverão ter diâmetro de 75 mm e 64 mm, para a utilização de barras com diâmetro de 32 mm e 25 mm, respectivamente. Em ambos os casos a profundidade será da ordem de 6,0 m. Esses valores poderão ser aumentados ou reduzidos, conforme a necessidade dos serviços.

### 5.3.3. Preparação dos furos

Os furos para as barras de ancoragem deverão ser lavados com água limpa, utilizando-se jatos alternados de água e ar, até remover todos os resíduos de perfuração. No caso em que as barras não devam ser imediatamente fixadas nas posições indicadas no Projeto, os furos deverão ser tamponados firmemente e, imediatamente antes da colocação, deverão ser novamente lavados e limpos.

### 5.3.4. Instalação das barras de ancoragem

Os furos deverão ser preenchidos com argamassa ou nata de cimento não retrátil, imediatamente antes da colocação da barra. Tanto a argamassa como a nata de cimento deverão ser previamente aprovadas com base nos resultados dos ensaios em laboratório.

A barra deverá, então, ser colocada no furo, procurando-se mantê-la axial à furação e movimentando-a, a fim de eliminar possíveis bolhas de ar do interior da argamassa.

O furo deverá, então, ser totalmente preenchido com a mesma argamassa.

Nos furos em que houver água vertendo, a colocação de argamassa será feita do fundo para a boca do furo, por meio de um tubo, a fim de evitar a diluição da argamassa.

Em casos de fluxos d'água sob pressão, será necessário efetuar a drenagem, para reduzir ou eliminar a água vertente.

Poderão ser, também, utilizados aditivos aceleradores de pega que contenham hidróxidos alcalinos, amônia, carbonato de sódio, aluminato de sódio, silicatos, silicofluoretos e trietanolamina. Não será permitida a utilização de aditivos que contenham cloretos.

Quaisquer barras encontradas soltas, depois que a argamassa tenha se solidificado, deverão ser reinstaladas pela CONSTRUTORA, iniciando-se o processo pela retirada da barra, reperfuração e recolocação, de acordo com os procedimentos anteriormente descritos.

O preenchimento com argamassa e a fixação das barras deverão ser realizados com antecedência mínima de 3 dias do lançamento de qualquer concreto adjacente.

### 5.3.5. Nata de cimento para instalação das barras de ancoragem

A nata de cimento para fixação das barras de ancoragem deve ter fator água/cimento em massa de 0,5. Para melhorar o desempenho da fixação, poderá ser adicionada sílica ativa na proporção de 3 a 5% de massa de cimento. A resistência a compressão da calda deverá ser de 24 MPa aos 28 dias.

## 5.4. Tirantes

Os tirantes deverão ser instalados conforme indicado nos Desenhos de Projeto

A preparação e a colocação dos tirantes, assim como os ensaios a que serão submetidos, deverão obedecer à norma NBR 5629 da ABNT.

Os ensaios serão executados pela CONSTRUTORA. As hastes dos tirantes deverão ser de aço de alta resistência, com tensão de escoamento maior ou igual a 500 MPa, conforme especificado nos Desenhos de Projeto. A rosca da extremidade da haste deverá ser usinada.

A capacidade dos tirantes será baseada na mínima resistência da parte menos resistente do conjunto.

Todas as recomendações do fabricante relativas às hastes dos tirantes, armazenamento, comprimento de ancoragem, diâmetro e limpeza dos furos, acessórios e outros materiais, bem como aos equipamentos para furação, montagem e protensão, deverão ser observados para garantir uma perfeita instalação dos tirantes.

Após a colocação e tensionamento dos tirantes, periodicamente e em locais determinados, os mesmos deverão ser controlados com torquímetro, a fim de verificar se a tensão no tirante sofreu um decréscimo significativo. Caso esses controles comprovem diminuição na tensão, a CONSTRUTORA deverá tomar as medidas corretivas, que poderão ser:

- refazer os tirantes;
- aumentar a tensão nos tirantes anteriormente colocados;
- diminuir o espaçamento entre os furos futuros;
- colocar tirantes adicionais, de maneira a reduzir o espaçamento entre tirantes já instalados.

Novos controles e medidas corretivas poderão ser requeridos durante o andamento dos serviços.

### 5.5. Tirantes passantes

Onde houver necessidade, os tirantes passantes deverão ser instalados conforme indicado nos Desenhos de Projeto.

As hastes dos tirantes deverão ser de aço de alta resistência, com tensão de escoamento maior ou igual a 500 Mpa.

As roscas das extremidades das hastes deverão ser usinadas. Os acessórios deverão ser padronizados pelo fabricante dos tirantes.

Os furos deverão ser realizados com equipamento rotopercussivo, a não ser onde especificamente definido em contrário. Os furos deverão ser cuidadosamente lavados e limpos.

As placas deverão ser ajustadas, de maneira que o eixo do tirante fique o mais perpendicular possível ao plano da base das placas.

As roscas deverão estar isentas de ferrugem e de outros materiais indesejáveis. Antes da colocação, as roscas deverão ser untadas com lubrificantes à base de bissulfeto de molibdênio.

Após a montagem, será executado o aperto da porca com o torquímetro até que seja alcançada a tensão exigida. No decorrer da obra, periodicamente e em locais determinados, os tirantes deverão ser controlados com torquímetro, a fim de verificar se a tensão no tirante sofreu um decréscimo significativo. Caso ocorra redução de tensão dos tirantes, a CONSTRUTORA deverá aplicar os mesmos procedimentos corretivos, indicados para os tirantes.

## 5.6. Telas de aço soldadas

### 5.6.1. Generalidades

As telas de aço soldadas deverão ser instaladas conforme indicado nos Desenhos de Projeto. Usualmente, tais telas deverão ser aplicadas nos espelhos dos emboques dos túneis de desvio e túneis forçados, nas abóbadas dos túneis e em tratamentos de taludes de escavação em rocha sã, alterada e saprólito.

Poderá ser necessária a aplicação da tela em locais onde forem constatados problemas de instabilidade, provocados por fogos de desmonte, que poderão comprometer a segurança dos trabalhos.

As telas de aço soldadas deverão atender a especificação da NBR 7481 e ser confeccionadas em aço de categoria CA 50 ou CA 60, conforme indicado nos Desenhos de Projeto.

### 5.6.2. Fornecimento e ensaios

Os ensaios de recebimento e os critérios de aceitação ou rejeição serão aqueles estabelecidos na NBR 7481 da ABNT.

### 5.6.3. Transporte, manuseio e estocagem

As telas de aço soldadas deverão resistir aos impactos provocados pelo transporte e manuseios normais. O número de quebras de juntas soldadas não deverá exceder a 1% do número total de juntas soldadas por painel.

No caso de rolos, esse número de quebras permissível não deverá exceder a 1% do número total de juntas soldadas em cada 15,0 m² de tela, desde que 50% ou mais do número máximo permitido de juntas soldadas quebradas não sejam localizadas em um único fio.

As telas deverão ser estocadas afastadas do solo e em grupos separados, a fim de permitir e facilitar a sua inspeção, quando necessária.

### 5.6.4. Colocação e fixação

As telas de aço soldadas deverão ser colocadas nos locais indicados nos Desenhos de Projeto, devendo estar isentas de sujeira, ferrugem, óleo, graxa ou qualquer material que possa prejudicar a aderência.

Todas as telas deverão ser mantidas na posição definitiva, mediante o emprego de suportes, espaçadores de concreto, tirantes ou grampos metálicos.

### 5.6.5. Espaçamento, cobrimento e emenda

Os espaçamentos dos fios deverão obedecer ao indicado nos Desenhos de Projeto e atender a tolerância no espaçamento de 6 mm, desde que a seção total da armadura, por metro, seja mantida.

O cobrimento mínimo das telas deverá ser de 2 cm, com tolerância de 0,5 cm, quando utilizadas em tratamentos com concreto projetado. Caso sejam utilizadas em estruturas de concreto armado usuais, os cobrimentos mínimos serão aqueles indicados nesta E.T.

As emendas serão feitas apenas por superposição das telas, com comprimentos de traspasse que atendam as recomendações do Projeto Executivo.

Para as emendas das telas aplicadas nos tratamentos com concreto projetado, o traspasse mínimo deverá ser de 15 cm, ou como indicado nos Desenhos de Projeto.

### 5.6.6. Dimensões

As dimensões (largura e comprimento) e a malha das telas, fornecidas em rolos ou painéis, serão aquelas indicadas nos Desenhos de Projeto.

Serão utilizadas, de preferência, telas com largura normal de fabricação igual a 2,45 m e comprimentos usuais para painéis ou rolos, conforme item 4.2 da NBR 7841 da ABNT.

# ELABORAÇÃO DE ESTUDOS E PROJETOS PARA A CONSTRUÇÃO DE UMA BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS NO RIO ITAJAÍ MIRIM A MONTANTE DA CIDADE DE BOTUVERÁ/SC

## FASE B – PROJETO EXECUTIVO

## TOMO V – RELATÓRIO DO PROJETO

## VOLUME 4 – MEMÓRIA DE CÁLCULO

**Consórcio:** **IGUATEMI - Consultoria e Serviços de Engenharia Ltda.**
**KL – Serviços de Engenharia S.A.**

**DEZEMBRO - 2014**

**SUMÁRIO**


APRESENTAÇÃO ..... 5

1. HIDROLOGIA ..... 7

1.1. Introdução ..... 7
1.2. Caracterização da bacia hidrográfica ..... 7
1.3. Estudos de regime médio ..... 17
1.4. Hidrologia aplicada ..... 23
1.5. Estudo de cheias ..... 23

2. HIDRÁULICA ..... 27

2.1. Túnel de desvio ..... 27
2.2. Vertedouro de soleira livre ..... 28
2.3. Descarregadores de fundo ..... 29
2.4. Válvulas dispersoras ..... 31

3. GEOLOGIA ..... 33

3.1. Aspectos geológicos e geomorfológicos do local da obra ..... 33
3.2. Aspectos geológicos e geotécnicos do local da obra ..... 40
3.3. Imageamento Elétrico - 2D ..... 44
3.4. Sondagem Elétrica Vertical – SEV ..... 45
3.5. Perfil geotécnico do eixo selecionado ..... 48

4. ESTUDOS GEOTÉCNICOS ..... 53

4.1. Introdução ..... 53
4.2. Documentos de referência ..... 53
4.3. Estabilidade dos taludes ..... 53
4.4. Conclusões e recomendações ..... 77

5. ESTABILIDADE DAS ESTRUTURAS ..... 79

5.1. OBJETIVO ..... 79
5.2. DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA ..... 79
5.3. BIBLIOGRAFIA PRINCIPAL ..... 79
5.4. MODELOS UTILIZADOS ..... 79

5.5. PARÂMETROS DE PROJETO ..... 79
5.6. SUBPRESSÃO ..... 80
5.7. JUNTAS DE CONTRAÇÃO ..... 80
5.8. CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO ..... 81
5.9. VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE ..... 82
5.10. GEOMETRIA DA ESTRUTURA ..... 85
5.11. CÁLCULO DA ESTABILIDADE ..... 91
5.12. CONCLUSÕES ..... 139
6. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL ..... 141
6.1. Objetivo ..... 141
6.2. Documentos de referência ..... 141
6.3. Bibliografia principal ..... 141
6.4. Modelos utilizados ..... 141
6.5. Barragem e vertedouro ..... 142
6.6. Estrutura de fechamento do túnel de desvio ..... 190
7. QUANTITATIVOS DE SERVIÇOS ..... 214
7.1. Introdução ..... 214
7.2. Cálculo das quantidades de serviços ..... 214

# APRESENTAÇÃO

## APRESENTAÇÃO

O presente relatório, intitulado MEMÓRIA DE CÁLCULO, é parte integrante dos Estudos de Engenharia para OBRAS DE CONSTRUÇÃO DE UMA BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS NO RIO ITAJAÍ MIRIM A MONTANTE DA CIDADE DE BOTUVERÁ/SC.

O relatório foi elaborado pelas empresas IGUATEMI - Consultoria e Serviços de Engenharia Ltda e KL – Serviços de Engenharia S.A. em conformidade com o Contrato celebrado com a Secretaria de Estado da Defesa Civil, cujos elementos principais estão relacionados a seguir.

| | |
|---|---|
| **Número do Contrato :** | **021/2013** |
| **Data de Assinatura do Contrato :** | **31/10/2013** |
| **Número da Ordem de Serviço :** | **62/2013/SDC** |
| **Data de Assinatura da Ordem de Serviço :** | **01/11/2013** |
| **Prazo Contratual :** | **365 dias** |

# CAPÍTULO 1 – HIDROLOGIA

# 1. HIDROLOGIA

## 1.1. Introdução

Os estudos hidrológicos tiveram por objetivos caracterizar a bacia e avaliar o comportamento do rio Itajaí-mirim frente às variações do ciclo hidrológico, e fornecer os elementos necessários para o adequado dimensionamento das estruturas de desvio, reservatório, barragem e vertedouro, bem como para o dimensionamento do volume de armazenamento e capacidade de regularização de vazões para abastecimento público.

Os dados fluviométricos selecionados para utilização para os estudos hidrológicos foram os provenientes das estações fluviométricas existentes na bacia do rio Itajaí-mirim, descritas no Capítulo anterior.

## 1.2. Caracterização da bacia hidrográfica

A bacia do rio Itajaí Mirim pertence à bacia do rio Itajaí Açu, da qual é afluente pela margem direita, percorrendo, no trecho em estudo, áreas correspondentes aos municípios de Vidal Ramos, Presidente Nereu e Botuverá.

Os principais formadores do curso principal do rio Itajaí Mirim entre os municípios de Vidal Ramos e Imbuia, na elevação aproximada 1000 m sobre o nível do mar, na Serra dos Faxinais. O comprimento do rio desta nascente até a sua foz no rio Itajaí Açu é de 177 km.

A área de drenagem total da bacia do rio Itajaí Mirim é de aproximadamente 1677 km², distribuída entre os limites territoriais dos municípios de Vidal Ramos, Imbuia, Presidente Nereu, Botuverá, Brusque, Guabiruba e Itajaí.

Para avaliação das características fisiográficas da bacia do rio Itajaí Mirim, foram levantados seus índices físicos principais, incluindo área, perímetro, forma, densidade de drenagem, declividade, tempo de concentração, além de características de cobertura vegetal, uso predominante dos solos e relevo.

Estes aspectos têm influência direta no comportamento hidrometeorológico da bacia em estudo e, consequentemente, no regime fluvial e sedimentológico do curso de água principal. As principais características fisiográficas do rio Itajaí Mirim são descritas nos itens a seguir.

### 1.2.1. Área de drenagem

Para a determinação da área de drenagem até o local do aproveitamento, procedeu-se da seguinte forma:

- inicialmente, sobre as cartas topográficas, demarcou-se o divisor de água que delimita a bacia, até o local da tomada de água;

- através de mesa digitalizadora, procedeu-se à vetorização das áreas, gerando arquivos digitais contendo sua delimitação precisa;

- utilizando-se software específico para desenho, mediu-se a área assim obtida, a qual foi adotada para o estudo.

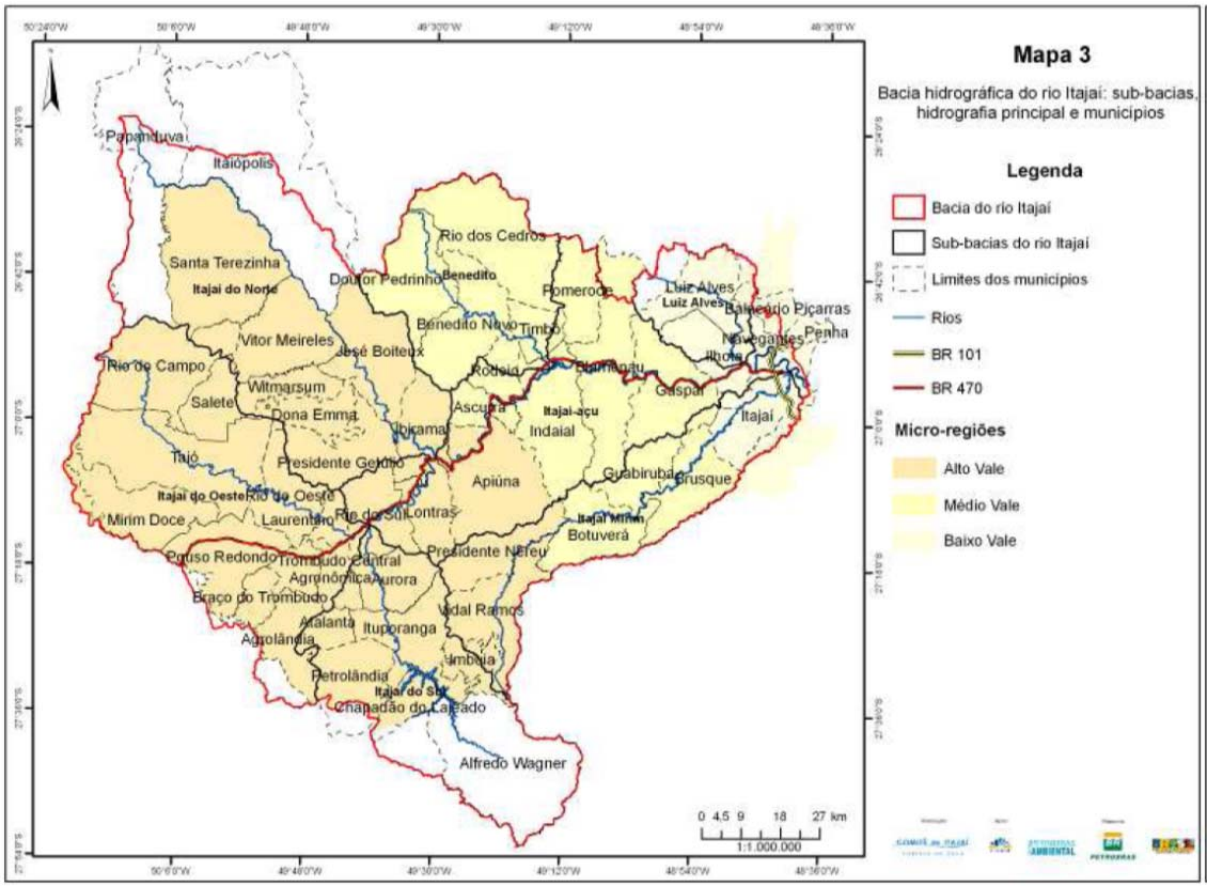



**Figura 1.1 – SITUAÇÃO DO RIO ITAJAÍ MIRIM NA BACIA DO RIO ITAJAÍ AÇU[1]**

Com um vale fortemente encaixado, e grandes variações de nível ao longo de sua reduzida extensão, o rio Itajaí Mirim se apresenta com uma bacia hidrográfica fortemente encaixada, com grande vocação para aproveitamento hidrelétrico do seu potencial.

A área de drenagem da bacia do rio Itajaí Mirim, até sua foz no rio Itajaí Açu, é 1677 km$^2$.

Notadamente no trecho alto da bacia, a montante da área em estudo, a rede de drenagem é bastante densa, com diversos cursos da água entremeando os picos e coxilhas, que se unem nos rios principais até atingir os leitos principais dos formadores da bacia.

### 1.2.2. Perímetro

O perímetro da bacia do rio Itajaí Mirim, representado pelo comprimento linear do contorno do limite da bacia, é de 300 km.

[1]Fonte: JICA, 2011.

### 1.2.3. Forma da bacia

Para a caracterização da forma da bacia do rio Itajaí Mirim, calcularam-se seus índices de compacidade e de conformação.

O índice ou coeficiente de compacidade, $K_c$, é a relação entre o perímetro da bacia e a circunferência de um círculo de área igual à da bacia, ou seja:

$$K_c = 0{,}28\frac{P}{\sqrt{A}}$$

onde:

$P$ = perímetro da bacia, em km;

$A$ = área de drenagem da bacia, em km$^2$.

Para a bacia do rio Itajaí Mirim, resultou para o índice de compacidade:

$K_c$ = 2,05

O valor obtido indica, conforme se pode observar no mapa da bacia, tratar-se de uma bacia de forma alongada.

O índice de conformação ou fator de forma, $K_f$, é a relação entre a área da bacia hidrográfica e o quadrado de seu comprimento axial, medido ao longo do curso de água principal, desde a foz até a cabeceira mais distante, próxima do divisor de águas da bacia, ou seja:

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

onde:

$L$ = comprimento total do curso de água principal, em km.

O comprimento total do rio Itajaí Mirim desde sua nascente até a foz no rio Itajaí Açu é de aproximadamente 177,00 km. Resulta, portanto, para o índice de conformação:

$K_f = 0{,}054$

O valor obtido é coerente com as observações da forma da bacia, e indica ser uma bacia alongada, onde a possibilidade de ocorrência de chuvas intensas cobrindo, ao mesmo tempo, toda sua extensão, é menor que em bacias largas e curtas de mesma área de drenagem.

### 1.2.4. Densidade de drenagem

A densidade de drenagem, $D_d$, é a relação entre o comprimento total dos cursos de água de uma bacia e a sua área total. Este índice fornece uma indicação da eficiência da

drenagem, ou seja, da maior ou menor velocidade com que a água deixa a bacia hidrográfica.

É expressa pela relação:

$$D_d = \frac{L_T}{A}$$

onde:

$L_T$ = comprimento total dos cursos de água da bacia, em km.

Para a bacia do rio Itajaí Mirim, o comprimento total do canal principal e seus afluentes principais, medido a partir da planta topográfica da bacia, resulta em 177 km. Assim, a densidade de drenagem da bacia do rio Itajaí Mirim no trecho estudado é de:

$D_d$ = 0,105 km/km$^2$

O valor obtido indica que a densidade de drenagem da bacia pode ser considerada baixa.

### 1.2.5. Declividade do canal principal

A declividade de um rio é o fator determinante da velocidade do seu escoamento. Quanto maior a declividade, maior será a velocidade de escoamento e mais pronunciados e estreitos serão os hidrogramas das enchentes.

A declividade média de um curso de água é dada por:

$$S = \frac{H}{L}$$

onde:

$H$ = diferença de elevação entre a nascente e a foz do rio (m).

O rio Itajaí Mirim, na sua nascente, encontra-se na elevação aproximada 1000 m, e atinge, no ponto correspondente à sua confluência com o rio Itajaí Açu, a elevação 2m, resultando em uma queda total ao longo do curso principal de aproximadamente 1000 m.

Resulta, para a declividade média do rio Itajaí Mirim:

$S$ = 5,9 m/km

Este valor é alto, e se reflete na predominância de trechos de declividade concentrada, associados geralmente a feições geológicas, com relevo encaixado em sucessões de mudanças bruscas de direção, tanto em planta como em perfil, principalmente na parte alta da bacia.

Nas partes mais baixas, predomina o relevo moldado por ação hidrodinâmica do escoamento associado às camadas de baixa resistência dos aluviões.

### 1.2.6. Tempo de concentração

O tempo de concentração mede o tempo necessário para que toda a bacia contribua para o escoamento superficial numa seção considerada, ou seja, é o tempo em que a gota que se precipita no ponto mais distante da seção transversal considerada de uma bacia, leva para atingir essa seção.

Para o cálculo do tempo de concentração da bacia do rio Itajaí Mirim, seguiu-se a recomendação das *Diretrizes para estudos e projetos de PCHs*, adotando-se a fórmula do U.S. Soil Conservation Service:

$$t_c = 0{,}95\left(\frac{L^3}{H}\right)^{0{,}385}$$ onde:

$t_c$ = tempo de concentração, em horas.

Resultou, para a seção correspondente foz no rio Itajaí Açu, um tempo de concentração para o rio Itajaí Mirim:

$t_c$ = 25 h

### 1.2.7. Tratamento e consistência dos dados básicos

Foram realizadas análises de consistência de registros de vazões máximas anuais, e elaboradas análises visando identificar a correlação entre os dados nos postos, de modo a permitir o preenchimento de falhas e a obtenção da maior série possível de dados para a estação de Botuverá Montante, adotada como referência para a elaboração dos presentes estudos.

As características principais da estação base utilizada são apresentadas no Quadro a seguir.

**Quadro 1.1 – ESTAÇÃO FLUVIOMÉTRICA BASE UTILIZADA PADA OS ESTUDOS**

| | |
|---|---|
| Código | 83892998 |
| Nome | BOTUVERA - MONTANTE |
| Código Adicional | - |
| Bacia | ATLÂNTICO, TRECHO SUDESTE (8) |
| Sub-bacia | RIO ITAJAÍ-AÇU (83) |
| Rio | RIO ITAJAÍ-MIRIM |
| Estado | SANTA CATARINA |
| Município | BOTUVERÁ |
| Responsável | ANA |
| Operadora | EPAGRI |

| | |
|---|---|
| Latitude | -27:11:48 |
| Longitude | -49:5:14 |
| Área de Drenagem (km2) | 794 |

A Figura a seguir mostra os períodos para os quais se dispõe de registros históricos de vazões máximas em cada uma das estações consideradas.

| POSTO Nº | NOME | 1930 a 1939 | 1940 a 1949 | 1950 a 1959 | 1960 a 1969 |
|---|---|---|---|---|---|
| 83892990 | SALSEIRO | | | | |
| 83892998 | BOTUVERA MONT. | | | | |
| 83893000 | BOTUVERA | | | | |
| 83900000 | BRUSQUE | | | | |

| POSTO Nº | NOME | 1970 a 1979 | 1980 a 1989 | 1990 a 1999 | 2000 a 2007 |
|---|---|---|---|---|---|
| 83892990 | SALSEIRO | | | | |
| 83892998 | BOTUVERA MONT. | | | | |
| 83893000 | BOTUVERA | | | | |
| 83900000 | BRUSQUE | | | | |

**Figura 1.2 – PERÍODOS DE REGISTROS DE VAZÕES MÁXIMAS ANUAIS DISPONÍVEIS PARA AS ESTAÇÕES FLUVIOMÉTRICAS EXISTENTES NA BACIA DO RIO ITAJAÍ-MIRIM**

Os estudos de consistência visaram principalmente detectar erros e falhas de observação nas séries de vazões médias diárias e mensais das estações fluviométricas utilizadas para os estudos de regionalização de vazões.

Analisaram-se as curvas de permanência adimensionais para as estações fluviométricas selecionadas. Em geral, estas curvas variam muito pouco ao longo de um mesmo rio. Para o seu traçado, utilizou-se períodos comuns de observações para as estações consideradas, caso a caso. Foram também realizadas comparações de cotagramas simultâneos, fluviogramas simultâneos (vazões médias diárias) e correlações de vazões médias mensais, entre as estações fluviométricas consideradas.

Foram ainda efetuadas comparações entre as séries de descargas médias mensais das estações fluviométricas consideradas com a finalidade de detectar incrementais negativas. Todas as análises de consistência realizadas permitiram detectar e corrigir erros nas estações fluviométricas e também preencher as falhas de observação nestas estações

Assim, a caracterização do escoamento hídrico de superfície do rio Itajaí-mirim, teve por base os dados observados na estação fluviométrica de Botuverá Montante, consistidos pela Agência Nacional de Águas – ANA e disponibilizados em sua página na internet: http://hidroweb.ana.gov.br.

De modo a avaliar a adequabilidade dos dados das estações vizinhas para a complementação de dados da série da estação base, foram verificados seus históricos,

corrigidas suas falhas e correlacionados os dados dos períodos comuns de dados disponíveis.

As correlações obtidas são apresentadas nas Figuras a seguir.

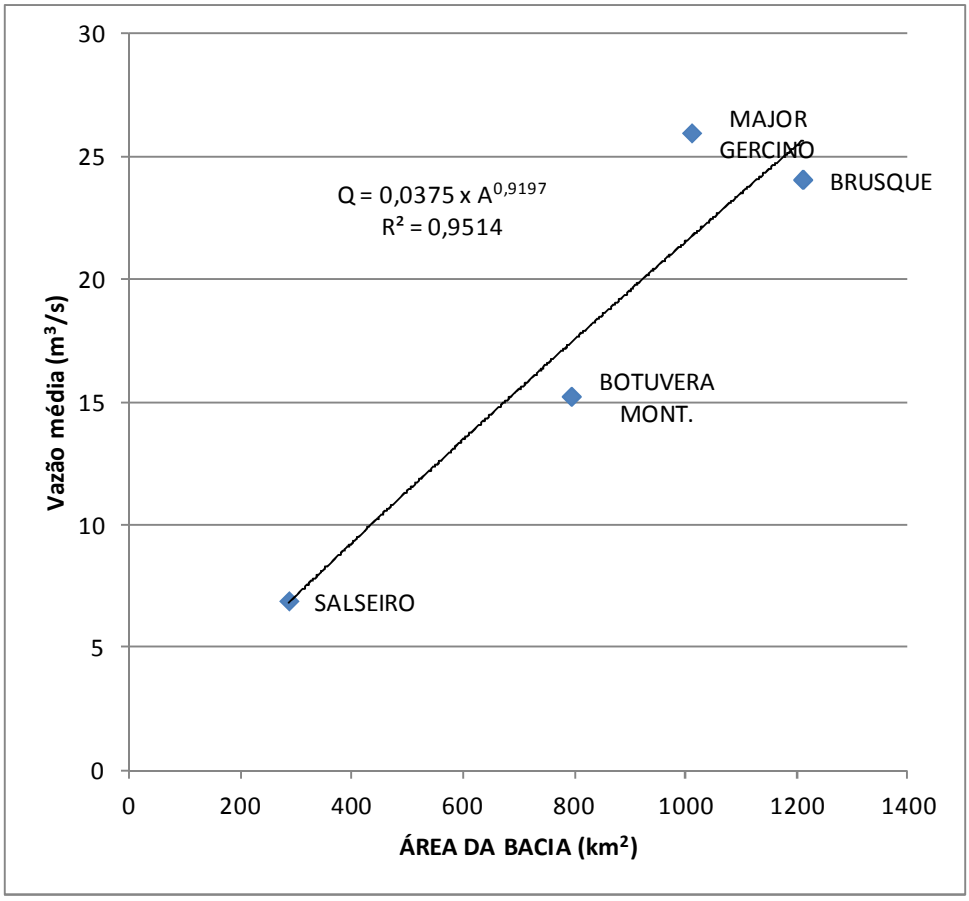



**Figura 1.3 – CORRELAÇÃO VAZÕES MÉDIAS NO PERÍODO COMUM DE DADOS**

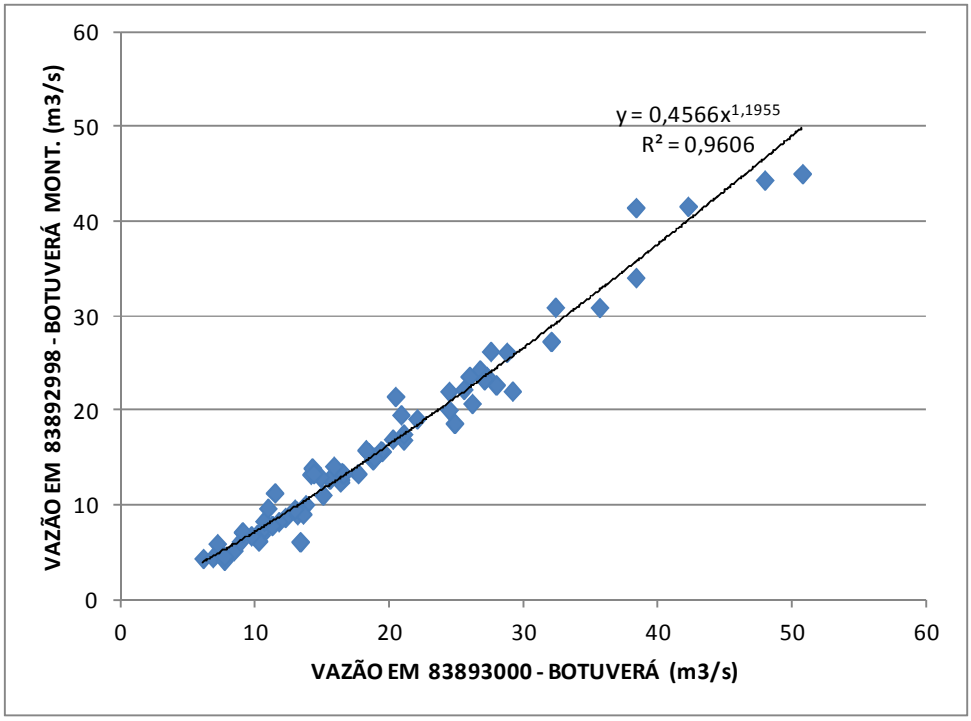



**Figura 1.4 – CORRELAÇÃO VAZÕES MÉDIAS MENSAIS – BOTUVERÁ MONTANTE x BOTUVERÁ**

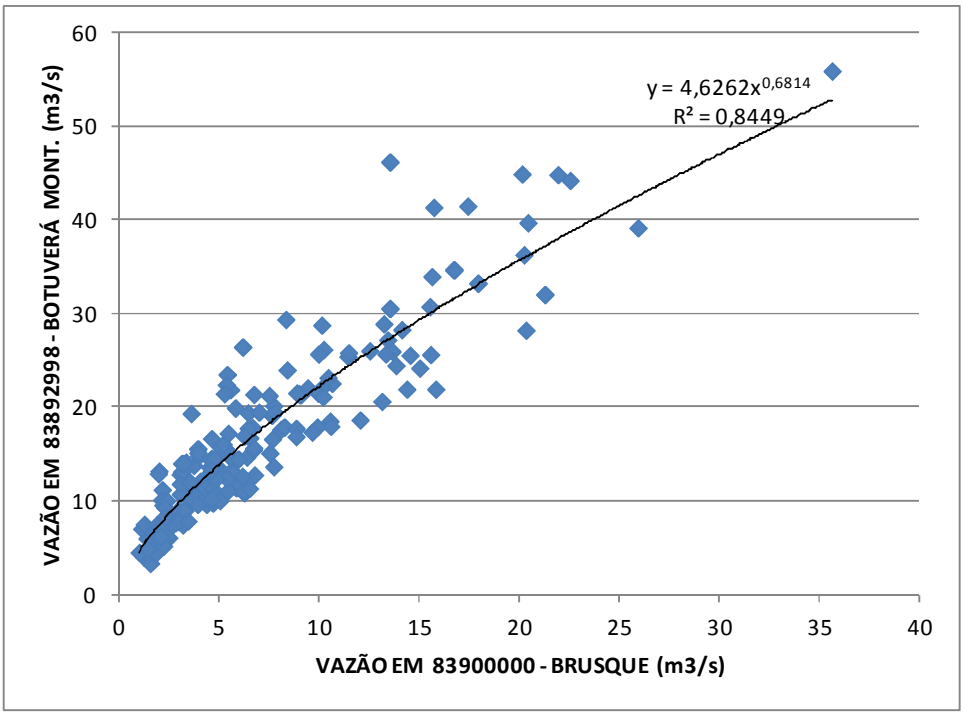



**Figura 1.5 – CORRELAÇÃO VAZÕES MÉDIAS MENSAIS – BOTUVERÁ MONTANTE x BRUSQUE**

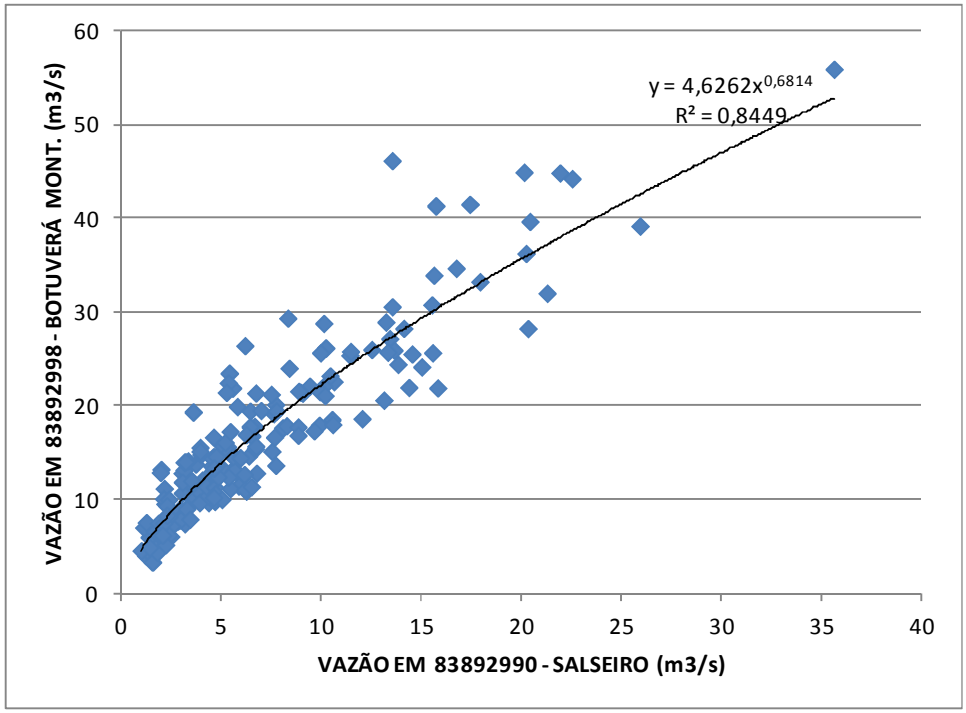



**Figura 1.6 – CORRELAÇÃO VAZÕES MÉDIAS MENSAIS – BOTUVERÁ MONTANTE x SALSEIRO**

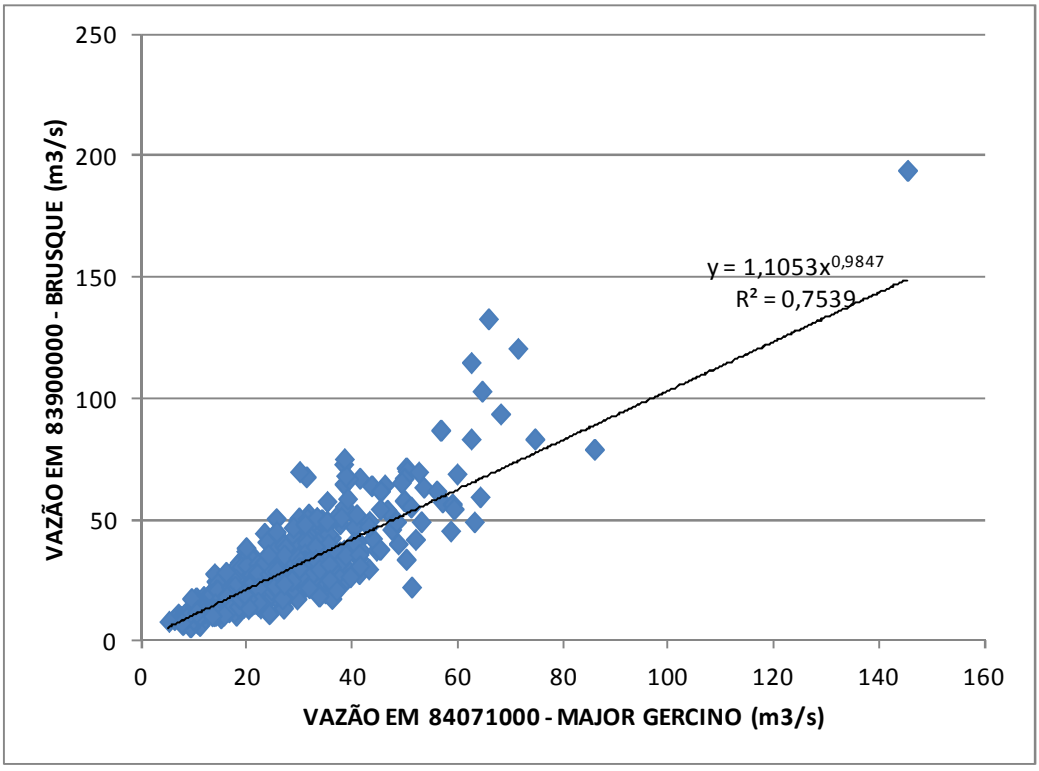



**Figura 1.7 – CORRELAÇÃO VAZÕES MÉDIAS MENSAIS – BRUSQUE x MAJOR GERCINO**

Para os estudos de vazões de enchentes, foram identificadas as vazões máximas anuais na estação base, e nas demais estações existentes no rio Itajaí Mirim. Para preenchimento de falhas nas observações na estação base, foram utilizados os dados das demais estações e na vizinha bacia do rio Tijucas.

As Figuras a seguir indicam a boa correlação obtida entre os dados considerados.

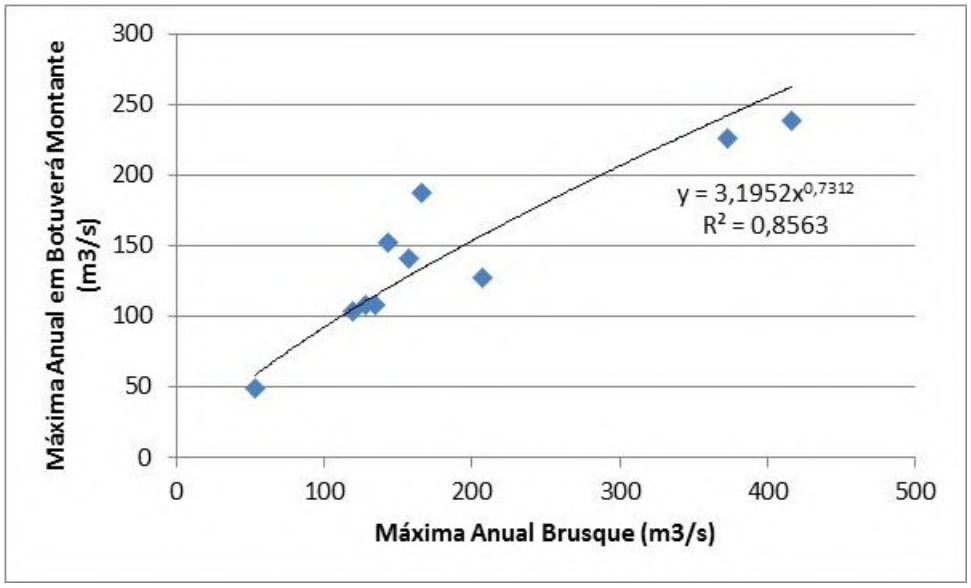



**Figura 1.8 – CORRELAÇÃO DE VAZÕES MÁXIMAS ANUAIS – BRUSQUE E BOTUVERÁ MONTANTE**

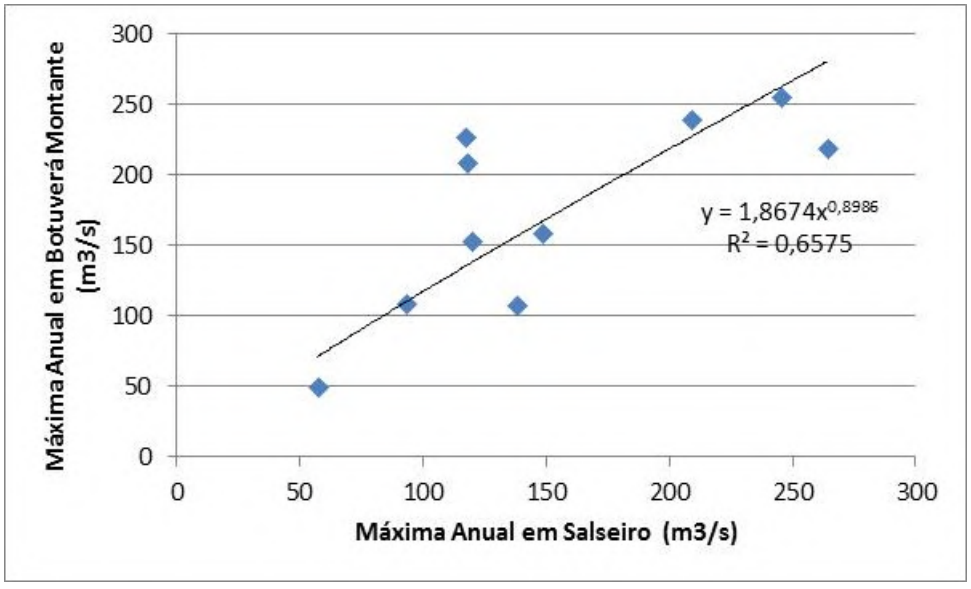



**Figura 1.9 – CORRELAÇÃO DE VAZÕES MÁXIMAS ANUAIS – BOTUVERÁ MONTANTE E SALSEIRO**

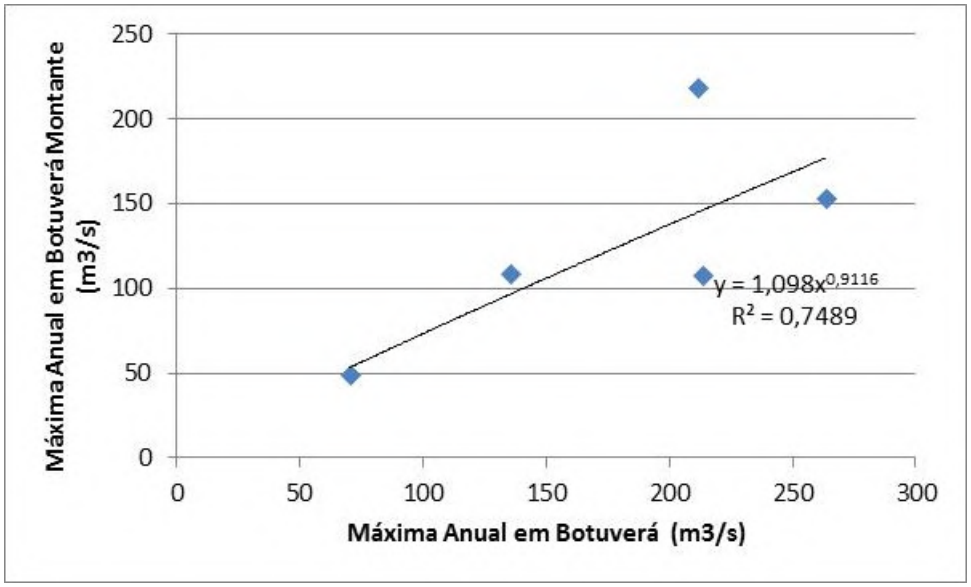



**Figura 1.10 – CORRELAÇÃO DE VAZÕES MÁXIMAS ANUAIS – BOTUVERÁ MONTANTE E BOTUVERÁ**

### 1.2.8. Séries de dados básicos consideradas

As análises de correlação entre os dados básicos considerados permitiram determinar, para a estação base considerada, as séries de vazões médias mensais, de vazões máximas anuais, e de vazões mínimas.

Estas séries, apresentadas no Apêndice A do Relatório dos Estudos Básicos, foram utilizadas para a realização dos estudos correspondentes, de regime médio, de frequência de cheias, e de vazões mínimas.

## 1.3. Estudos de regime médio

A partir das séries históricas consistidas para as estações consideradas, determinou-se a série de vazões médias mensais para a estação base, a partir da qual foram obtidas as vazões características para os eixos selecionados.

As equações de transferência de vazões da estação fluviométrica Botuverá Montante para a seção correspondente ao eixo do barramento foram determinadas com base na aplicação da equação resultante da correlação entre vazões médias no período comum de dados, apresentada na Figura 1.3.

A equação de transferência assim obtida é apresentada a seguir:

$$\overline{Q}_{BARR} = 0{,}8087 \cdot \overline{Q}_{BM}$$

onde: $\overline{Q}_{BARR}$ = vazão na seção correspondente ao eixo do barramento ($A_d$ = 630,3 km$^2$).

A série de vazões médias mensais assim obtida é apresentadas no Quadro a seguir.

## Quadro 1.2 – VAZÕES MÉDIAS MENSAIS NO EIXO DO BARRAMENTO ($m^3/s$)

| ANO | JAN | FEV | MAR | ABR | MAI | JUN | JUL | AGO | SET | OUT | NOV | DEZ | MÉDIA |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1929** | | | | | | 18,2 | 12,0 | 13,7 | 15,0 | 39,3 | 18,5 | 11,2 | **18,3** |
| **1930** | 27,5 | 33,5 | 15,5 | 9,7 | 11,8 | 10,1 | 11,8 | 15,0 | 14,7 | 28,5 | 21,2 | 16,7 | **18,0** |
| **1931** | 31,9 | 19,3 | 18,8 | 15,1 | 46,2 | 38,1 | 31,3 | 27,8 | 49,8 | 18,4 | 14,4 | 17,4 | **27,4** |
| **1932** | 17,0 | 24,6 | 14,9 | 15,0 | 21,7 | 13,4 | 8,4 | 15,3 | 27,7 | 29,6 | 17,3 | 26,1 | **19,3** |
| **1933** | 13,1 | 18,9 | 11,0 | 15,6 | 17,8 | 10,6 | 8,6 | 9,5 | 24,3 | 34,6 | 14,3 | 12,7 | **15,9** |
| **1934** | 21,2 | 37,3 | 20,5 | 17,5 | 11,4 | 7,6 | 13,6 | 16,8 | 19,1 | 21,2 | 11,9 | 13,3 | **17,6** |
| **1935** | 12,6 | 8,8 | 12,3 | 15,7 | 6,0 | 13,4 | 7,6 | 16,6 | 18,0 | 41,5 | 12,2 | 9,1 | **14,5** |
| **1936** | 18,2 | 11,0 | 6,3 | 7,8 | 7,3 | 21,2 | 12,2 | 52,8 | 31,4 | 26,7 | 12,8 | 9,8 | **18,1** |
| **1937** | 8,7 | 11,8 | 17,3 | 21,4 | 22,1 | 8,9 | 7,7 | 13,9 | 11,1 | 24,0 | 15,3 | 9,9 | **14,3** |
| **1938** | 17,5 | 17,9 | 13,9 | 15,0 | 10,9 | 18,9 | 10,7 | 7,8 | 7,3 | 12,0 | 10,6 | 10,0 | **12,7** |
| **1939** | 8,3 | 16,1 | 10,8 | 7,9 | 12,1 | 11,2 | 8,9 | 6,0 | 16,6 | 15,8 | 46,5 | 20,3 | **15,1** |
| **1940** | 32,7 | 28,2 | 12,0 | 11,6 | 15,4 | 6,5 | 14,9 | 23,9 | 9,8 | 18,3 | 14,6 | 15,4 | **16,9** |
| **1941** | 11,3 | 16,0 | 13,4 | 9,2 | 11,4 | 17,5 | 6,2 | 15,2 | 10,5 | 9,7 | 19,6 | 10,8 | **12,6** |
| **1942** | 10,3 | 21,7 | 10,0 | 9,8 | 8,9 | 11,4 | 8,4 | 7,0 | 6,0 | 5,7 | 4,8 | 8,8 | **9,4** |
| **1943** | 5,5 | 7,3 | 6,0 | 4,4 | 6,6 | 11,9 | 12,1 | 34,3 | 19,9 | 17,7 | 9,7 | 7,6 | **11,9** |
| **1944** | 17,9 | 13,3 | 13,1 | 8,3 | 5,5 | 5,5 | 5,2 | 6,0 | 6,1 | 5,6 | 10,2 | 4,8 | **8,5** |
| **1945** | 4,4 | 16,5 | 7,3 | 9,2 | 5,9 | 4,8 | 6,0 | 4,1 | 9,8 | 8,6 | 4,1 | 6,6 | **7,3** |
| **1946** | 8,5 | 25,4 | 16,7 | 10,6 | 10,0 | 15,2 | 21,7 | 15,5 | 9,1 | 16,6 | 9,8 | 8,1 | **13,9** |
| **1947** | 8,5 | 14,7 | 15,2 | 6,5 | 7,1 | 6,8 | 8,3 | 10,7 | 16,2 | 31,9 | 13,4 | 20,6 | **13,3** |
| **1948** | 14,5 | 21,5 | 20,3 | 13,7 | 33,8 | 13,2 | 18,7 | 36,6 | 11,2 | 10,5 | 9,5 | 6,2 | **17,5** |
| **1949** | 6,6 | 9,0 | 19,4 | 18,2 | 8,2 | 16,0 | 6,8 | 9,9 | 10,7 | 7,8 | 6,7 | 5,5 | **10,4** |
| **1950** | 16,9 | 13,9 | 26,4 | 9,5 | 8,8 | 7,8 | 6,0 | 12,4 | 9,6 | 20,7 | 7,0 | 10,0 | **12,4** |
| **1951** | 11,5 | 11,2 | 12,5 | 6,0 | 4,6 | 4,4 | 5,6 | 3,9 | 3,4 | 15,8 | 9,2 | 8,0 | **8,0** |
| **1952** | 10,2 | 7,9 | 5,9 | 4,1 | 3,4 | 6,2 | 6,8 | 4,1 | 8,5 | 16,9 | 12,6 | 6,1 | **7,7** |
| **1953** | 9,9 | 7,5 | 5,4 | 3,7 | 3,8 | 3,7 | 3,2 | 2,9 | 4,8 | 17,0 | 15,1 | 6,9 | **7,0** |
| **1954** | 7,8 | 11,9 | 11,3 | 20,7 | 21,0 | 14,2 | 21,5 | 7,7 | 17,0 | 43,6 | 12,0 | 9,7 | **16,5** |
| **1955** | 7,8 | 8,7 | 7,9 | 9,0 | 13,9 | 10,1 | 21,6 | 11,3 | 17,1 | 6,9 | 7,0 | 11,3 | **11,1** |
| **1956** | 13,5 | 18,8 | 7,6 | 7,5 | 12,7 | 7,6 | 7,0 | 7,7 | 21,4 | 11,8 | 11,8 | 15,7 | **11,9** |
| **1957** | 10,6 | 14,3 | 7,8 | 10,7 | 12,8 | 8,9 | 25,5 | 57,5 | 60,4 | 24,4 | 26,0 | 14,0 | **22,7** |
| **1958** | 12,3 | 13,9 | 25,8 | 13,4 | 8,5 | 15,0 | 9,3 | 11,3 | 20,6 | 16,5 | 21,9 | 12,4 | **15,1** |
| **1959** | 11,5 | 15,5 | 11,0 | 17,6 | 10,1 | 8,3 | 6,0 | 11,6 | 22,7 | 11,2 | 9,3 | 10,1 | **12,1** |
| **1960** | 13,5 | 35,9 | 28,9 | 10,7 | 8,0 | 6,3 | 6,8 | 25,1 | 12,7 | 13,0 | 22,4 | 14,0 | **16,4** |
| **1961** | 9,8 | 13,9 | 16,2 | 12,2 | 10,8 | 12,4 | 10,0 | 6,3 | 34,1 | 24,7 | 66,4 | 35,3 | **21,0** |
| **1962** | 16,9 | 17,3 | 25,2 | 11,0 | 16,4 | 10,6 | 13,3 | 7,3 | 17,5 | 12,0 | 13,9 | 10,7 | **14,3** |
| **1963** | 18,4 | 34,6 | 23,2 | 14,8 | 7,1 | 7,3 | 7,2 | 6,7 | 25,6 | 32,2 | 27,9 | 13,8 | **18,2** |
| **1964** | 9,8 | 7,5 | 8,6 | 7,5 | 9,1 | 6,3 | 6,8 | 7,7 | 12,1 | 12,5 | 7,4 | 8,5 | **8,7** |
| **1965** | 7,7 | 7,1 | 7,9 | 14,0 | 15,5 | 8,1 | 11,5 | 13,5 | 16,3 | 8,6 | 17,0 | 21,9 | **12,4** |
| **1966** | 24,6 | 51,6 | 22,0 | 20,7 | 14,4 | 11,4 | 9,4 | 9,6 | 11,9 | 11,8 | 10,7 | 14,0 | **17,7** |
| **1967** | 16,5 | 25,5 | 18,8 | 11,3 | 9,9 | 10,5 | 12,7 | 9,6 | 18,8 | 12,2 | 10,4 | 12,2 | **14,0** |
| **1968** | 8,0 | 7,1 | 6,4 | 5,8 | 4,8 | 5,1 | 5,0 | 4,4 | 7,3 | 7,5 | 9,5 | 7,5 | **6,5** |
| **1969** | 16,0 | 11,5 | 16,2 | 21,7 | 7,2 | 18,9 | 14,5 | 9,0 | 8,7 | 7,9 | 14,0 | 8,7 | **12,9** |

| ANO | JAN | FEV | MAR | ABR | MAI | JUN | JUL | AGO | SET | OUT | NOV | DEZ | MÉDIA |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **1970** | 11,3 | 10,7 | 12,4 | 9,0 | 8,1 | 10,7 | 12,6 | 9,3 | 7,9 | 7,7 | 7,0 | 10,7 | **9,8** |
| **1971** | 17,3 | 10,1 | 21,1 | 21,3 | 15,5 | 15,1 | 14,4 | 9,4 | 14,0 | 12,0 | 6,8 | 5,7 | **13,6** |
| **1972** | 7,6 | 20,6 | 8,5 | 6,2 | 4,9 | 8,4 | 8,4 | 35,1 | 23,6 | 18,0 | 16,9 | 24,8 | **15,2** |
| **1973** | 22,2 | 19,2 | 12,0 | 11,2 | 11,9 | 10,6 | 12,1 | 32,5 | 25,4 | 16,5 | 15,7 | 12,8 | **16,8** |
| **1974** | 22,7 | 18,6 | 29,1 | 12,9 | 9,0 | 9,7 | 12,1 | 8,4 | 17,8 | 7,2 | 9,8 | 6,3 | **13,6** |
| **1975** | 8,8 | 6,6 | 7,9 | 6,3 | 7,1 | 7,2 | 7,5 | 15,5 | 33,6 | 34,3 | 17,4 | 37,8 | **15,8** |
| **1976** | 24,2 | 14,4 | 18,8 | 10,1 | 20,5 | 25,7 | 18,3 | 29,5 | 15,5 | 11,4 | 13,7 | 15,8 | **18,2** |
| **1977** | 19,9 | 28,4 | 14,0 | 13,1 | 6,5 | 5,2 | 5,9 | 25,7 | 14,7 | 32,4 | 27,2 | 13,2 | **17,2** |
| **1978** | 13,0 | 6,8 | 8,1 | 3,6 | 2,9 | 3,0 | 4,7 | 2,8 | 8,4 | 6,8 | 7,9 | 20,0 | **7,3** |
| **1979** | 5,0 | 3,7 | 3,3 | 8,7 | 13,4 | 5,9 | 6,1 | 3,9 | 8,6 | 31,6 | 18,0 | 8,4 | **9,7** |
| **1980** | 9,0 | 5,5 | 14,1 | 8,3 | 5,3 | 4,8 | 22,9 | 35,9 | 27,1 | 19,9 | 15,3 | 35,4 | **17,0** |
| **1981** | 20,2 | 9,7 | 7,9 | 6,6 | 3,6 | 4,4 | 3,5 | 4,4 | 4,1 | 10,3 | 8,1 | 9,6 | **7,7** |
| **1982** | 5,1 | 16,7 | 7,3 | 5,6 | 4,5 | 9,3 | 8,8 | 8,1 | 5,2 | 11,6 | 23,1 | 9,9 | **9,6** |
| **1983** | 21,1 | 25,9 | 22,7 | 16,1 | 41,2 | 31,6 | 110,7 | 28,1 | 19,5 | 11,9 | 8,3 | 17,2 | **29,5** |
| **1984** | 11,3 | 7,4 | 8,9 | 7,1 | 7,2 | 10,8 | 12,8 | 25,5 | 20,9 | 20,0 | 19,0 | 10,6 | **13,5** |
| **1985** | 7,4 | 12,6 | 9,9 | 11,9 | 8,4 | 5,3 | 8,6 | 4,4 | 5,4 | 5,5 | 8,6 | 3,6 | **7,6** |
| **1986** | 4,6 | 9,0 | 4,3 | 4,9 | 3,9 | 4,7 | 3,4 | 3,5 | 5,5 | 13,7 | 15,4 | 12,1 | **7,1** |
| **1987** | 21,2 | 18,7 | 7,0 | 7,5 | 19,0 | 13,6 | 10,7 | 14,1 | 10,2 | 25,0 | 8,1 | 7,2 | **13,5** |
| **1988** | 12,6 | 8,9 | 6,6 | 5,5 | 11,9 | 10,0 | 5,0 | 3,3 | 7,3 | 7,7 | 4,1 | 3,6 | **7,2** |
| **1989** | 17,8 | 15,0 | 12,5 | 10,8 | 16,7 | 5,4 | 6,1 | 6,3 | 19,6 | 6,7 | 4,9 | 10,3 | **11,0** |
| **1990** | 36,4 | 16,2 | 17,7 | 12,7 | 10,7 | 22,0 | 24,9 | 18,3 | 18,8 | 33,6 | 33,5 | 12,1 | **21,4** |
| **1991** | 15,7 | 10,4 | 10,7 | 4,9 | 5,7 | 11,2 | 7,8 | 17,3 | 5,7 | 17,9 | 12,8 | 11,4 | **11,0** |
| **1992** | 9,1 | 19,0 | 10,7 | 6,1 | 20,6 | 21,1 | 35,8 | 27,5 | 17,3 | 11,5 | 11,4 | 8,2 | **16,5** |
| **1993** | 18,2 | 37,4 | 21,4 | 15,7 | 12,0 | 12,3 | 16,3 | 8,7 | 23,3 | 21,2 | 9,6 | 17,4 | **17,8** |
| **1994** | 10,5 | 23,8 | 12,3 | 10,6 | 15,5 | 14,5 | 23,4 | 8,9 | 5,3 | 8,2 | 11,0 | 13,5 | **13,1** |
| **1995** | 29,4 | 22,9 | 13,0 | 5,3 | 3,7 | 8,2 | 7,9 | 8,8 | 10,4 | 15,1 | 6,0 | 6,4 | **11,4** |
| **1996** | 13,6 | 8,3 | 17,5 | 9,3 | 2,8 | 8,0 | 10,3 | 11,9 | 19,8 | 14,3 | 7,3 | 12,3 | **11,3** |
| **1997** | 20,7 | 45,2 | 13,5 | 7,6 | 5,4 | 6,1 | 9,1 | 12,7 | 8,0 | 31,7 | 26,9 | 14,5 | **16,8** |
| **1998** | 19,5 | 17,9 | 20,8 | 28,1 | 15,8 | 11,1 | 14,5 | 32,1 | 36,3 | 24,8 | 11,8 | 11,7 | **20,4** |
| **1999** | 9,6 | 14,4 | 8,7 | 11,8 | 6,2 | 7,9 | 21,0 | 6,4 | 8,4 | 17,6 | 10,7 | 10,3 | **11,1** |
| **2000** | 14,7 | 13,7 | 9,9 | 6,4 | 5,2 | 5,0 | 7,5 | 5,6 | 15,5 | 19,3 | 10,9 | 10,7 | **10,4** |
| **2001** | 14,0 | 17,4 | 13,7 | 15,8 | 25,9 | 17,1 | 14,4 | 8,5 | 14,1 | 22,9 | 11,1 | 13,7 | **15,7** |
| **2002** | 17,2 | 9,8 | 9,3 | 20,9 | 9,2 | 8,6 | 10,1 | 20,8 | 20,8 | 17,8 | 24,8 | 17,5 | **15,6** |
| **2003** | 9,6 | 9,7 | 11,8 | 5,8 | 5,1 | 8,2 | 6,4 | 3,6 | 4,2 | 9,0 | 9,2 | 9,5 | **7,7** |
| **2004** | 14,0 | 6,6 | 6,1 | 6,8 | 10,1 | 10,8 | 17,5 | 7,7 | 18,8 | 19,0 | 15,6 | 10,5 | **12,0** |
| **2005** | 11,9 | 7,8 | 5,8 | 8,2 | 16,5 | 8,3 | 10,5 | 9,9 | 40,6 | 23,8 | 19,0 | 10,0 | **14,3** |
| **2006** | 14,6 | 8,3 | 5,1 | 4,0 | 3,2 | 3,3 | 3,3 | 3,9 | 4,1 | 5,9 | 6,0 | 7,0 | **5,7** |
| **2007** | 8,0 | 9,9 | 11,7 | 5,5 | 19,7 | 7,0 | 18,7 | 13,0 | 22,4 | 21,5 | 23,2 | 11,9 | **14,4** |
| **2008** | 17,1 | 16,6 | 14,2 | 13,7 | 15,1 | 8,1 | 7,0 | 8,5 | 13,9 | 49,8 | 64,5 | 20,5 | **20,7** |
| **2009** | 29,8 | 14,4 | 16,5 | 9,1 | 8,0 | 7,1 | 21,9 | 23,4 | 36,5 | 31,5 | 19,6 | 15,5 | **19,5** |
| **2010** | 20,3 | 13,0 | 17,5 | 28,1 | 28,8 | 18,0 | 18,6 | 21,9 | 11,5 | 14,7 | 11,4 | 22,0 | **18,8** |
| **2011** | 16,2 | 28,9 | 20,3 | 15,8 | 13,9 | 11,2 | 21,3 | 62,7 | 58,9 | 24,9 | 20,6 | 17,1 | **26,0** |
| **2012** | 32,8 | 20,9 | 13,6 | 13,4 | 12,2 | 21,4 | 22,2 | 17,6 | 10,9 | 16,2 | 12,0 | 13,0 | **17,2** |

| ANO | JAN | FEV | MAR | ABR | MAI | JUN | JUL | AGO | SET | OUT | NOV | DEZ | MÉDIA |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **2013** | 11,5 | 20,9 | 26,9 | 16,5 | 10,6 | 21,7 | 22,3 | 24,3 | 47,5 | 24,1 | | | **22,6** |

O Quadro a seguir mostra as vazões médias mensais características no local, para o período considerado.

**Quadro 1.3 – VAZÕES MENSAIS CARACTERÍSTICAS NO EIXO DO BARRAMENTO**

| MÊS | MÍNIMA | MÉDIA | MÁXIMA |
|---|---|---|---|
| JAN | 4,4 | 14,8 | 36,4 |
| FEV | 3,7 | 16,6 | 51,6 |
| MAR | 3,3 | 13,5 | 29,1 |
| ABR | 3,6 | 11,2 | 28,1 |
| MAI | 2,8 | 11,7 | 46,2 |
| JUN | 3,0 | 11,1 | 38,1 |
| JUL | 3,2 | 13,2 | 110,7 |
| AGO | 2,8 | 15,0 | 62,7 |
| SET | 3,4 | 17,2 | 60,4 |
| OUT | 5,5 | 18,3 | 49,8 |
| NOV | 4,1 | 15,2 | 66,4 |
| DEZ | 3,6 | 12,8 | 37,8 |

A Figura a seguir apresenta os histogramas das vazões médias mensais máximas, mínimas e médias de longo período observadas no período histórico.

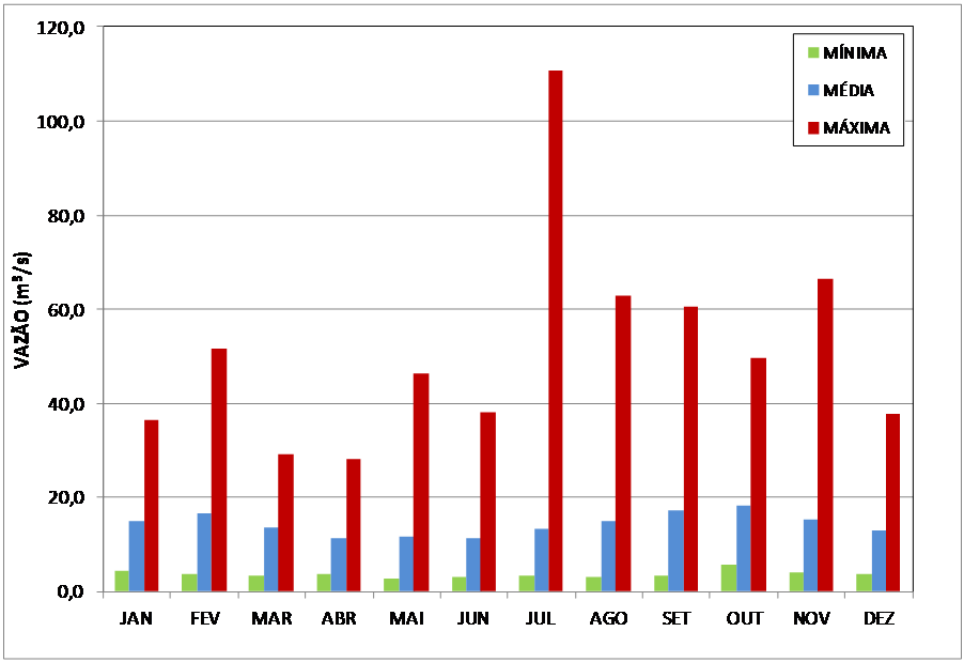



**Figura 1.11 – HISTOGRAMA DE VAZÕES MENSAIS CARACTERÍSTICAS**

Nota-se pela análise da Figura, que não existe influência marcante da sazonalidade quanto à distribuição das vazões altas e baixas ao longo do ano. Pode-se verificar apenas uma maior frequência de vazões altas nos meses do período mais úmido (maio a outubro), o que, no entanto não elimina a possibilidade de ocorrência de vazões extraordinárias em qualquer época do ano.

Com base nas séries de vazões médias mensais determinadas para os locais selecionados, para o período considerado, determinou-se a curva de permanência de vazões.

A curva de permanência foi obtida considerando o critério de Kimball, que determina a ordenação, em ordem decrescente, das vazões médias diárias do período histórico, atribuindo-se a cada valor uma percentagem calculada pela relação entre o seu número de ordem e o número total de valores da série acrescido de 1. Desta forma, uma curva de permanência representa a percentagem do tempo em que uma determinada vazão média diária é superada no histórico.

Esta curva é apresentada no Quadro e Figura a seguir.

**Quadro 1.4 – CURVA DE PERMANÊNCIA DE VAZÕES MÉDIAS MENSAIS ($m^3/s$)**

| PERMANÊNCIA | VAZÃO |
|---|---|
| 0% | 110,7 |
| 1% | 49,8 |
| 5% | 31,9 |
| 10% | 24,9 |
| 15% | 21,4 |
| 20% | 19,5 |
| 25% | 17,7 |
| 30% | 16,5 |
| 35% | 15,1 |
| 40% | 13,9 |
| 45% | 12,7 |
| 50% | 11,9 |
| 55% | 11,1 |
| 60% | 10,3 |
| 65% | 9,6 |
| 70% | 8,7 |
| 75% | 8,1 |
| 80% | 7,5 |
| 85% | 6,6 |
| 90% | 5,8 |
| 95% | 4,7 |
| 98% | 3,6 |
| 100% | 2,8 |

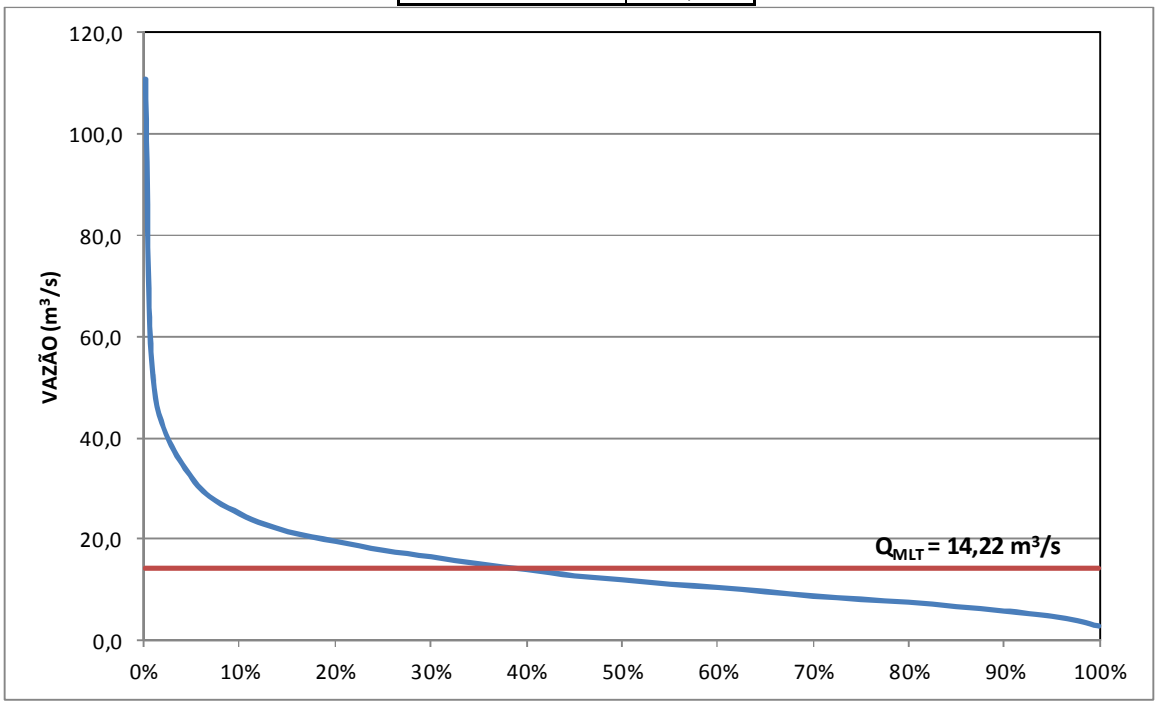



**Figura 1.12 – CURVA DE PERMANÊNCIA DE VAZÕES MÉDIAS MENSAIS**

## 1.4. Hidrologia aplicada

A partir das informações correspondentes aos regimes médio e extremos (vazões de enchentes e vazões mínimas) do rio, foram calculadas as variáveis de interesse para o dimensionamento das estruturas, conforme descritas nos itens correspondentes.

## 1.5. Estudo de cheias

### 1.5.1. Metodologia

Os estudos de enchentes do rio Itajaí-mirim nos locais dos eixos identificados tiveram por objetivo definir as vazões de pico e dos hidrogramas característicos das cheias de projeto das obras de extravasão e de desvio do rio durante a construção, e foram desenvolvidos através de uma abordagem estatística.

A série de descargas máximas anuais para a estação base selecionada Botuverá Montante, para o período 1931 a 2013, que corresponde ao período de dados registrados na bacia do rio Itajaí-mirim, foi complementada através de correlações com dados de outras estações na bacia. A série assim obtida para a estação base é apresentada no Apêndice A.

### 1.5.2. Cálculos efetuados

Para os períodos nos quais os dados de vazões de enchentes se encontram indisponíveis para a estação base, os registros disponíveis nas estações vizinhas foram transferidas para a estação base aplicando as equações de transferência utilizadas a seguir, calculadas com base nas correlações anteriormente apresentadas:

$$Q_{BM} = 3{,}1952 * Q_{BRQ}^{0{,}7312}$$

$$Q_{BM} = 1{,}8674 * Q_{SAL}^{0{,}8985}$$

$$Q_{BM} = 1{,}098 * Q_{BV}^{0{,}9116}$$

A série foi submetida a uma análise de frequência analítica, através da qual foram analisados os ajustes desta amostra às distribuições Gumbel e Exponencial.

Este programa considera como melhor ajuste a distribuição que conduz ao menor valor do erro padrão da estimativa, definido pela expressão:

$$E = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \sum_{i=1}^{n} (Q_{OI} - Q_{CI})^2}$$

onde:

$Q_{CI}$ = valor calculado para o evento “i”;

$Q_{OI}$ = valor observado para o evento “i”; e

N = número de eventos da amostra.

Através deste processo, a distribuição selecionada foi a de Gumbel.

O Quadro a seguir apresenta os valores das cheias para diferentes tempos de recorrência para a estação. A Figura mostra a representação gráfica das curvas de frequência de cheias obtidas para a estação.

**Quadro 1.5 – FREQUENCIA DE CHEIAS NA ESTAÇÃO BOTUVERÁ MONTANTE (médias diárias)**

| TR (anos) | 5 | 10 | 20 | 50 | 100 | 500 | 1.000 | 10.000 | *Metodologia Adotada* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| VAZÕES ($m^3/s$) | 222 | 258 | 292 | 335 | 368 | 444 | 476 | 585 | Gumbel |

Para determinação das vazões máximas instantâneas no local da estação fluviométrica de referência, aplicou-se a equação de regionalização de vazões definida no item anterior, considerada válida também para vazões máximas. Os valores assim obtidos representam as vazões médias diárias máximas. Para determinação das vazões máximas diárias, ou descargas de pico instantâneas, utilizou-se a equação de Füller, que determina a relação entre o pico diário e a vazão média diária em função da área de drenagem do aproveitamento, conforme apresentada a seguir:

$$Q_{PICO} = Q_{MEDIA} \cdot \left(1 + \frac{2{,}66}{A^{0,3}}\right),$$ onde:

A = área de drenagem, em km².

O coeficiente de maximização para a cheia de projeto resultou 1,36, para a área de drenagem do local da estação fluviométrica, e a expressão para determinação da vazão de pico com base na vazão média diária fica assim definida:

$$Q_{PICO} = 1{,}36 \cdot Q_{MEDIA}$$

A frequência de cheias no local do eixo selecionado foi determinada através da aplicação da equação de transferência a seguir:

$$Q_{BARR} = 0{,}7935 * Q_{BM}$$

A frequência de cheias no local da barragem é apresentada no Quadro a seguir.

**Quadro 1-6 – FREQUENCIA DE CHEIAS NO EIXO DO BARRAMENTO**

| TR (anos) | 5 | 10 | 20 | 50 | 100 | 500 | 1.000 | 10.000 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Media** | 176 | 205 | 232 | 266 | 292 | 352 | 378 | 464 |
| **Pico** | 244 | 283 | 321 | 368 | 404 | 488 | 523 | 643 |

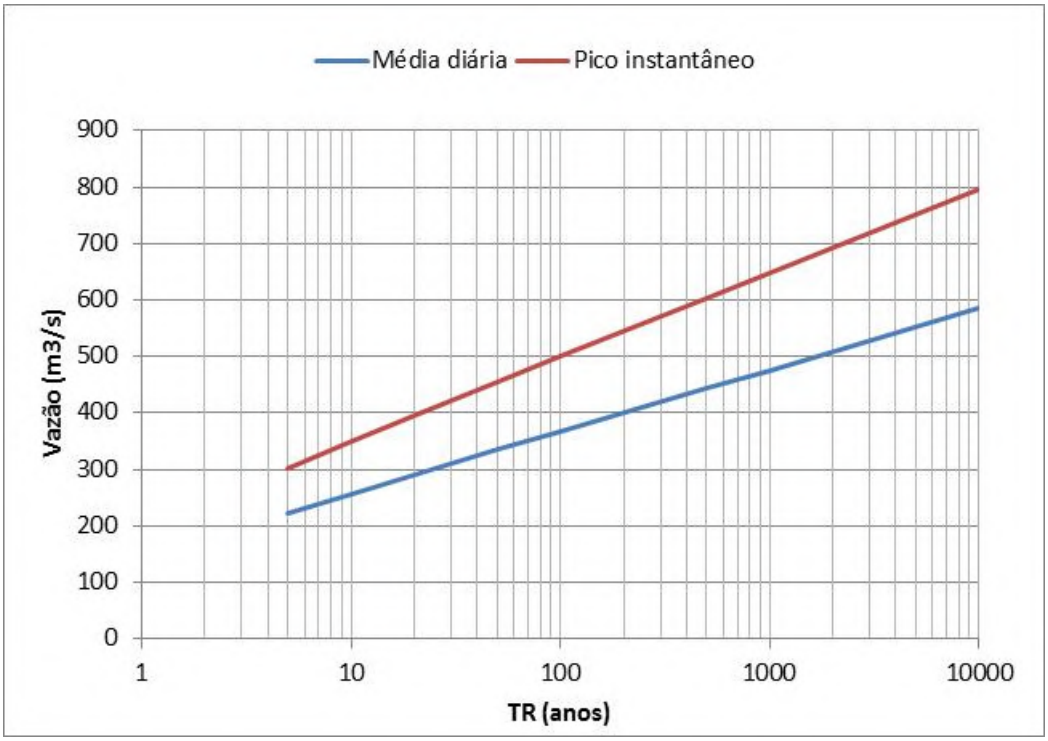



**Figura 1.13 – FREQUENCIA DE CHEIAS NA ESTAÇÃO BOTUVERÁ MONTANTE**

O hidrograma de projeto foi obtido a partir da análise da série de vazões diárias disponível para o local do empreendimento, considerando-se para tanto cheias registradas com pico próximo à vazão de dimensionamento adotada, de tempo de recorrência de 50 anos, e é apresentado a seguir.

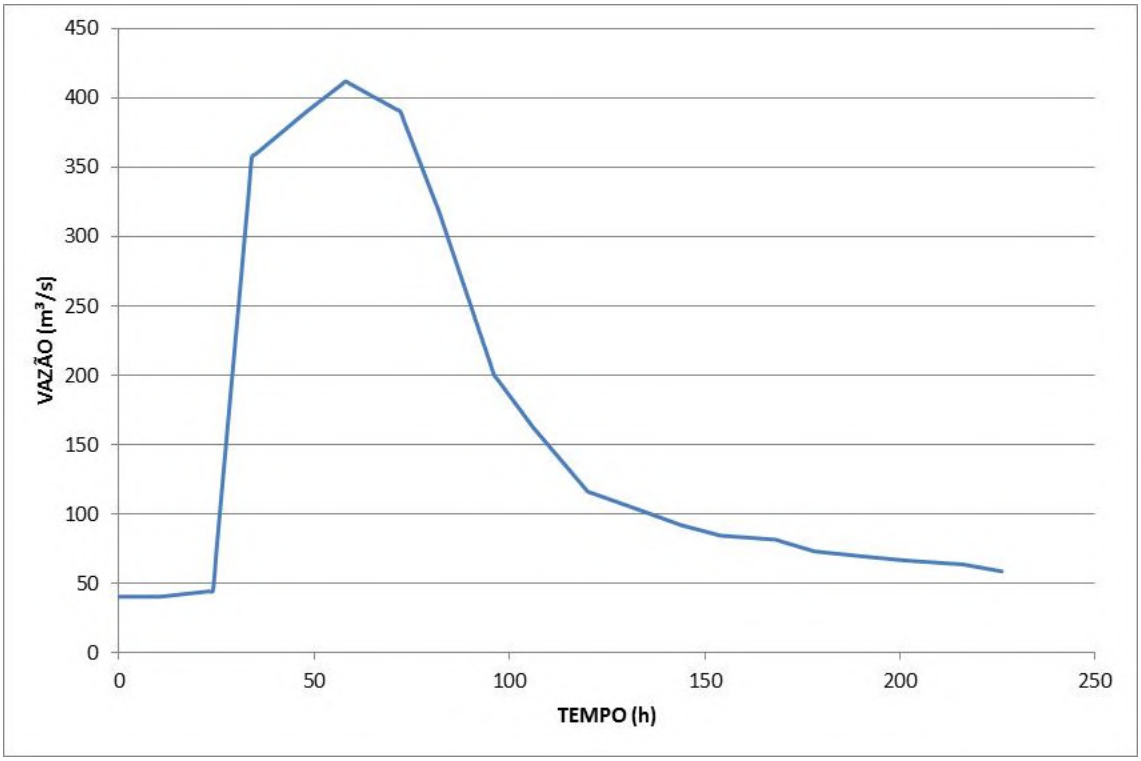



**Figura 1.14 – HIDROGRAMA DE PROJETO**

# CAPÍTULO 2 – HIDRÁULICA

## 2. HIDRÁULICA

### 2.1. Túnel de desvio

O túnel (e as ensecadeiras de montante e jusante) está dimensionado para escoamento da cheia de tempo de recorrência de 5 anos. Sua curva de descarga é apresentada a seguir.

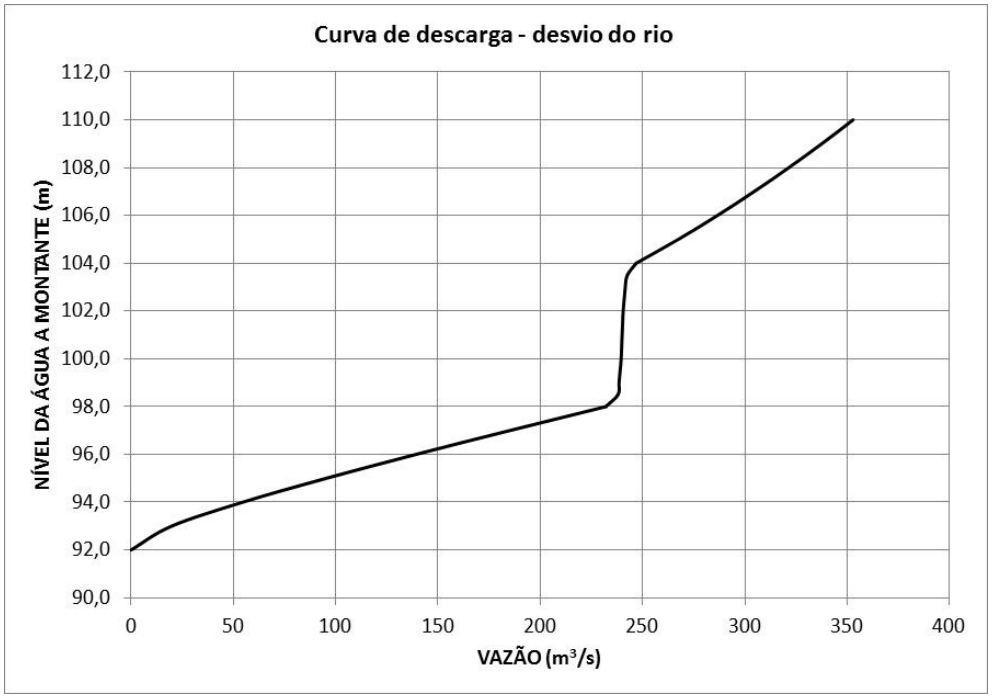



**Figura 2.1 – CURVA DE DESCARGA DO TÚNEL DE DESVIO**

## 2.2. Vertedouro de soleira livre

O vertedouro de soleira livre terá uma extensão de crista de 33 m, e descarregará as vazões excedentes à capacidade de descarga dos descarregadores de fundo na ombreira direita.

A critério da operação da barragem, poderá atuar de maneira independente dos descarregadores de fundo – caso as comportas permaneçam fechadas – ou em conjunto, caso haja abertura parcial ou total das comportas.

Em qualquer caso, no dimensionamento da borda livre e elevação de coroamento da barragem no trecho não vertente, considerou-se, a favor da segurança, a condição de decarregadores de fundo inoperantes.

Sua curva de descarga é apresentada a seguir.

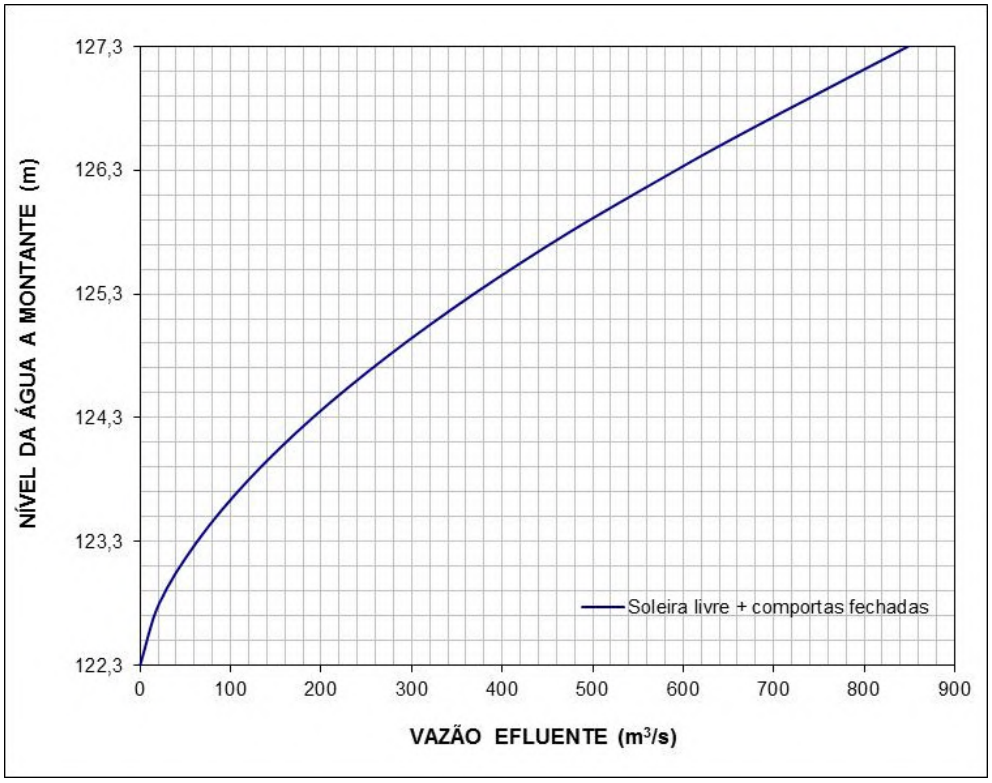



**Figura 2.2 – CURVA DE DESCARGA DO VERTEDOURO DE SOLEIRA LIVRE**

## 2.3. Descarregadores de fundo

Os descarregadores de fundo terão as seguintes funções:

- controlar o nível de água a montante do barramento para manutenção do volume de armazenamento de água na elevação 107,30 m.a.n.m. (volume útil), para regularização das vazões para abastecimento de água para o vale do rio Itajaí Mirim a jusante;
- permitir o rebaixamento do reservatório até o volume mínimo, de modo a aumentar o volume de espera para acomodação de cheias previstas pelo sistema de previsão e alerta de cheias da Defesa Civil;
- atuar complementarmente ao vertedouro de soleira livre sobre a crista da barragem, para a passagem das cheias de projeto da estrutura.

Poderão atuar em conjunto com a soleira livre, possibilitando assim a redução do nível de água máximo a montante do barramento.

Sua curva de descarga (conjunta) é apresentada na Figura a seguir.

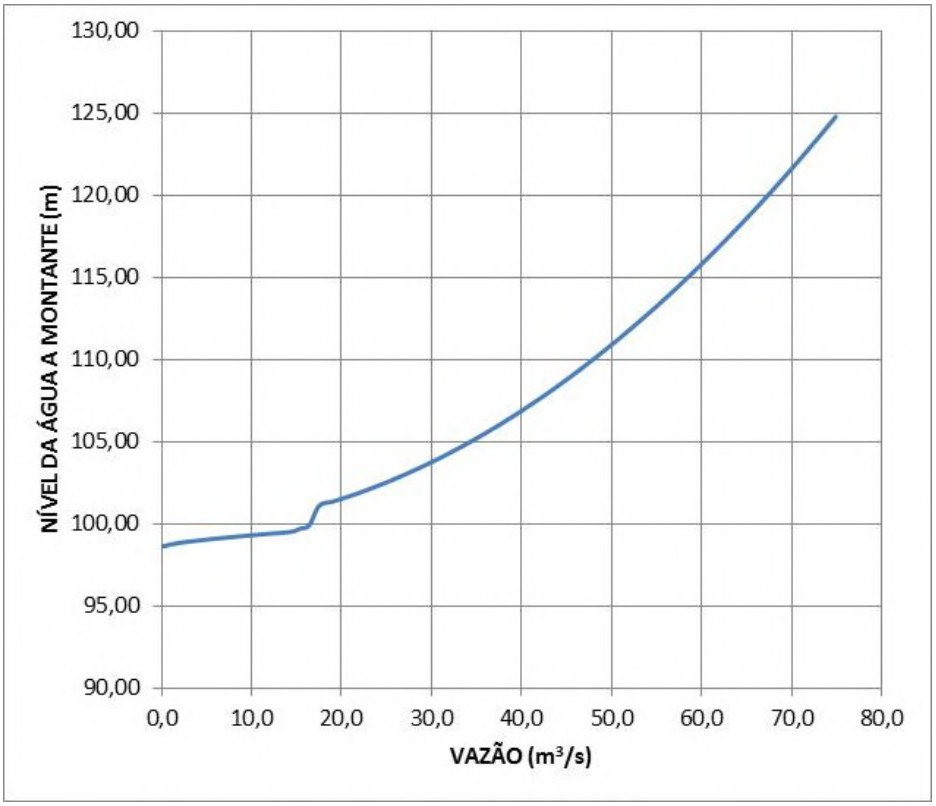



**Figura 2.3 – CURVA DE DESCARGA DOS DESCARREGADORES DE FUNDO**

A curva de descarga conjunta dos descarregadores de fundo e vertedouro de soleira livre operando simultaneamente é apresentada a seguir.

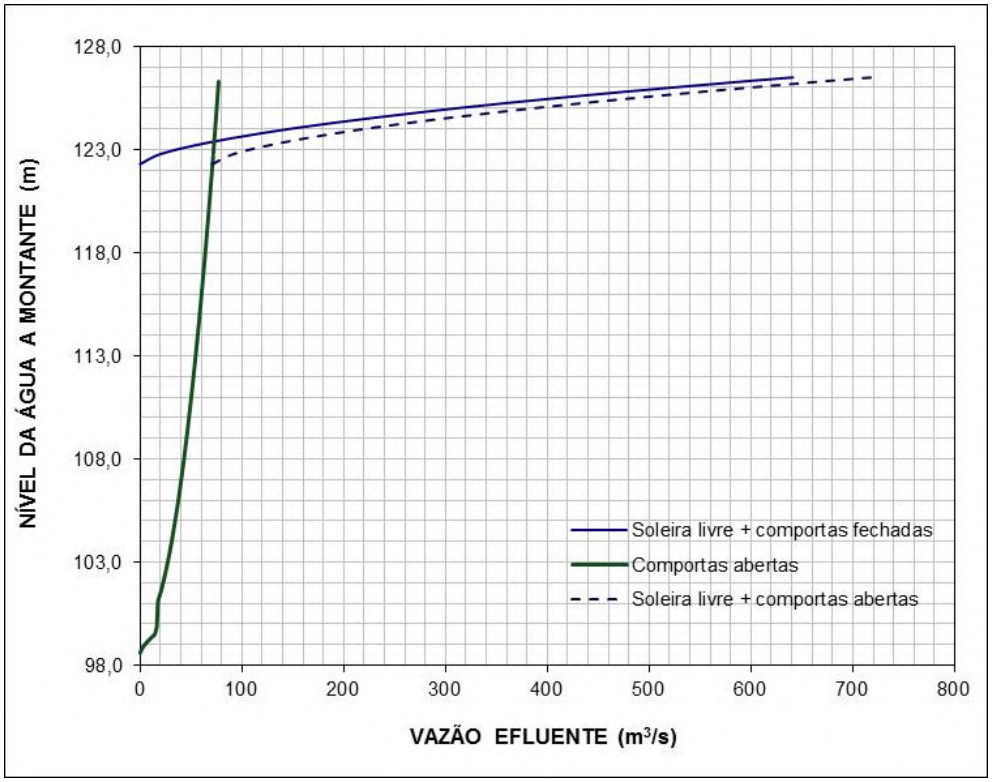



**Figura 2.4 – CURVA DE DESCARGA CONJUNTA – SOLEIRA LIVRE + DESCARREGADORES DE FUNDO**

## 2.4. Válvulas dispersoras

As válvulas dispersoras serão duas, idênticas, dimensionadas para permitir o escoamento da vazão regularizada com reservatório em seu nível mínimo operacional (situação na qual será necessária a operação simultânea de ambas para garantir a vazão regularizada).

Com reservatório em seu nível máximo normal de armazenamento, será possível operar com apenas uma válvula.

# CAPÍTULO 3 – GEOLOGIA

# 3. GEOLOGIA

## 3.1. Aspectos geológicos e geomorfológicos do local da obra

### 3.1.1. Geomorfologia

Para caracterizar a geomorfologia serão feitas considerações sobre as categorias de relevo, suas características e sua dinâmica atual, bem como os efeitos da atividade antrópica e sua reciprocidade sobre a morfodinâmica na área especifica. A estabilidade da morfodinâmica depende das propriedades e associações das formas de relevo, que estão ligadas a cobertura vegetal e aos solos.

Com informações existentes no mapa de Geomorfologia do IBGE 2004, Folha Florianópolis SH. 22-Z-D, a área do empreendimento pertence ao Domínio Morfoestrutural Rochas Granitóides e Unidade Geomorfológica Serras do Leste Catarinense.

A grande variedade de litotipos reunidos em sete suítes intrusivas associada a complexidade estrutural se traduz no relevo pela heterogeneidade dos tipos de modelados e pelo condicionamento imposto à rede de drenagem.

As Serras do Leste Catarinense são constituídas por um agrupamento de elevações paralelas e sub-paralelas orientadas preferencialmente para NE e separadas por vales muito profundos. O sub-paralelismo das cristas que coroam as elevações conferem à unidade um aspecto semelhante aos relevos apalacheanos.

Os interflúvios são orientados segundo zonas de fraturas ou falhas do embasamento cristalino, muitas das quais foram reativadas pelo mecanismo ligado ao “rifteamento” do Atlântico Sul.

As maiores altitudes em torno de 900 m são registradas nos limites ocidentais da unidade; à medida que se aproximam da linha de costa, as cotas altimétricas diminuem gradativamente para 100 m ou menos, e as elevações passam a constituir colinas, pontais, penínsulas e ilhas, muitas das quais já ligadas ao continente pela sedimentação marinha quaternária.

Entre os relevos que configuram as serras desta unidade geomorfológica, ocorre um tipo de modelado de dissecação em áreas altimetricamente mais baixas, chegando a cotas inferiores a 200 m nos vales, enquanto nos interflúvios elas são superiores a 400 m. Estas áreas apresentam relevos muito dissecados, com densidade de drenagem fina ou média e formas de topos convexas com vertentes de alta declividade, apresentando ressaltos topográficos e nichos erosivos.

Os vales dos rios de maior ordem de grandeza são geralmente profundos, em forma de “V” e em alguns trechos controlados estruturalmente. Os planos alveolares ocorrem com freqüência e foram retrabalhados pelos rios que estão encaixados neles. Muitos destes planos ou terraços alveolares são amplos o suficiente para permitir a sua utilização agrícola.

Nas vertentes observa-se com muita frequência a presença de blocos rochosos envolvidos por material eluvial. A exposição dos blocos é resultante da ação das águas de

escoamento superficial que promoveram a retirada do material de granulação mais fina. Em algumas vertentes observam-se também depósitos coluviais formados pelo acúmulo de material rudáceo bem como blocos e seixos angulosos e sub-angulosos envolvidos por uma matriz de material argilo-siltoso sem esboçar nenhum indício de acamamento. No terço inferior e no sopé das vertentes é comum a presença de cones de dejeção.

Ao longo dos vales dos rios Itajaí-Mirim e Tijucas ocorrem frequentemente dois níveis de terraços constituídos por areias, siltes e argilas; o nível inferior que corresponde à várzeas atuais é frequentemente inundado durante as cheias, enquanto o segundo nível ocorre de maneira descontínua e apresenta um grau de umidade menor.

A alta declividade das vertentes associada à espessura das formações superficiais em particular nas áreas onde ocorrem solos Podzólicos, determina a ocorrência generalizada e constante de movimentos de massa provocados pela solifluxão.

Nas áreas ocupadas pela pecuária, o pisoteio do gado forma degraus (terracetes) nas vertentes que em muitos pontos evoluem para formas erosivas do tipo sulcos e ravinas.

À exceção das áreas urbanas, a Unidade Geomorfológica Serras do Leste Catarinense apresenta baixa densidade demográfica. A atividade agrícola é inibida pelas suas características morfopedológicas. Face a susceptibilidade erosiva das formações superficiais é imprescindível a adoção de técnicas sofisticadas de manejo quando de sua utilização; nas áreas onde ocorrem Solos Litólicos deve-se considerar também a ocorrência de pedregosidade na superfície ou massa do solo.

Os modelados que compõem esta unidade foram enquadrados na classe de Vulnerabilidade Moderada e Alta.

O relevo é formado por um conjunto de formas de topos estreitos e alongados, esculpidos de rochas cristalinas, denotando controle estrutural definidas por vales encaixados. Os topos de aparência aguçados são resultantes da interceptação de vertentes e declividades acentuadas, entalhados por sulcos e ravinas profundas.

Dissecação marcada por controle estrutural, definida apenas pela variável aprofundamento da drenagem, já que o padrão de drenagem e sua densidade são controlados pela tectônica e pela litologia. O aprofundamento das incisões é estabelecido pela média das frequências dos desníveis medidos em perfis transversais aos vales contados na área amostrada, classificada em forte.

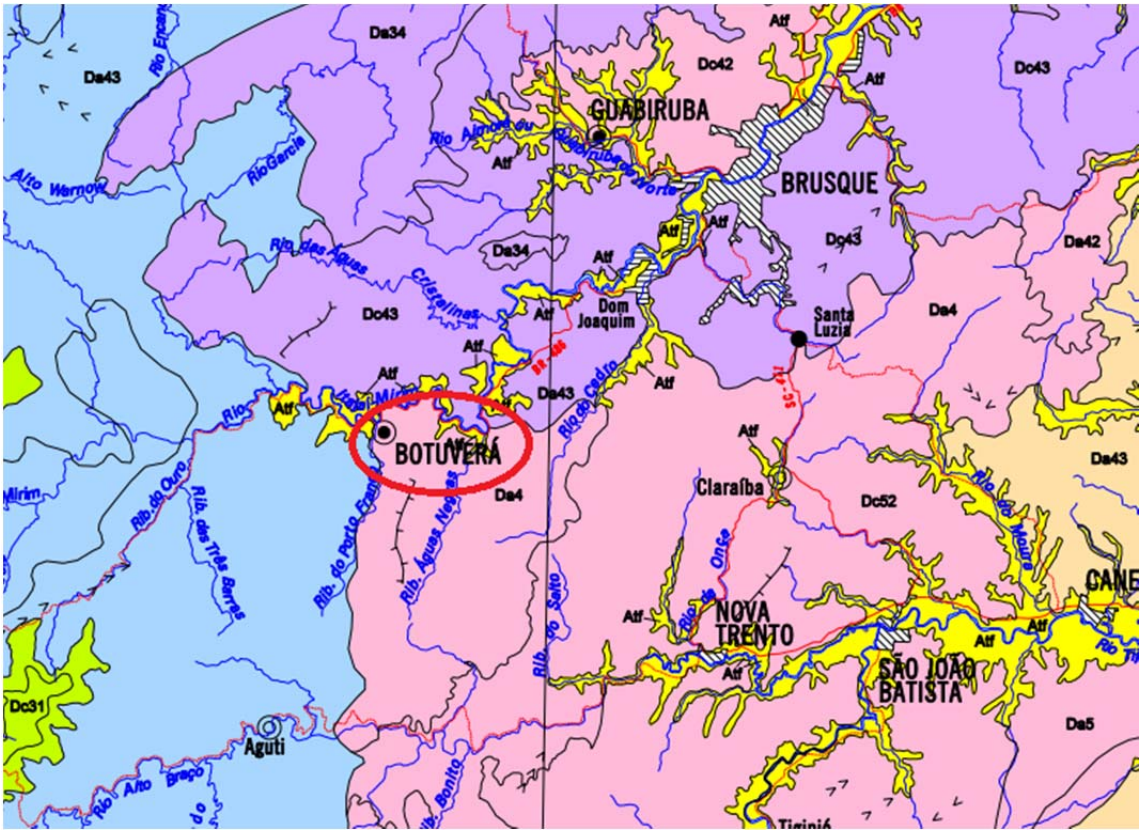



**Figura 3.1 - MAPA GEOMORFOLÓGICO. O CIRCULO VERMELHO DESTACA A LOCALIZAÇÃO EMPREENDIMENTO.[2]**

### 3.1.2. Geologia

A bacia do rio Itajaí se localiza na borda leste da bacia sedimentar, conhecido como Bacia do Paraná, que se estende desde o centro sul do Brasil até o nordeste da Argentina, passando pela região leste do Paraguai (a parte central é constituída de solo recente, e os sedimentos são mais antigos à medida que se dirige para a região periférica).

O solo da bacia do rio Itajaí tem como base acamada rochosa das eras arqueozoica e a proterozóica que compõe o continente estável da América do Sul, e acima dela, distribuem-se as rochas sedimentares das eras paleozóicas e mesozóicas, e na camada superior, as rochas basálticas escoadas na era mesozóica. Excetuando o estrato aluvial que se distribui na planície da costa atlântica e nas planícies das margens dos rios, de modo geral os estratos são mais antigos na região nordeste e recentes na região sudoeste. No alto vale distribuem-se as rochas da era mesozóica e era paleozóica, e no médio e baixo vale observam-se ampla distribuição de rochas sedimentares da era paleozóica e as rochas metamórficas das eras arqueozoica e proterozóica.

No lado leste da Serra do Mar (região do baixo vale do Itajaí), as falhas geológicas se destacam no sentido nordeste – sudoeste, na escala máxima de 60 km com boa continuidade. Observa-se também no sentido norte-nordeste e sul – sudoeste com

[2] Fonte: Fonte: Folha SH.22.Z.D - Florianópolis IBGE, 2004

extensão de até 20 km. No lado oeste da Serra do Mar (região do alto vale do Itajaí), a distribuição de falhas geológicas são relativamente esparsas. Observa-se no nordeste - sudoeste, é observado também o sistema Norte - Noroeste – Sul - Sudoeste que se estende continuamente por 80 km ao longo do rio Itajaí do Norte e por 40 km ao longo do rio Itajaí do Sul.

O solo da bacia do rio Itajaí, iniciando pelo mais recente, divide-se em quatro tipos:

i. Camada aluvial da era cenozoica: distribui-se amplamente na parte jusante da bacia do Rio Itajaí-açu, Rio Itajaí Mirim e Rio Luiz Aves, com profundidade superior a 30m e distribuem-se nas áreas mais estreitas ao longo da montante do Rio Itajaí-açu e de outros afluentes com profundidade de até 10m.
ii. Rochas sedimentares e vulcânicas da era mesozoica: distribui-se na Serra Geral pela banda leste da Bacia do Rio Itajaí.
iii. Rochas sedimentares e vulcânicas da era paleozoica: distribui-se na Serra do Mar que atravessa a parte central da Bacia do Rio Ita-jaí, estendendo-se pela encosta leste da Serra Geral.
iv. Granulito da era arqueozoico a proterozoico, migmatito, rochas metamórficas, rochas sedimentares, rochas intrusivas e rochas plu-tônicas: distribuem-se no lado leste da Serra do Mar (baixo vale do Rio Itajaí).

*Bacias dos três afluentes de montante do Rio Itajaí (Itajaí do Norte, Itajaí do Oeste e Itajaí do Sul)*

No solo dos três afluentes de montante do Rio Itajaí, a oeste da Serra do Mar, destacam-se as rochas sedimentares das eras paleo-zóicas a mesozóica (grupo de estratos Itararé, grupo de estratos Guatá e grupo de estratos Passa Dois).

Na região de baixa altitude distribuem-se rochas sedimentares das eras paleozóicas e mesozóicas, principalmente xisto argiloso. Es-tas rochas são constituídas principalmente de sedimentos marinhos e são intercaladas por arenito fino.

Na região de grande altitude da Serra Geral, divisor de águas da Bacia do Rio Itajaí, distribuem-se as rochas sedimentares da era mesozóica. São argilitos e arenitos, intercalados com rochas siltosas e arenitos finos. Caracterizam-se pelo ambiente no estado primário de cor roxa, rosada e branca.

Na bacia do afluente Itajaí do Oeste observam-se basaltos da era mesozóica.

O estrato aluvial distribui-se de maneira localizada na microbacia, ao longo do Rio Itajaí-açu, entre as cidades de Rio do Sul e Lontras, e no Rio Itajaí do Oeste e seus afluentes. Estas camadas aluviais são geralmente de areia siltosa ou silte arenoso, e tem inserções de camadas de cascalho. Imagina-se que a espessura do estrato aluvial seja geralmente inferior a 10 m.

*Características geológicas das bacias do Rio Itajaí-açu, Rios Benedito, Itajaí Mirim e Luiz Alves, e dos afluentes.*

Os solos que se distribuem por esta região, que fica ao leste da Serra do Mar, são descritos abaixo em ordem de formação mais an-tiga:

O complexo de granulita de Santa Catarina da era arqueozoica (rochas metamórficas compostas principalmente por ganulita) distri-buem-se no lado leste da Serra do Mar, à margem direita do Rio Itajaí-açu que inclui a Bacia do Rio Benedito e a Bacia do Rio Lu-iz Alves.

Em toda a região da Serra de Itajaí, na Bacia do Rio Itajaí Mirim e no lado sul do Rio Itajaí-açu, a jusante do município de Gaspar, distribui-se rochas metamórficas do grupo de estratos Brusque da era proterozóica, e granito e ortognaisse com esquistosidade, de forma complexa.

Rochas sedimentares não metamórficas da era proterozóica (formação Gaspar, formação Baú, formação Campo Alegre) distribuem-se desde a região norte da Serra do Itajaí e o município de Blumenau, à margem esquerda do Rio Itajaí-açu até a bacia do Rio Luiz Alves.

Rochas sedimentares do grupo de estratos Itararé e grupo de estratos da era paleozóica e do período carbonífero ao período permiano distribuem-se pela encosta do lado leste da Serra do Mar na bacia do rio Benedito.

Sedimentos aluviais, no lado leste da Serra do Mar, distribuem-se ao longo do Rio Itajaí-açu e dos afluentes. A largura de distribuição de camada aluvial vai-se ampliando no Rio Itajaí-açu, proximidades de Gaspar, e nas proximidades da confluência com Rios Luiz Alves e Itajaí Mirim, para o lado a jusante. Sedimentos aluviais são compostos principalmente de silte arenoso ou areia siltosa, intercalados por camadas de cascalho.

A espessura de sedimentos é geralmente de cerca de 10 m. Conforme o lugar, afloramento de rocha basal é encontrado nos leitos dos rios.

Os sedimentos dos leitos dos rios são areia de partícula de tamanho médio, contendo partículas grossas. Segundo o resultado de pesquisa de fundação das construtoras de rodovias, há sedimentação espessa de argilas contendo material orgânico em algumas partes.

***Complexo Metamórfico Brusque***

O Complexo Metamórfico Brusque é constituído por um cinturão principal, alongado de cerca de 75 km na direção N 45°E-S45°W, desde a cidade de Itajaí, no litoral, até as proximidades de Vidal Ramos, sobre o qual se desenvolve o vale do rio Itajaí Mirim. É coberto pela Bacia do Paraná. Segundo a interpretação dos dados disponíveis nos levantamentos aeromagnéticos, estende-se ainda por uma distância mínima de 20 km, sob a referida bacia.

Nesta extensa área de exposição, forma duas faixas alongadas, segundo a direção geral do cinturão, separadas por batolito também alongado, o granitóide Valsungana, o qual segmenta o cinturão nas duas faixas isoladas, ao nível erosional atual.

Desmembrados deste cinturão principal, ocorrem uma série de pequenos corpos de supracristais de baixo grau, em continuidade direta com o mesmo, ou dele muito distantes e que, pelos conhecimentos atuais, são cartografados como pertencentes ao mesmo complexo. Os remanescentes mais próximos têm expressão aflorante reduzida, raramente ultrapassando a poucas centenas de metros. Estão sempre associados a terrenos granito-gnáissicos ou migatíticos com os quais revelam, em geral, contatos transpostos e subverticalizados. É o caso da série de enclaves, por assim dizer, preservados nos terrenos granito-gnáissicos de Porto Belo, descrito por Silva n(1984b), Silva et al. (1985), ou, dos restos da seqüência máfico-ultramáfica de Itapema/Meia Praia, descrita por Silva & Dias (1981) e, posteriormente, por Issler (1983), Silva et al. (1985); Borba & Lopez (1985).

Outra ocorrência de menor expressão, também situada a sul do cinturão, foi descrita nas proximidades da cidade de Anitápolis, no âmbito de terrenos granito-gnáissicos, Silva (1984a). Ao norte do cinturão, próximo à divisa com o Estado do Paraná, localizem-se outros dois mais recentes da sequência. O de maior envergadura situa-se na região de Garuva e foi pela primeira vez descrito e correlacionado ao complexo de Brusque por Albuquerque et al. (1971). Corresponde ao segmento catarinense da Formação Cachoeira, a qual, no Estado do Paraná, é regionalmente relacionada à Formação Setuva e considerada como pertencente a uma associação vulcano-sedimentar “greenstone-belt” (Silva 1981). Finalmente, a nordeste da Ilha de São Francisco do Sul, Silva (1984a) identificou alguns remanescentes de supracrustais no âmbito do granito-gnáissicos, que ocorrem na região do Saí-Mirim, no Cráton Garuva/São Francisco do Sul.

Da mesma forma, Borba & Lopez (1985) descrevem remanescentemente de xistos máficos correlacionáveis aos do Cinturão de Brusque, situados a norte da Praia de Itapema, na Ponta do Faísca, no âmbito do Núcleo Migmatítico de Itapema.

*Sequências Vulcano-Sedimentares Basais*

Da maneira como foi originalmente definida (Silva 1983; 1984a), a seqüência vulcano-sedimentar (Itajaí-Mirim) incluía uma associação; “metavulcano-sedimentar” com predominância de termos sedimentares pelitícos (micaxistos), subordinadamente sedimentos clásticos (metarenitos, quartzitos, metagravacas) e químicos (metacalcários, dolomíticos, formações ferríferas bandadas-Bifs). Vulcanismo sin-sedimentar restrito, com emissões de composição complexa: ácida, básica e ultrabásica.

*Sequência Epiclástica Superior*

A existência de uma seqüência epiclástica sobreposta a Rio do Oliveira, conforme sugerido por Silva et al. (1985), independentemente de vir a ser plenamente confirmada como uma unidade mais jovem ou constituinte do fechamento da deposicional seqüência vulcano-sedimentar, não pode ser ainda descartada. É certo que à esta unidade superior correspondem as descrições anteriores referidas ao “Grupo” Brusque ou “Formação” Botuverá, tradicionalmente encontradas na literatura da área, as quais tomavam pelo todo, as características de um dos domínios da associação.

Entre os litótipos constituintes, predominam amplamente aqueles de derivação pelítica: mica xisto; filitos, eventualmente grafitosos; mica xisto granatíferos; xistos grafitosos carbonaticos; mica xisto com cloritóide; filitos; quartzitos; metamargas.

*Complexo Brusque*

As rochas metatóficas abrangem uma área de aproximadamente 1.600 ha em superfície. Foram agrupados em 3 litotipos principais segundo critérios de composição mineral e tamanho de grãos. Xistos, filitos e homfels. As rochas compostas por serícita e ou grãos de mica branca de até 1 mm de diâmetro foram agrupadas no litotipo filito. As rochas composta por grãos de muscovita maiores que 1 mm de diâmetro, quartzo foram agrupados no litotipo xisto. As rochas com cristais de biotita não orientados concentrados em bandas, que ocorrem em contato com os granitos foram identificados como homfels. Existe uma ocorrência de rochas calciossilicáticas, pela descrição de campo, mas com a analise laboratorial realizada chegou-se a classificação de clorita-carbonato quertzito, em contato com xistos.

Em mapa as rochas metamórficas distribuem-se em duas faixas contínuas. Uma faixa composta de filitos no quadrante noroeste e norte do mapa. Outra faixa, que atravessa o centro da área cartografada no sentido sudoeste, composta de predominante de xistos. Corpos irregulares de homfels ocorrem como xenólitos dentro dos granitos e no contato norte do granito, na forma de pequena auréola afetando xistos.

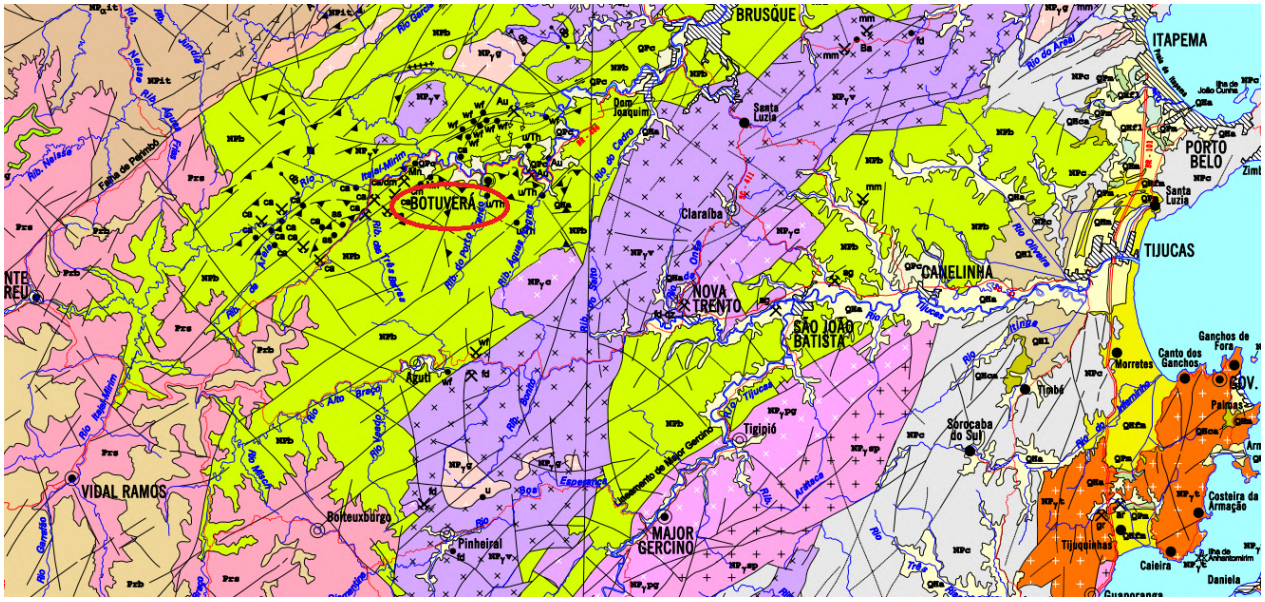



**Figura 3.2 - MAPA GEOLÓGICO-GRUPO BRUSQUE (NPb) NA COR VERDE**[3]

Os litotipo predominante na faixa de xisto é o Quartzo-muscovita xisto,grafita- muscovita xisto e clorita –muscovita xisto.

Os xistos normalmente ocorrem alterados e com cor vermelho-alaranjada, quando não alterada com cor cinza. Todos os afloramentos de xisto possuem uma xistosidade principal definida pela orientação dos cristais de muscovita. Identificada como foliação S2; geralmente a xistosidade S2 encontra-se dobrada e crenulada, que afeta a direção e o ângulo de mergulho da foliação. As dobras apresentam aberturas variáveis desde abertas e isoclinais. Nos locais identificados como granada-quartzo-muscovita xisto os

[3] Fonte: Folha SH.22.Z.D - Florianópolis IBGE, 2004.

porfiroblastos de 0,5 cm de diâmetro estão sempre alterados para óxidos de ferro. Apresentam sombras de pressão simétricas ou assimétricas.

Raramente ocorre uma intercalação de níveis pelíticos, compostos muscovita, e arenosos onde a xistosidade está mal desenvolvida. Em alguns afloramentos foram identificadas pequenas dobras apertadas ou isoclinais compostas de grãos de quartzo entre os planos de xistosidade S2. Essas dobras raramente excedem o comprimento da onda de 2 mm. Possuem flancos foram rompidos pelos planos de S2. Essas camadas e dobras quartzo pelíticas alternadas com S2 foram definidas como planos S1, sub-paralelos à S2.

Um afloramento de xisto apresenta a clivagem de crenulação S4 que corta o plano da xistosidade S3.

A ocorrência de rocha calciossilicática apresenta-se como uma rocha de cor verde escura com níveis e fraturas compostos por carbonato. Essa rocha apresenta contato transicional com o granada-quartzo-muscovita xisto. Caracterizada pela diminuição do conteúdo de carbonato de rocha a medida que se afasta do afloramento em direção ao xisto. Na rocha calciossilicática o mineral que define a foliação S2 é a biotita.

Filitos encontram-se em uma faixa de rochas afetadas por zonas de cisalhamento dúctil com geração de milonitos em planos de talha compostos essencialmente por quartzo. Apresentam

Uma variação de litotipo maior que os xistos evidenciando mais a natureza sedimentar da rocha pretérita. O litotipo predominante é o sericita Xisto. Mas também ocorre biotita Filito, Meta-Arenito,Metarritmito, Argiloso-Arenoso, grafita sericita Filito e quartzo-Milonito.

A foliação principal ode ser definida como uma xistosidade denominada S2, que é caracterizada por uma clivagem ardosiana. Os planos de S3 caracterizam-se por uma xistosidade que corta obliquamente S2 ás vezes associadas a dobras tipo kink band. Os planos de S2 quanto S3 nos filitos predominam mergulhos em alto ângulo. Em um afloramento o filito ocorre a intersecção da xistosidade S3 e da clivagem S4 formando um tectonito tipo L.

As rochas ígneas abrangem uma área superficial de aproximadamente 1400 ha. As rochas recobertas pelos homfels e sedimentos aluvionares não entram nesse cálculo.

Por fim, pode-se perceber através do mapa geológico, que a direção principal das fraturas na região se dão no eixo SW-NE.

## 3.2. Aspectos geológicos e geotécnicos do local da obra

### 3.2.1. Levantamentos realizados

Em março de 2014 foram executadas sondagens geofísicas pelo método da Eletrorresistividade.

Os locais onde foram realizados os estudos geofísicos consistiram em 3 eixos alternativos para o barramento. Foram realizados cinco (05) caminhamentos elétricos (CE) e seis (06) Sondagens Elétricas Verticais (SEV).

Foram analisados os três eixos potencialmente barráveis, sendo realizadas linhas de sondagens geofísicas em cada margem do rio.

Estas sondagens permitiram evidenciar as características das rochas nas fundações, e elaborar diagnósticos para subsidiar a escolha do eixo da barragem. Para tanto, foram utilizados recursos como os software *Rock Lab* e *Slide*, definindo uma margem de segurança para o estudo da barragem. Estes softwares, comumente utilizados para estabilidades de taludes, forneceram uma riqueza de informações quanto ao fator de segurança e estabilidade da rocha no local. Os resultados obtidos indicam haver suporte adequado em ambas as ombreiras.

Sob o ponto de vista geológico elaborou-se um mapa geológico para o eixo selecionado, fornecendo assim uma matriz geológica para a base do estudo.

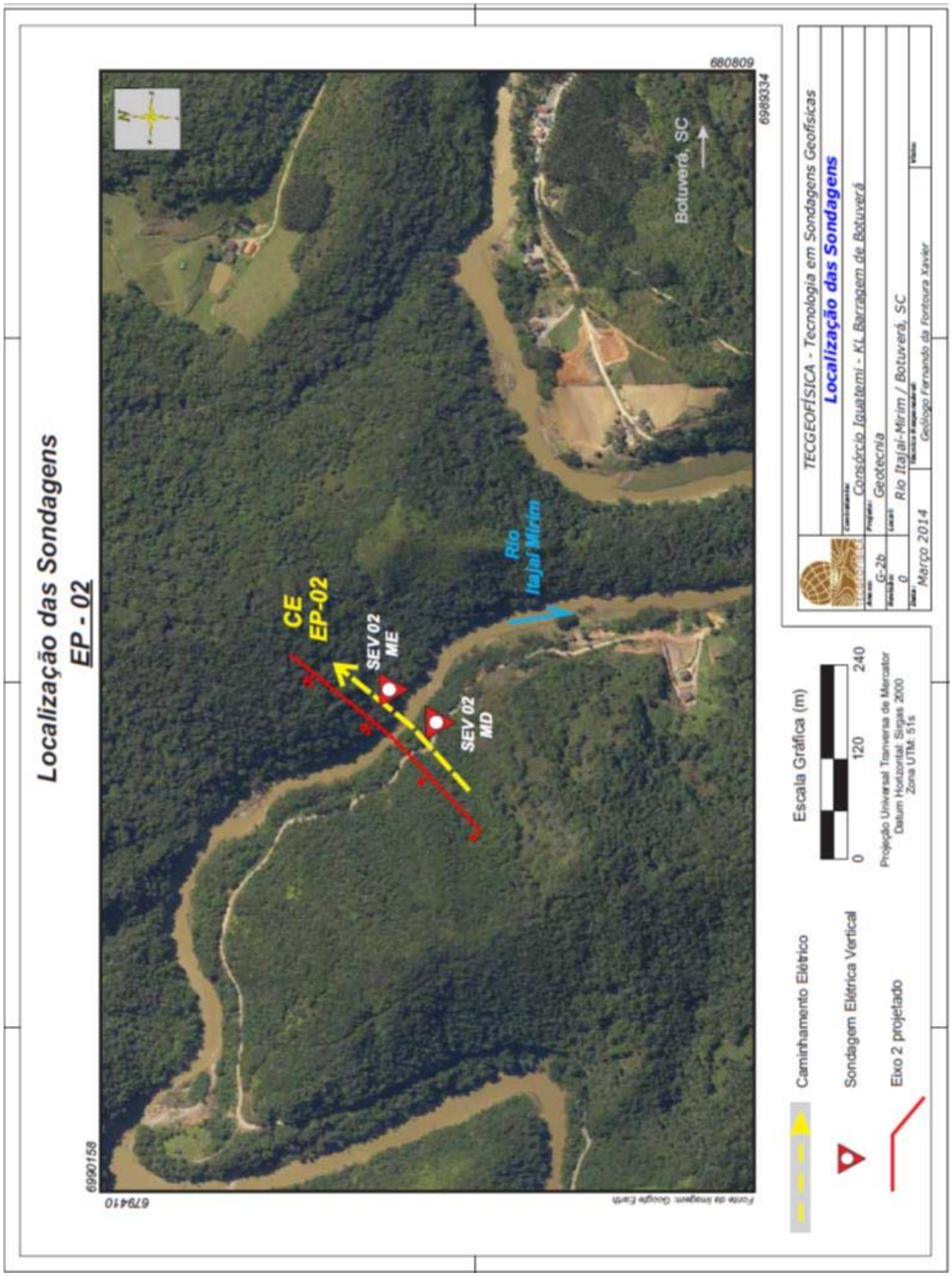



**Figura 3.3 – LOCALIZAÇÃO DAS SONDAGENS GEOFÍSICAS**

### 3.2.2. Fundações do barramento

A área de estudo encontra-se inserida no contexto geológico do Complexo Brusque, sendo composta por sequência calcária, pelítica, folhelhos. São rochas metamórficas com abundantes estruturas geológicas (falhas/fraturas/cavidades).

O único litotipo presente em todas as opções de eixos para o barramento foi o xisto. Xisto é o nome genérico de vários tipos de rochas metamórficas facilmente identificáveis por serem fortemente laminadas.

Tal como a maioria das rochas metamórficas, o xisto apresenta aspecto nitidamente cristalino, e tem foliação mais ou menos nítida como resultado das fortíssimas pressões a que a rocha é sujeita. Esta foliação é fina em rochas holocristalinas, por via de regra de grão médio a fino, por vezes sendo tão pequeno que não se distingue macroscopicamente. Em geral, as "folhas" têm composição sensivelmente igual.

Podem ser definidos vários grupos de xisto, conforme o grau de xistosidade (foliação) e os minerais que predominam na sua constituição; nos micaxistos predominam o quartzo e as micas (biotite/moscovite), nos anfiboloxistos a anfíbola e o quartzo, nos cloritoxistos a clorite, e nos talcoxistos o talco.

Durante o caminhamento realizado nos possíveis eixos de barramento, o xisto foi a rocha mais encontrada nos afloramentos. No local foi confirmado a expressiva foliação deste tipo de rocha, e o baixo índice de fraturas, apresentando uma ou duas direções principais, o que é favorável à construção do barramento neste tipo de rocha.

No caso das rochas xistosas, é frequente verificarem-se valores mais elevados da resistência à rotura quando a carga é aplicada perpendicularmente aos planos de xistosidade, registando-se o valor mínimo quando a carga é aplicada numa direção oblíqua à xistosidade. Portanto, no local onde será construída a barragem, a rocha não pode ter sofrido nenhum tectonismo (soerguimento ou dobramento) que deixe a foliação paralela às fundações da barragem.

Já se a rocha apresentar-se na direção natural de deposição, a construção do barramento estará segura. Com isso quanto menos alterada a rocha estiver e com um menor número de fraturas, melhor o local da escolha da barragem.

A facilidade de escoamento da água através de um meio contínuo é avaliada através do coeficiente de permeabilidade (k). A permeabilidade das rochas, em comparação com a dos solos, é geralmente muito baixa. O seu valor cresce sensivelmente com a fissuração e o grau de alteração. O nível de anisotropia da permeabilidade depende da orientação preferencial das fissuras.

O estado de tensão na rocha influencia consideravelmente a sua permeabilidade. O aumento das tensões de compressão provoca o fecho das fissuras e a diminuição da permeabilidade, mas, a partir de um certo limite, o aumento das tensões pode iniciar o aparecimento de novas fraturas provocando o aumento da permeabilidade. A variação da permeabilidade da rocha pode também variar com a pressão da água que circula nos seus vazios e descontinuidades: o aumento da pressão da água tende a abrir as fissuras aumentando a permeabilidade.

Portanto, por ser composto principalmente de minerais fração argila, desde que a rocha não esteja fraturada, o xisto apresentará baixa permeabilidade, o que é favorável para a obra.

Não obstante isto, a concepção das fundações da barragem considerou a execução de cortina de injeções ao longo de todo o contato da estrutura com o substrato rochoso, até alcançar a camada de rocha sã.

No que se refere ao leito do rio a jusante, os resultados indicaram que a erodibilidade da rocha, desde que ela não esteja alterada, é baixa, o que é favorável para a descarga das vazões efluentes do vertedouro para o leito natural do rio a jusante.

Outro fator relevante para o estudo é que estruturas do tipo “Caverna / Cavidades” não foram observadas em nenhum dos eixos estudados, confirmando em parte as visitas técnicas que indicavam os materiais rochosos mais relacionados com pelítos e folhelhos ao invés dos termos calcários, mais propícios a estas estruturas.

### 3.3. Imageamento Elétrico - 2D

O imageamento elétrico 2D compreende o estudo dos materiais em profundidade propiciando uma vista (parcial) em perfil da área, isto se dá com as imagens dos Caminhamentos Elétricos - CEs. As interpretações dos CEs foram realizadas com auxílio do software RES 2D INV e, na área em estudo, partiu de um modelo a priori, evoluindo-se para modelos de trabalho e modelos finais.

Os CEs tiveram como principal objetivo a identificação das camadas geoelétricas e zonas anômalas que possam caracterizar a presença de estruturas geológicas (falhas/fraturas/contatos, etc.). Nas figuras em anexo são apresentadas às seções modeladas de resistividade, obtidas pela inversão que ajusta os dados de resistividade aparente medidas em campo. Foram realizados nas margens (MD e ME), já que as condições de travessia do rio Itajaí-Mirim, realizando a sondagem geofísica, foi considerada de risco elevado, colocando em a integridade do operador e seus auxiliares. Tecnicamente também poderia haver perdas por ruídos externos, tanto na cravação (em rocha) como na aquisição dos dados nestes locais.

As seções de resistividade, tanto a MD como a ME mostraram duas camadas geoelétricas, ambas relacionadas com o material rochoso e seus estados de alteração. A primeira menos resistiva correspondendo ao material rochoso como rocha alterada dura – RAD. A segunda camada mais resistiva que a primeira corresponde ao material rochoso pouco alterado considerado como rocha sã - RS.

As imagens ainda indicaram as principais estruturas geológicas presentes, como falhas/fraturas (verticais e horizontais). São detectadas por descontinuidades nas imagens com geometria definida, geralmente estão associadas a quebras abruptas ou suaves nos valores de resistividade. Cabe ainda ressaltar as estruturas horizontais, detectadas pelas imagens elétricas, definem em parte, a geometria em degraus. Já as verticais ficam marcadas pela queda abrupta do relevo, formando verdadeiros paredões rochosos.

### 3.4. Sondagem Elétrica Vertical – SEV

Foram realizadas duas (02) Sondagens Elétricas Verticais (SEV 02 ME e SEV 02 MD) com a finalidade de conhecermos o subsolo sob o Rio Itajaí-Mirim, já que foram realizadas nas suas margens. Assim podemos calibrar os resultados dos caminhamentos geoelétricos, definir a presença do lençol freático e classificar o material rochoso (RAM, RAD e RS).

As interpretações das Sondagens Elétricas Verticais foram feitas com auxílio do software IX 1D e, na área em estudo, partiu de um modelo a priori, evoluindo-se para modelos de trabalho e modelos finais.

Com base nos procedimentos de interpretação, o modelo de três (SEV 02-ME) e quatro estratos (SEV 02-MD) foi o que melhor se ajustou as curvas, possuindo a seguinte sequência geoelétrica:

- Primeira Camada – resistente eletricamente, correspondendo ao solo transportado (Colúvio/tálus) seco, com eventual bloco de rocha associado. Espessura média de: 0,85m;
- Segunda Camada – pouco resistente a condutora, correspondendo ao solo de alteração (presente somente na SEV da MD), espessura de: 1,9m, estando parcialmente saturado;
- Terceira Camada – pouco resistente a condutora, correspondendo ao material rochoso (Complexo Brusque) alterado (RAD) espessura varia de 5,4 na MD a 20,0m na ME dependendo da porção que se encontra a estrutura geológica, estando saturado na maioria dos casos;
- Quarta Camada – resistente correspondendo ao material rochoso (Complexo Brusque) pouco alterado RS, sendo a última camada investigada.

Naturalmente, nas diferentes sondagens, uma ou mais dessas camadas podem se apresentar sobrepostas ou suprimidas. O nível do lençol freático, quando observado, foi plotado no perfil geológico de cada SEV, em média ficou em 1,0m de profundidade.

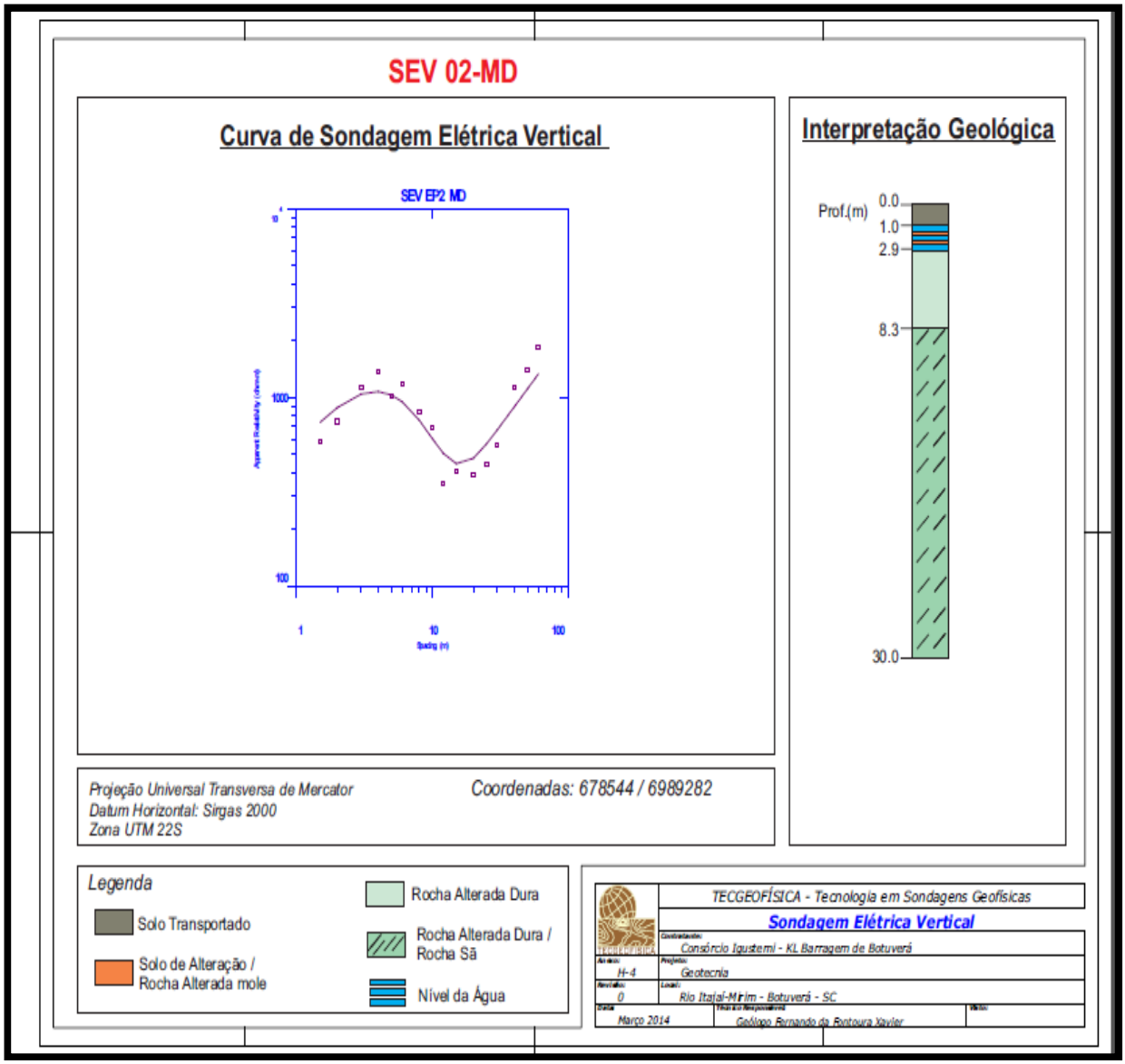



**Figura 3.4 – SONDAGEM GEOELÉTRICA VERTICAL – MARGEM DIREITA**

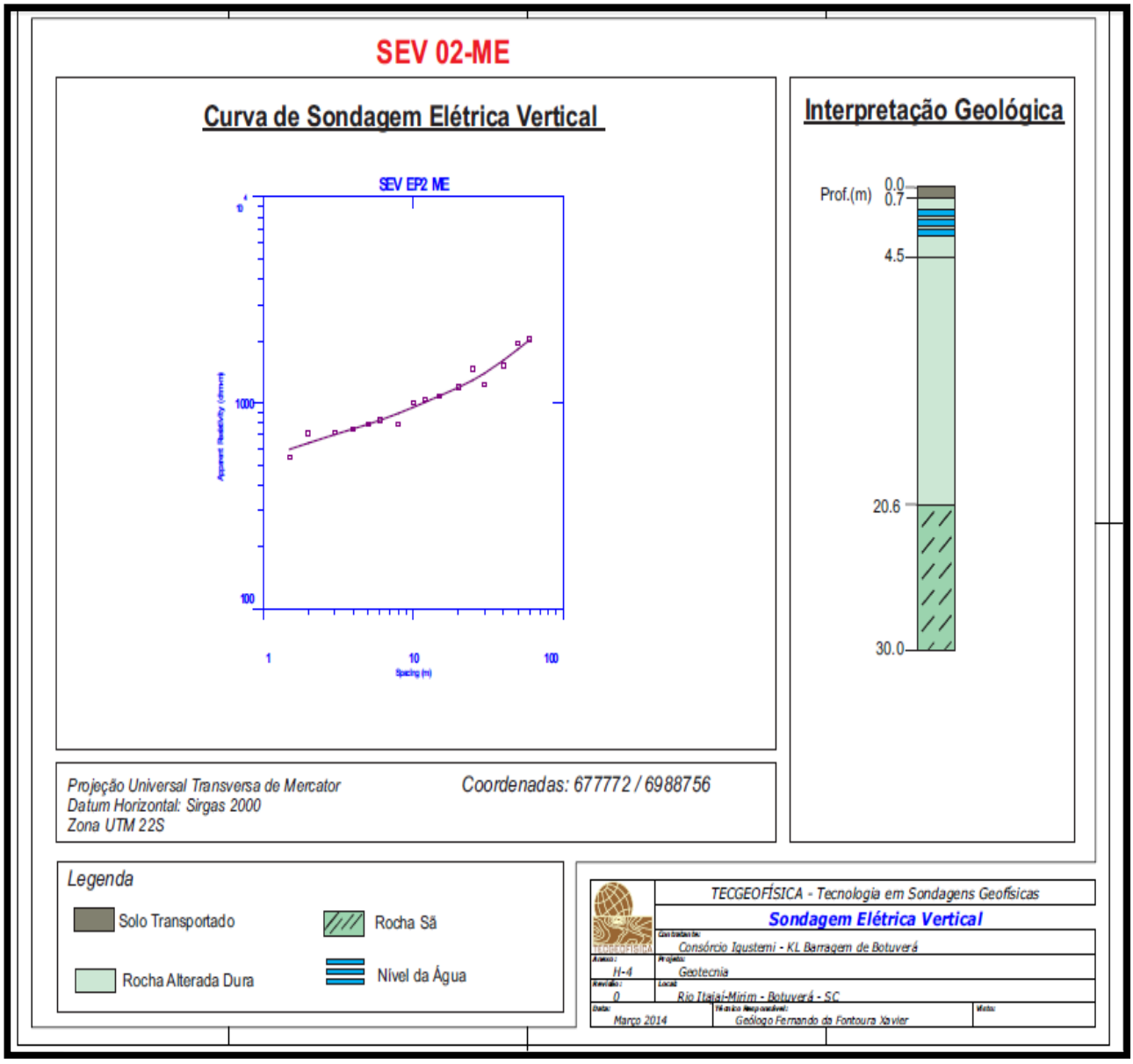



**Figura 3.5 – SONDAGEM GEOELÉTRICA VERTICAL – MARGEM ESQUERDA**

## 3.5. Perfil geotécnico do eixo selecionado

Com os dados dos CEs, das SEVs e da topografia, confeccionamos um perfil geotécnico. Neste podemos observar a predominância do material rochoso, como também das estruturas geológicas (bastante proeminentes) tanto verticais como horizontais (sub-horizontais). Estas são bastante comuns em todas as rochas do Complexo Brusque, neste caso específico não configura condição geológica negativa quanto a instalação de uma barragem.

Estruturas do tipo “cavernas” ou cavidades não foram detectadas neste perfil e ainda, a predominância do estado do material rochoso pouco alterado - RS é também observada. O sentido e o local de maior fluxo subterrâneo foram assinalados no perfil através de setas indicando o “caminho” preferido da água subterrânea. Assim o Perfil buscou reunir todas as informações do local para sua confecção, permitindo uma visão continua do local estudado.

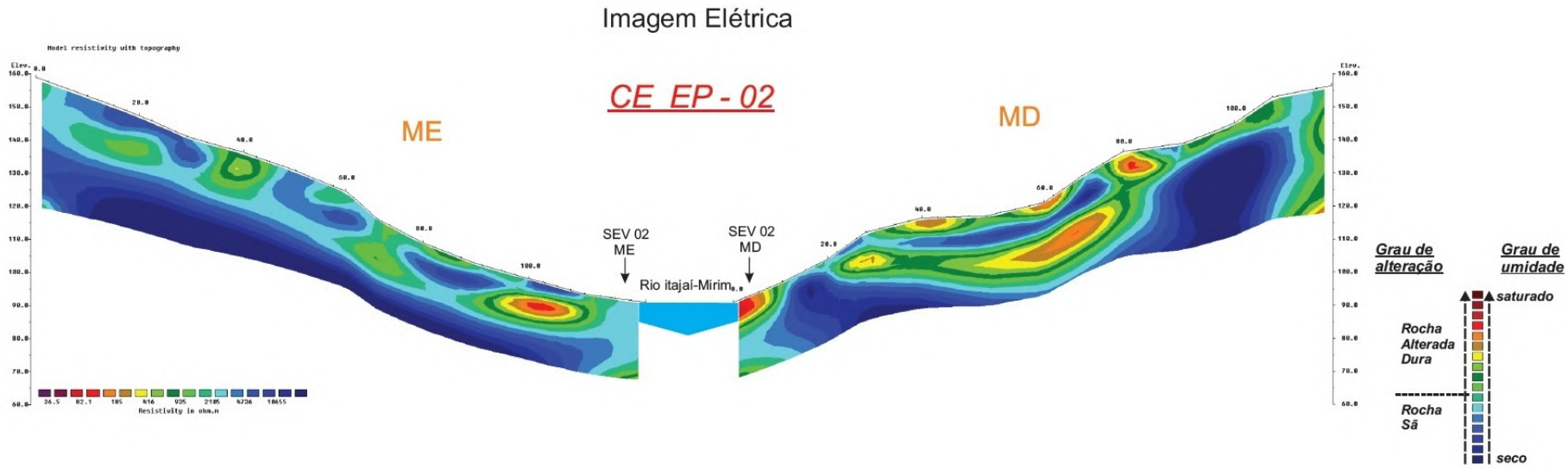



**Figura 3.6 – IMAGEAMENTO GEOELÉTRICO**

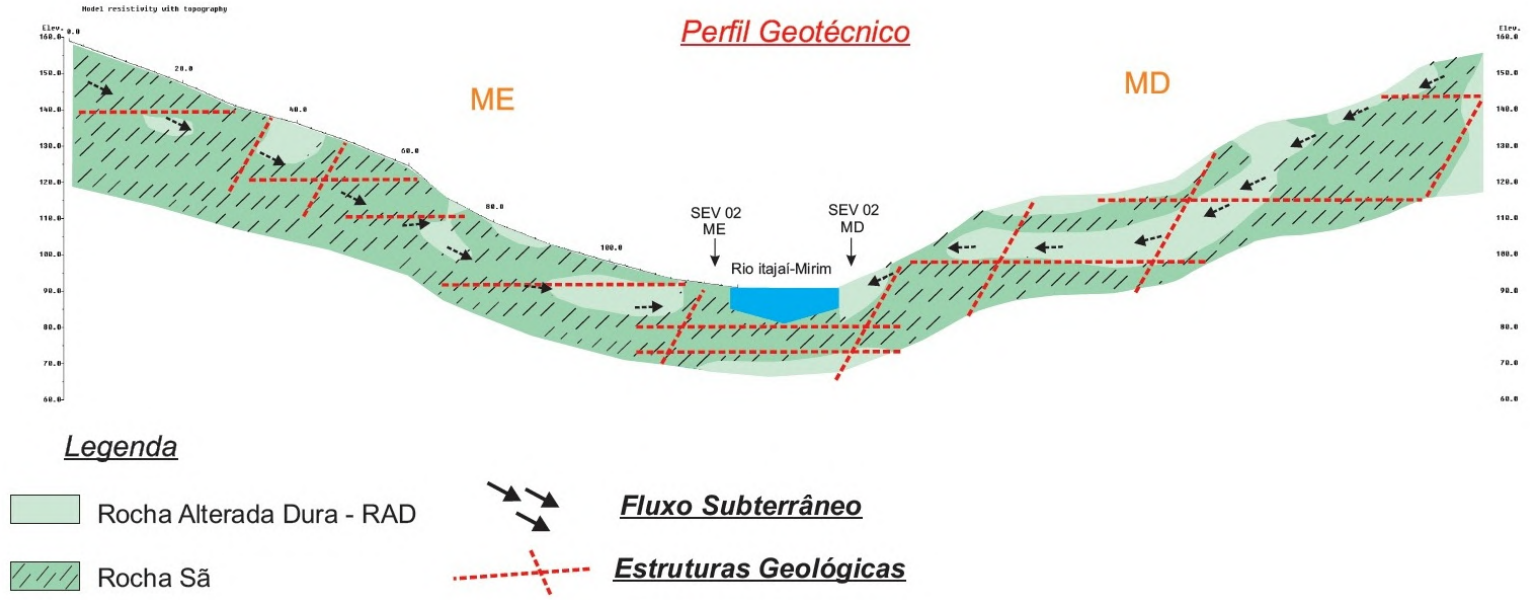



**Figura 3.7 – PERFIL GEOTÉCNICO**



887

### 3.5.1. Levantamentos complementares

Para confirmação das condições de fundação, foi executado um programa de investigações complementares, cujo objetivo é produzir dados sobre parâmetros geológico-geotécnicos relevantes e suficientes para informar adequadamente o tratamento e dimensionamento das fundações, tais como, profundidade, resistência, permeabilidade e deformabilidade dos horizontes de solo e rocha.

Foi preconizada a execução, nas camadas de solo, de sondagens a percussão com ensaios de resistência (SPT) e infiltração e, nas camadas de rocha, de sondagens rotativas com ensaios de perda de água sob pressão (EPA) e ensaios de infiltração “Le Franc”.

Os boletins de sondagens correspondentes a estes levantamentos são apresentados no Volume de Desenhos do Projeto Básico.

### 3.5.2. Materiais de construção

A pesquisa de materiais de empréstimo compreendeu a identificação e a cubagem de jazidas de solo, cascalho aluvionar, areias e material pétreo, conforme apresentado a seguir.

a) Jazidas de Solo

Os estudos de balanços de materiais indicaram que há equilíbrio entre os volumes escavados em solo nas escavações obrigatórias, e os volumes necessários para a execução das ensecadeiras de montante e jusante, que representam a principal frente de trabalho de aterros compactados.

Os ensaios efetuados nos materiais encontrados nas áreas das estruturas indicaram que os mesmos são bastante estruturados no estado natural, apresentando fração argilosa não dispersiva e pouco ativa. Apresentam teores de umidade natural superiores à umidade ótima de compactação, implicando serviços adicionais de aeração para emprego na compactação.

b) Cascalho Aluvionar

A principal jazida de cascalho deverá ser a planície a montante da barragem principal.

Os ensaios de granulometria realizados mostraram que existe uma matriz arenosa no cascalho, cuja fração areia pode ultrapassar 20%. Nessas condições, através de processamento do cascalho, torna-se viável a extração de alguma porção de areia para utilização em transições filtrantes, minimizando custos com o transporte de areia lavada, de rios muito distantes da obra.

O cascalho aluvionar também poderá ser utilizado para obtenção de agregado graúdo para concreto, através de britagem.

c) Areias

Prevê-se a utilização de areias artificiais e provenientes de jazidas e areais existentes na região, principalmente em bancos de areia ao longo do rio Itajaí Mirim, para execução de concreto, embora esse material possa também ser empregado em transições filtrantes, desde que se enquadre nas especificações.

Areias grossas, porém, só poderão ser obtidas em locais mais distantes como, por exemplo, em Ilhota.

d) Material Pétreo

O material rochoso proveniente das escavações obrigatórias da galeria de desvio poderá ser aproveitado como agregado graúdo para concretos, através de processos de britagem.

No entanto, segundo o balanço de materiais, será necessário material adicional, que deverá vir de jazidas localizadas próximo à futura área do reservatório.

# CAPÍTULO 4 – GEOTECNIA

# 4. ESTUDOS GEOTÉCNICOS

## 4.1. Introdução

Este relatório tem por finalidade apresentar os métodos utilizados nas verificações de estabilidade e os resultados obtidos nas análises de estabilidade global das escavações em solo na região de implantação da barragem de Botuverá bem como a estabilidade dos taludes naturais afetados pelo enchimento do reservatório.

Primeiramente, foram avaliadas a estabilidade das escavações, desconsiderando contenções e avaliada a extensão do talude afetado. Em seguida, foram estudadas alternativas de contenção com o emprego de cortinas atirantada para viabilizar as escavações do barramento. Os cálculos de estabilidade utilizaram os métodos de Spencer (equilíbrio de forças) e de Bishop (equilíbrio de momentos) para rupturas rotacionais e as equações de equilíbrio-limite para taludes infinitos na simulação de rupturas translacionais.

## 4.2. Documentos de referência

Desenhos de projeto

Boletins registros e fotos das sondagens executadas no trecho.

NBR 11682/2010 – Estabilidade de Taludes

NBR 5629 – Execução de Tirantes Ancorados no Terreno

Catálogos de fabricantes e fornecedores de materiais dos tirantes de acordo com a norma NBR 5629, tal como Solotrat Engenharia Geotécnica.

## 4.3. Estabilidade dos taludes

Conforme NBR 11682/1991, talude estável é um talude que não apresenta nenhum sintoma de instabilidade, tais como trincas, sulcos, erosão, cicatrizes, abatimentos, surgências anormais de água, rastejo, ranhuras em obras locais, etc.

A estabilidade de um talude em solo depende fundamentalmente da sua resistência ao cisalhamento, que é função do atrito e coesão do material, estando sua estrutura intimamente ligada ao histórico de tensões sofridas: erosão, tectonismo, intemperismo, dentre outras.

Constituem causas mais comuns de um escorregamento, o aumento do peso do talude através da saturação do material ou inclusão de cargas externas e a diminuição da resistência ao cisalhamento do material por intemperismo.

A presente memória procura realizar uma avaliação quantitativa da estabilidade dos taludes, estabelecendo fatores de segurança e indicando variações na sua magnitude em função da variação dos fatores externos que contribuem para sua instabilização, como a geometria do sistema (espessura de solo, declividade) e a elevação do nível piezométrico.

Os fatores determinantes na escolha dos métodos de análises foram:

- Propriedade dos materiais que integram a estrutura analisada;
- Geometria do talude (inclinação do terreno natural, talude de corte utilizado);
- Condições de drenagem do maciço (posição do nível de água no talude analisado);
- Consideração da tensão de cisalhamento entre fatias.

### 4.3.1. Hipóteses de Cálculo

Como premissas básicas comuns aos métodos de cálculo de ruptura pelo equilíbrio limite tem-se que:

- a ruptura se dá por um plano (análise bidimensional);
- as forças externas são o peso próprio e as sobrecargas;
- o problema é estático;
- as leis da mecânica dos meios contínuos se aplicam ao solo;
- a relação de Terzaghi é verdadeira: □ ' = □ - u;
- a lei de Coulomb aplica-se à ruptura: □ = c' + (□ - u) tan □ '
- o coeficiente de segurança é constante ao longo da cunha (ou plano) de ruptura.

Para a avaliação dos resultados desses estudos, consideram-se estáveis e seguros os taludes que apresentam F.S. igual ou superior a **1,5** em condições normais de saturação.

### 4.3.2. Parâmetros Geotécnicos

O talude a ser escavado está, em zonas de solos residuais maduros e jovens, com características bastante homogêneas, geralmente com cerca de 10 metros de espessura, sobre rocha alterada de estrutura xistosa de acordo com as sondagens executadas no local.

Os valores dos parâmetros geotécnicos utilizados nas análises foram obtidos a partir de correlações entre o $N_{SPT}$ das sondagens realizadas na região juntamente com os descritivos dos Logs de sondagens quanto à caracterização do material.

Foram também analisados resultados corroborados pela bibliografia existente (por exemplo: Cruz, P.T. – 100 Barragens Brasileiras – Casos Históricos, Materiais de Construção, Projeto). E a seguir, no QUADRO 4.1, são especificados os parâmetros utilizados:

**QUADRO 4.1**
**PARÂMETROS GEOTÉCNICOS**

| Material | □ (KN/m³) | □ (□) | c (KPa) |
|---|---|---|---|
| Solo Superficial | 18 | 25 | 25 |
| Micaxisto | 21 | 40 | 35 |

### 4.3.3. Métodos de análise

Por se tratar de uma avaliação de taludes escavados em encostas naturais de alta declividade, em solos de origem residual, são abordadas nesse estudo prioritariamente as hipóteses de escorregamentos parciais (cunhas globais de ruptura, circulares ou mistas) e de escorregamentos superficiais translacionais (taludes infinitos) para a região do reservatório.

As análises de estabilidade por cunhas de ruptura foram realizadas com auxílio do software SLOPE/W, programa que calcula, através dos principais métodos baseados na teoria do equilíbrio-limite, o coeficiente de segurança dos taludes analisados.

O método do equilíbrio-limite considera que as forças que tendem a induzir a ruptura devem ser balanceadas pelos esforços resistentes. A fim de comparar a estabilidade de taludes em condições diferentes de equilíbrio-limite, define-se o fator de segurança (FS) como a relação entre a resistência ao cisalhamento máxima mobilizada em relação àquela necessária ao equilíbrio do solo. À condição de equilíbrio-limite corresponderia um fator de segurança unitário.

### 4.3.4. Ruptura Translacional

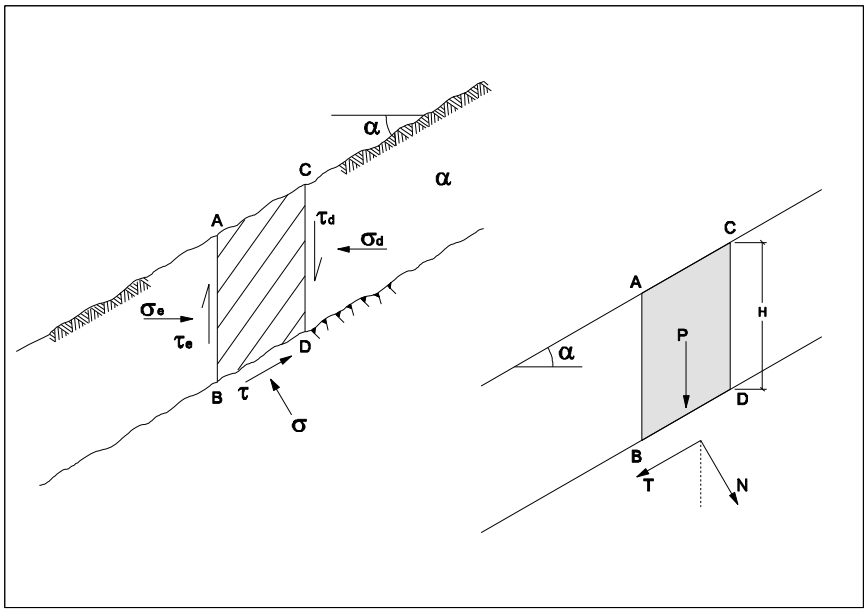
Quando um maciço apresenta um talude de grande extensão, tal que a espessura do material instável sujeito ao escorregamento é pequena em relação à sua altura, o talude é denominado talude infinito. A superfície de ruptura é paralela ao talude.

Para analisar a estabilidade de um talude infinito, pode-se considerar um elemento isolado desse talude, conforme indicado na

FIGURA 4.1, e as tensões que atuam sobre as faces desse elemento. Partindo-se da hipótese de que todo o talude se move como uma massa homogênea, é válida a consideração de que as tensões sobre as faces verticais são iguais e se equilibram, independentemente de sua posição ao longo do talude.

Considerando-se somente as tensões na face BD, tem-se que para que ocorra escorregamento é necessário que a componente tangencial T da força peso se iguale à resistência ao cisalhamento do solo ao longo de BD.

**FIGURA 4.1**
**TENSÕES ATUANTES EM ELEMENTO DE TALUDE INFINITO.**

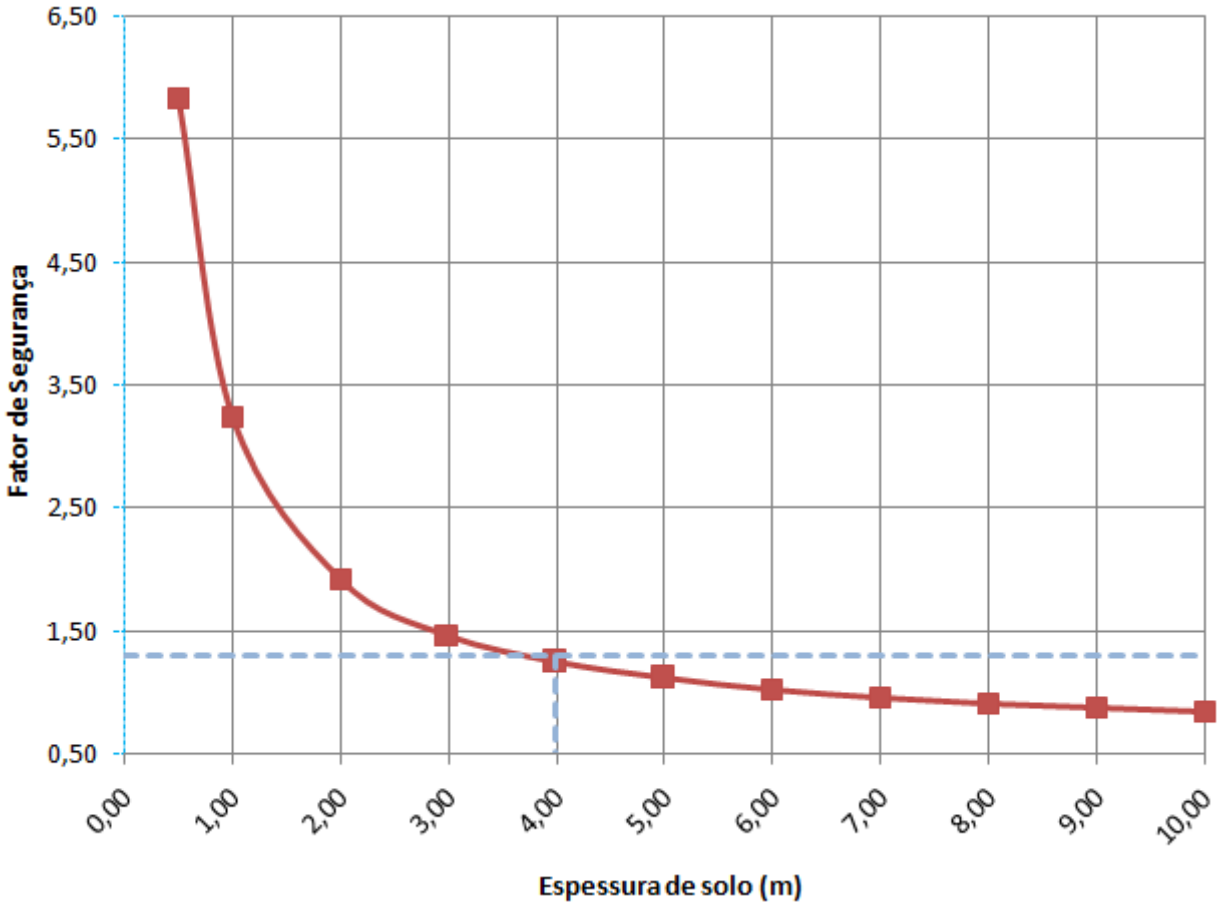



O coeficiente de segurança precisa ser determinado para a superfície mais crítica. Considerando-se o solo homogêneo, de espessura vertical H, sobrejacente a um estrato rochoso, a superfície crítica será a interface solo-rocha.

Nas análises realizadas nesse estudo, procurou-se verificar a sensibilidade dos taludes a variações em parâmetros significativos, conforme descritos a seguir:

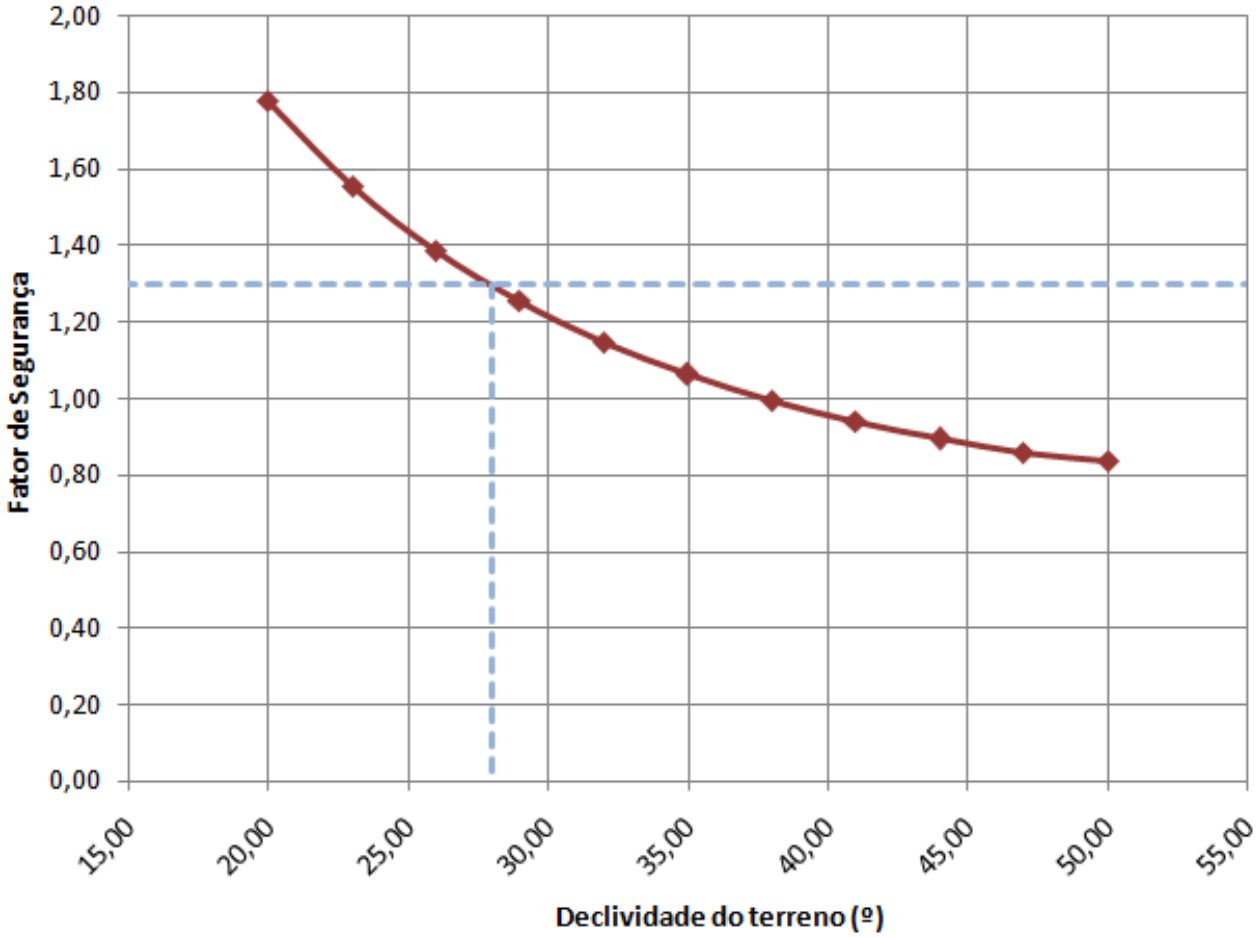
**Análise 1 -** Para uma declividade natural do terreno da ordem de 35º, foram computados os fatores de segurança para uma condição de saturação parcial do terreno, onde a altura da linha freática seja equivalente a 1/3 da espessura do capeamento de solo. O capeamento do solo foi avaliado desde 0,5 até 10,0 m de espessura.

**FIGURA 4.2**
**FATORES DE SEGURANÇA PARA DIFERENTES ESPESSURAS DE SOLO.**



**Análise 2 -** Para uma espessura constante de capeamento de solo da ordem de 3,0 m, foram computados os fatores de segurança para uma condição de saturação parcial do terreno, onde a altura da linha freática seja equivalente a 2/3 da espessura do capeamento de solo. A declividade natural do terreno foi avaliada desde as mais suaves encontradas (ângulo de 20º com a horizontal) até as mais íngremes (ângulo de 50º com a horizontal).

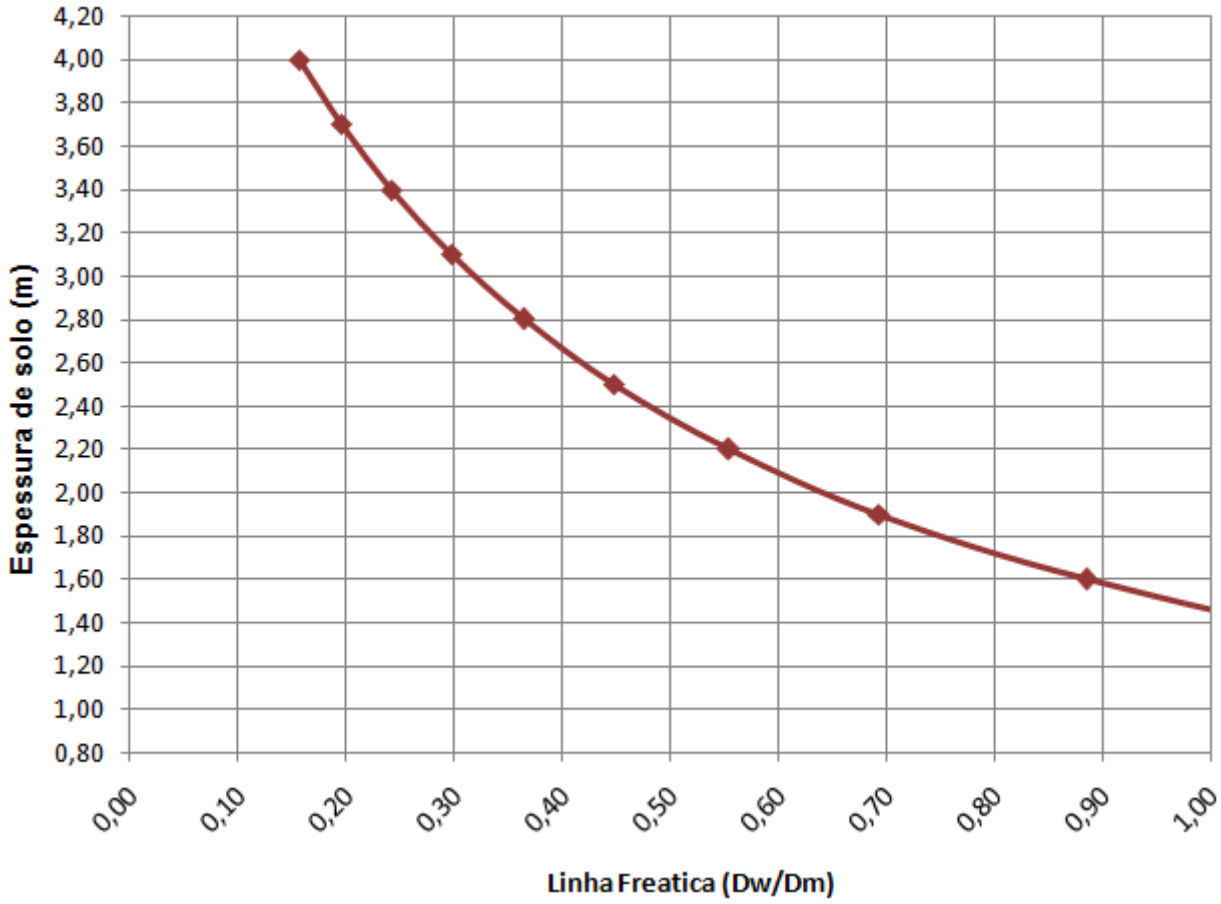
**FIGURA 4.3**
**FATORES DE SEGURANÇA PARA DIFERENTES INCLINAÇÕES DO TERRENO.**




-.

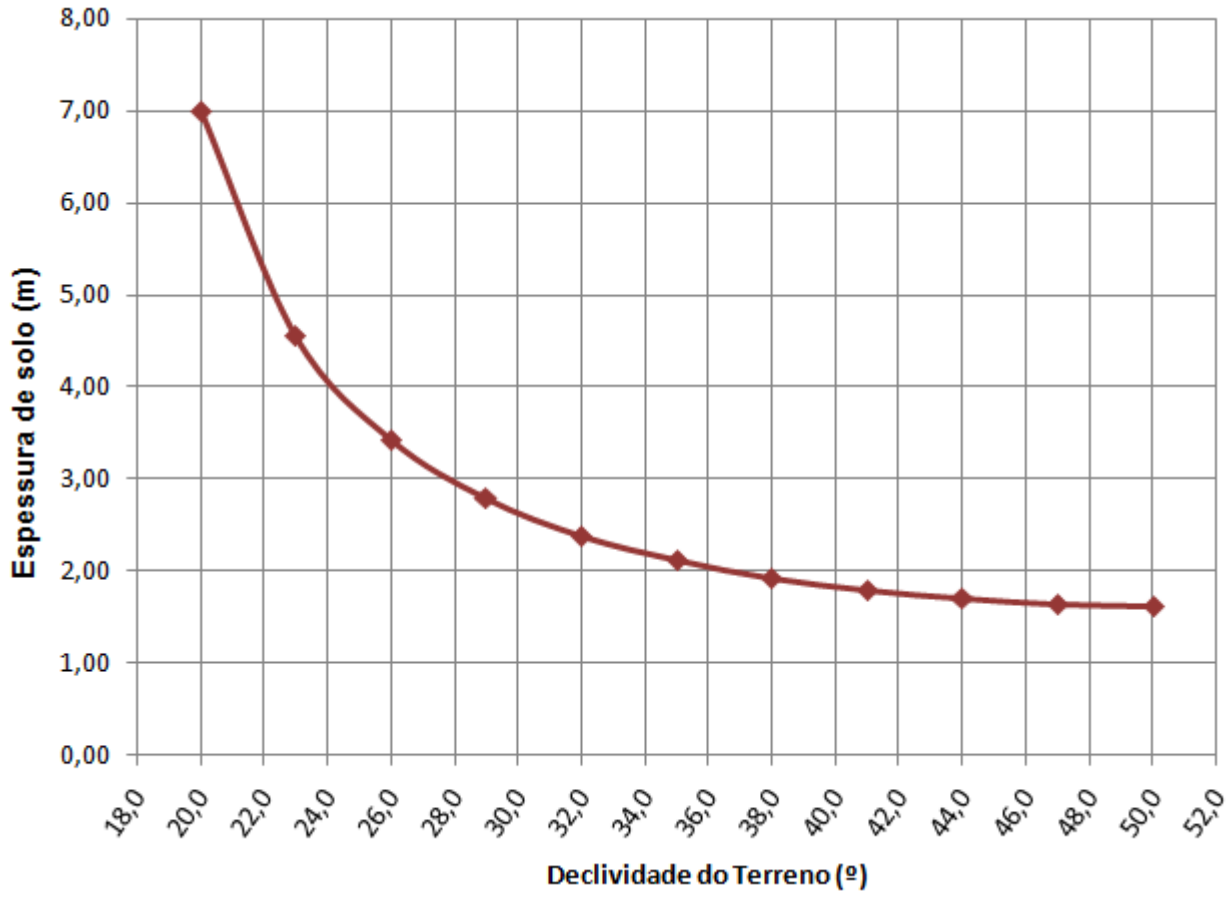
**Análise 3 -** Para uma declividade natural do terreno da ordem de 35º, foram avaliadas quais as espessuras máximas admissíveis de capeamento de solo, para que o fator de segurança não seja inferior a 1,5. Considerou-se nessas análises a influência da saturação do terreno. Para tanto, variou-se a posição da linha freática desde a situação onde o terreno estivesse totalmente seco até totalmente saturado.

**FIGURA 4.4**
**ESPESSURA MÁXIMA PERMITIDA DE INCLINAÇÃO DO SOLO.**



**Análise 4 –** Considerando-se o terreno totalmente saturado, foram avaliadas quais as espessuras máximas admissíveis de capeamento de solo, para que o fator de segurança não seja inferior a 1,3. A declividade natural do terreno foi avaliada desde as mais suaves encontradas (ângulo de 20º com a horizontal) até as mais íngremes (ângulo de 50º com a horizontal).

**FIGURA 4.5**
**ESPESSURA MÁXIMA PERMITIDA DA DECLIVIDADE DO TERRENO.**



**Análise 5 –** Adicionalmente ao método de análise dos taludes infinitos utilizado foi elaborada uma nova análise baseada na norma EM-1110-2-1902, Apêndice E, utilizando o ábaco (FIGURA 4.6).

**FIGURA 4.6**
**ÁBACO DO APÊNDICE E – ANÁLISE DOS TALUDES INFINITOS – EM-1110-2-1902.**

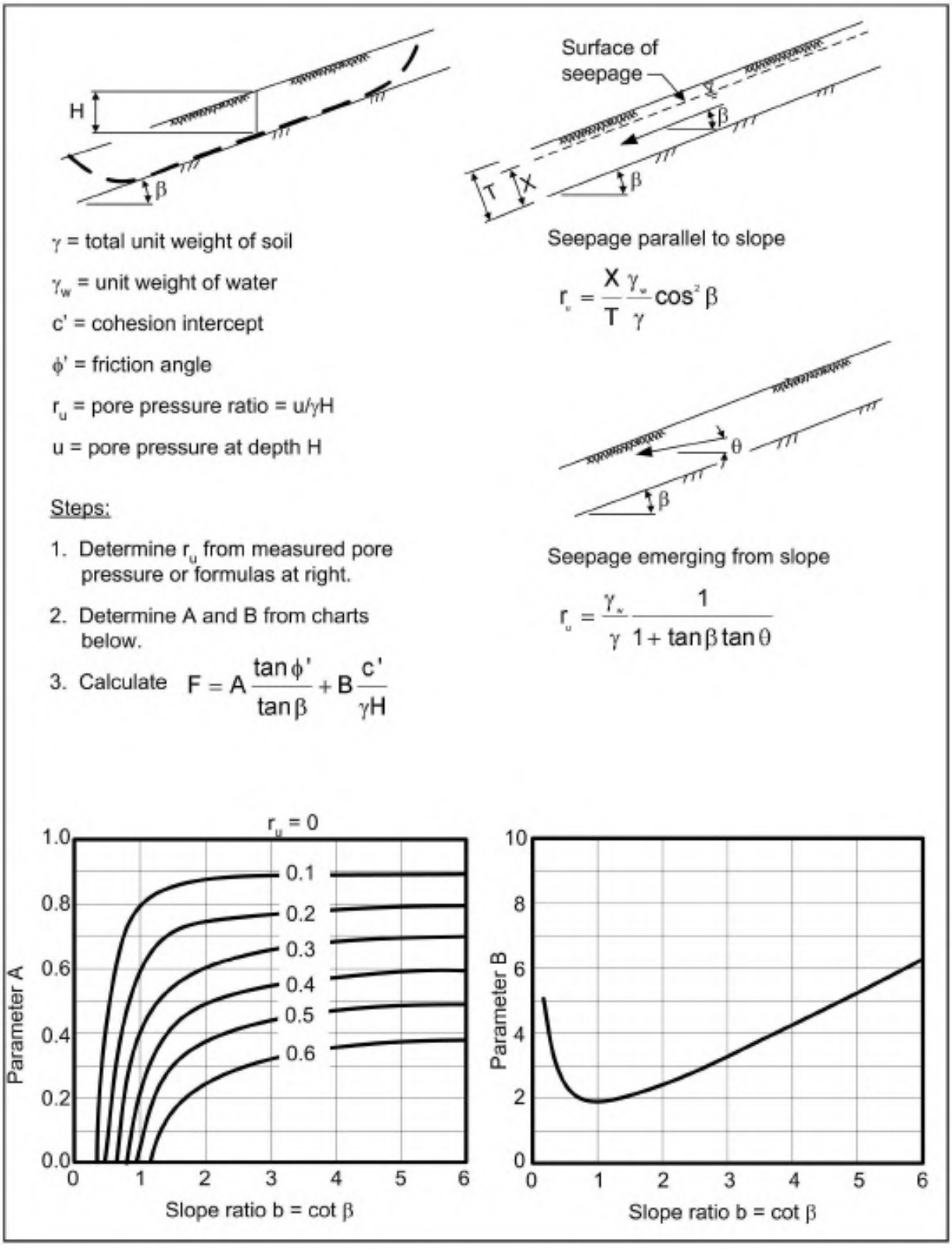


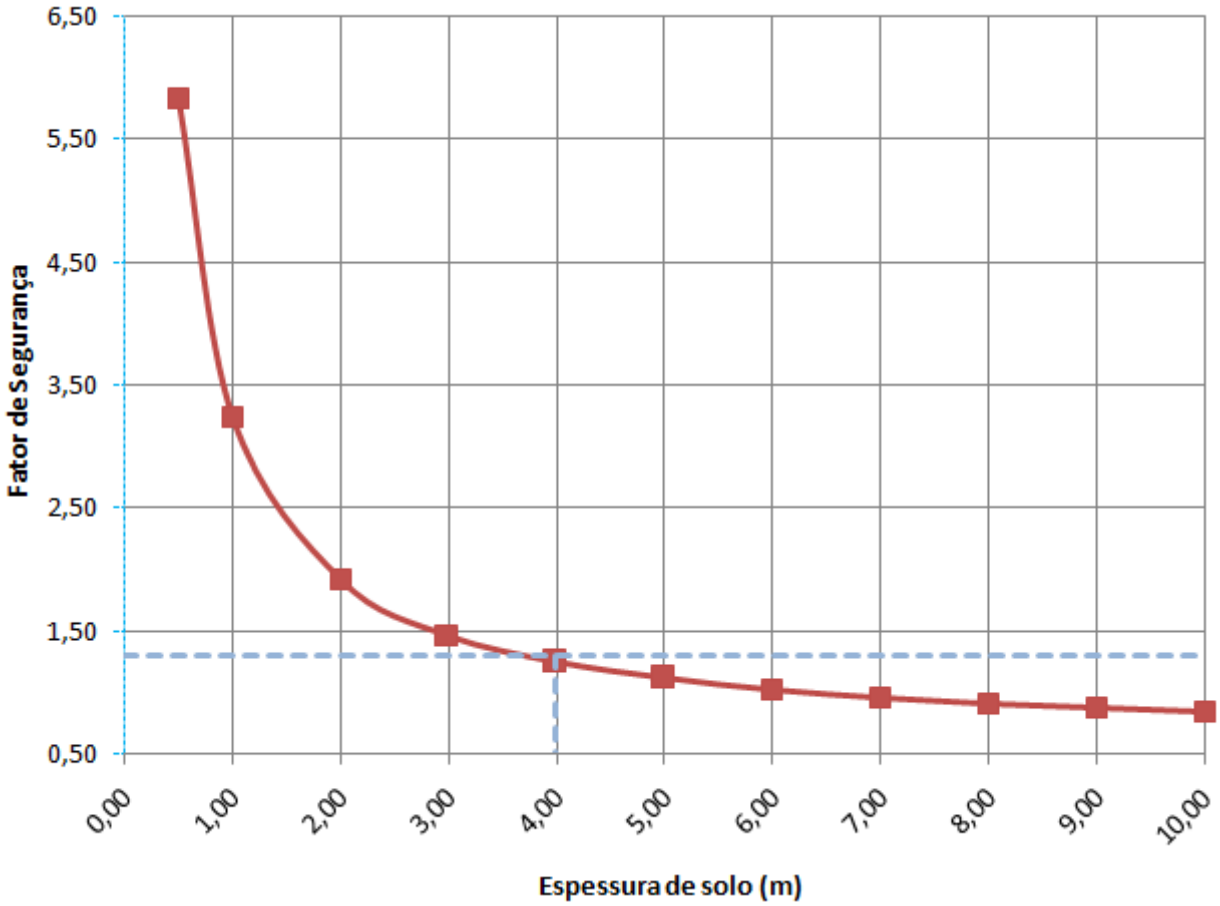

**Figure E-7. Slope stability charts for infinite slopes (after Duncan, Buchianani, and DeWet 1987)**

Foram estimados os fatores de segurança considerando a inclinação do talude natural (Beta) de 15º a 35º, para uma condição de saturação parcial do solo, onde a altura da

linha freática é equivalente a 30% da espessura de solo. A espessura do solo foi avaliada entre 1,0 e 20 m.

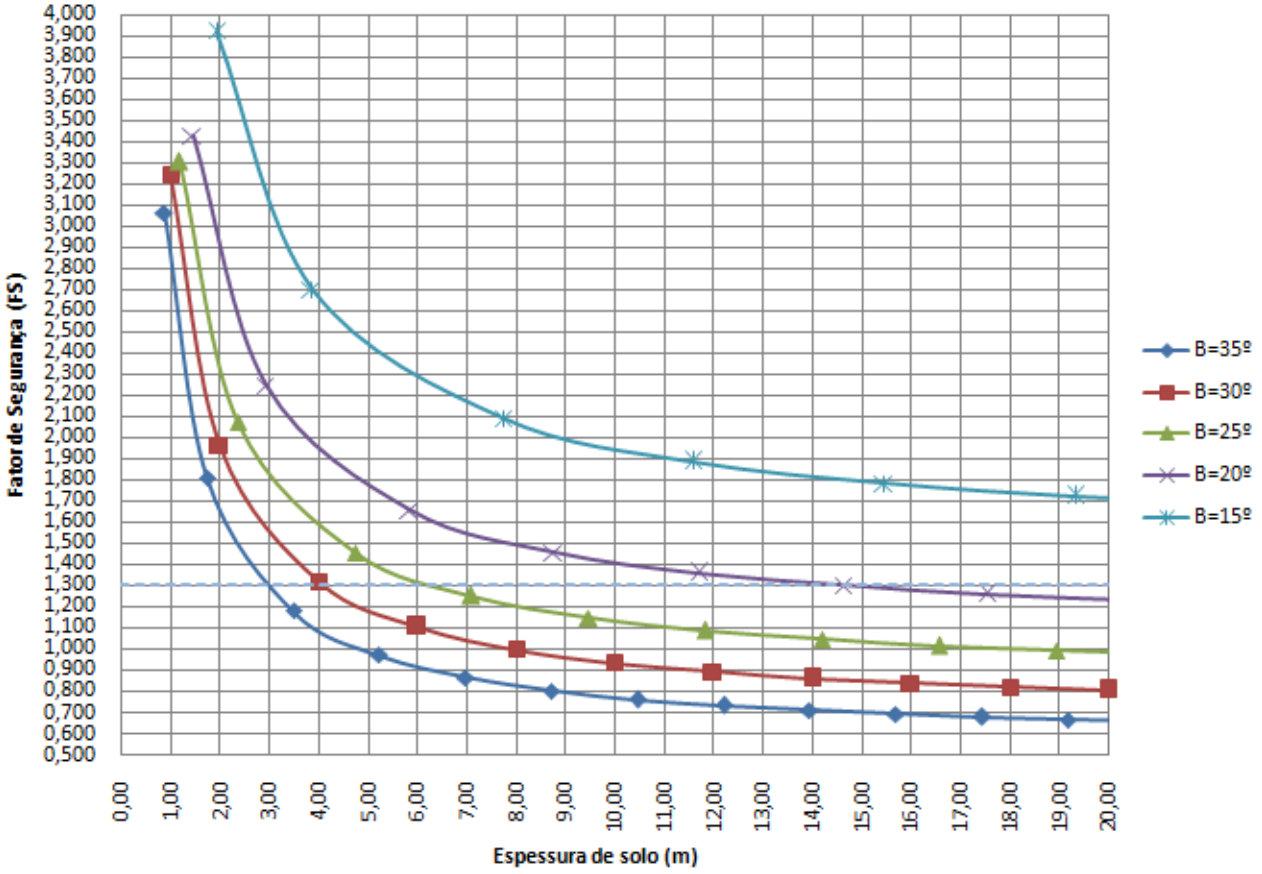
Destaca-se a correlação existente de resultados entre as Análises 1 e 5

FIGURA 4.2
FATORES DE SEGURANÇA PARA DIFERENTES ESPESSURAS DE SOLO.




e FIGURA 4.7), comprovando os métodos de utilizados.

**FIGURA 4.7**
**FATORES DE SEGURANÇA PARA DIFERENTES ESPESSURAS DE SOLO E INCLINAÇÃO DO TERRENO NATURAL.**


Fator de Segurança (FS)
Espessura de solo (m)
B=35º
B=30º
B=25º
B=20º
B=15º

#### 4.3.4.1.Avaliação dos Resultados

O estudo paramétrico permitiu avaliar a influencia da geometria do terreno e suas condições de saturação na segurança dos taludes de escavação em solo e dos taludes naturais.

Considerando que a maioria do reservatório encontra-se em zonas com ângulo alto de inclinação do terreno, espessura média de 10 m, a segurança dos taludes está estreitamente vinculada as suas condições de drenagem.

A partir das analises de estabilidade considerando os taludes infinitos, faz-se as seguintes observações:

- A Análise 1 revela que, para as inclinações naturais do terreno na ordem de 35º, e elevação do nível freático de aproximadamente 2/3 da espessura total do solo, os taludes podem ser considerados seguros si a espessura total da camada de solo não exceder 4 m. Para diferentes espessuras de solo, a análise 3 estabelece a relação entre a espessura total do solo e a altura máxima da elevação do nível de água no maciço, o que indica que, em condições ruins de drenagem, com uma saturação total do terreno, somente podem considerar estáveis em espessuras não superiores a 1,40 m. Em condições ideais de drenagem, com o nível freático tangente ao contato com a rocha, a espessura máxima permitida será 4 m.

- A Analise 2 considera uma espessura constante de capeamento de solo da ordem de 3,0 m, com saturação parcial (2/3 da espessura total), o que indica o comportamento de segurança do talude para diferentes inclinações naturais do terreno. Se estima que nestas condições somente se podem considerar seguros os taludes escavados em terreno natural com inclinações inferior a 29º.

- Complementa esta análise a avaliação dos limites de inclinação do terreno natural, simultaneamente com a variação de espessura de solo, considerando a saturação parcial do maciço, como se pode observar na analise 4. Neste estudo se obteve os seguintes limites extremos: para uma espessura máxima de 7 m, os taludes parcialmente saturados somente podem ser considerados estáveis em terrenos com inclinações máximas de 20º; para as inclinações máximas encontradas até 50º, os taludes podem ser considerados como estáveis somente nas regiões com uma espessura máxima de 1,8 m.

- As Análises 1 e 5 são complementares, a pesar de utilizarem metodologias diferentes os resultados são semelhantes, validando os modelos utilizados

Em geral, as equações para taludes infinitos não analisam adequadamente rupturas de rotação. Para estas análises foram utilizados outros métodos de cálculo, tal como se descreve a seguir.

| SP - SONDAGEM A PERCUSSÃO | |
|---|---|
| SONDAGEM | PROF. ESTIMADA |
| SP-01 | 5mts |
| SP-02 | 5mts |
| SP-03 | 5mts |
| SP-04 | 5mts |
| SP-05 | 5mts |
| SP-06 | 5mts |
| Total | 30mts |

| SPM - SONDAGEM A MISTA | |
|---|---|
| SONDAGEM | PROF. ESTIMADA |
| SM-01 | 7mts |
| SM-02 | 14mts |
| SM-03 | 17mts |
| SM-04 | 17mts |
| SM-05 | 17mts |
| SM-06 | 17mts |
| SM-07 | 14mts |
| SM-08 | 22mts |
| SM-09 | 5mts |
| Total | 130mts |

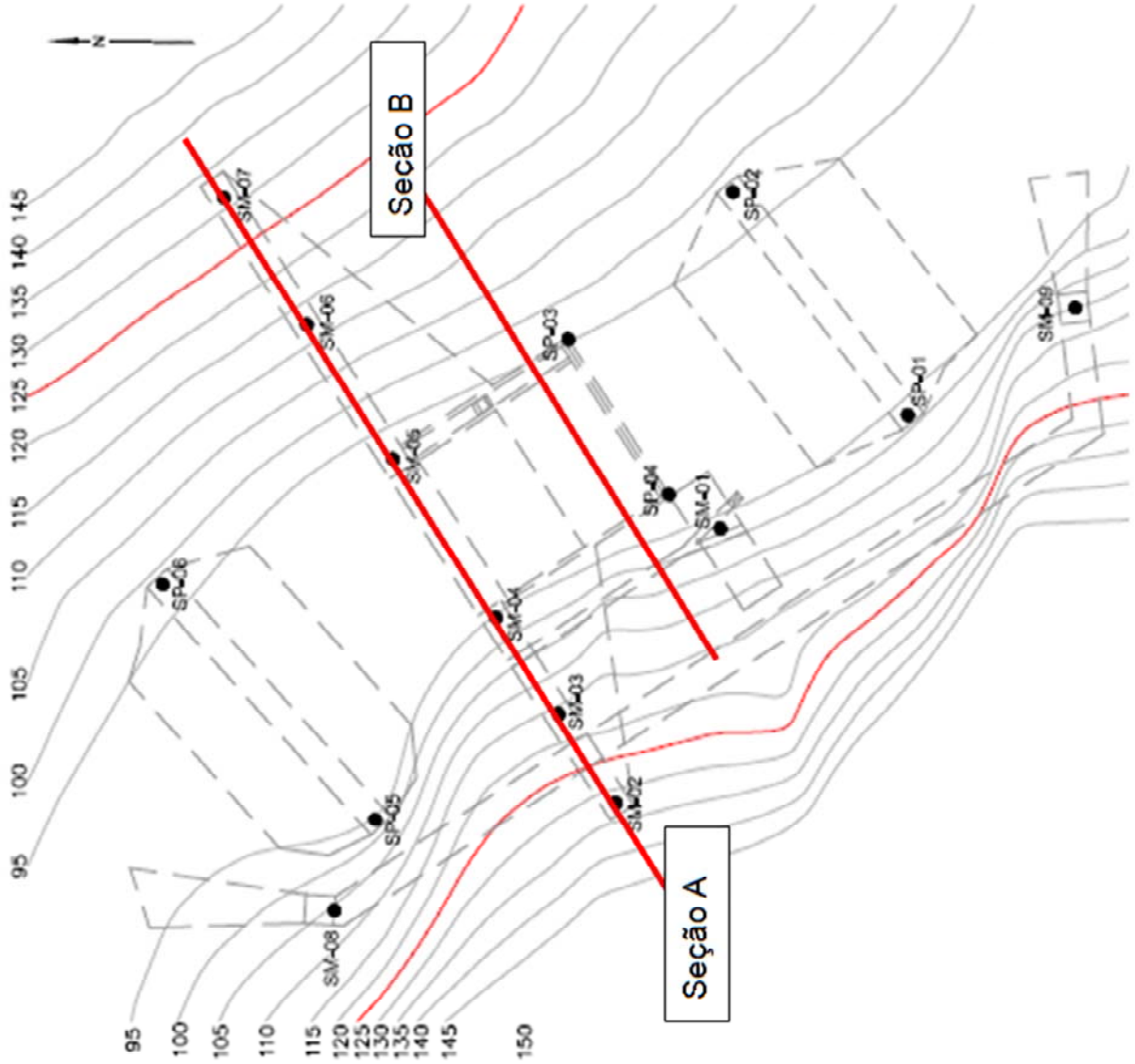



**FIGURA 4.8**
**LOCALIZAÇÃO DAS SONDAGENS**

### 4.3.5. Ruptura Rotacional

O modelo de cálculo para estudo da estabilidade dos taludes de escavação das estruturas principais baseou-se nas seções de projeto, sendo uma na região do eixo do barramento e outra a jusante deste, conforme indicado nas Figuras correspondentes.

Através da geometria indicada no projeto básico e seções típicas das estruturas, foram elaboradas análises de estabilidade (apresentadas nas figuras a seguir I) considerando os taludes com alternativa de contenção após o corte para implantação da barragem. O quadro abaixo apresenta os fatores de segurança finais, conforme as geometrias apresentadas.

**QUADRO 4.2**
**FATORES DE SEGURANÇA FINAIS**

| ANÁLISE | Seção A ombreira direita | Seção A ombreira Esquerda | Seção B ombreira direita | Seção B ombreira Esquerda |
|---|---|---|---|---|
| Talude Natural | 1,52 | 1,55 | 2,19 | 1,73 |

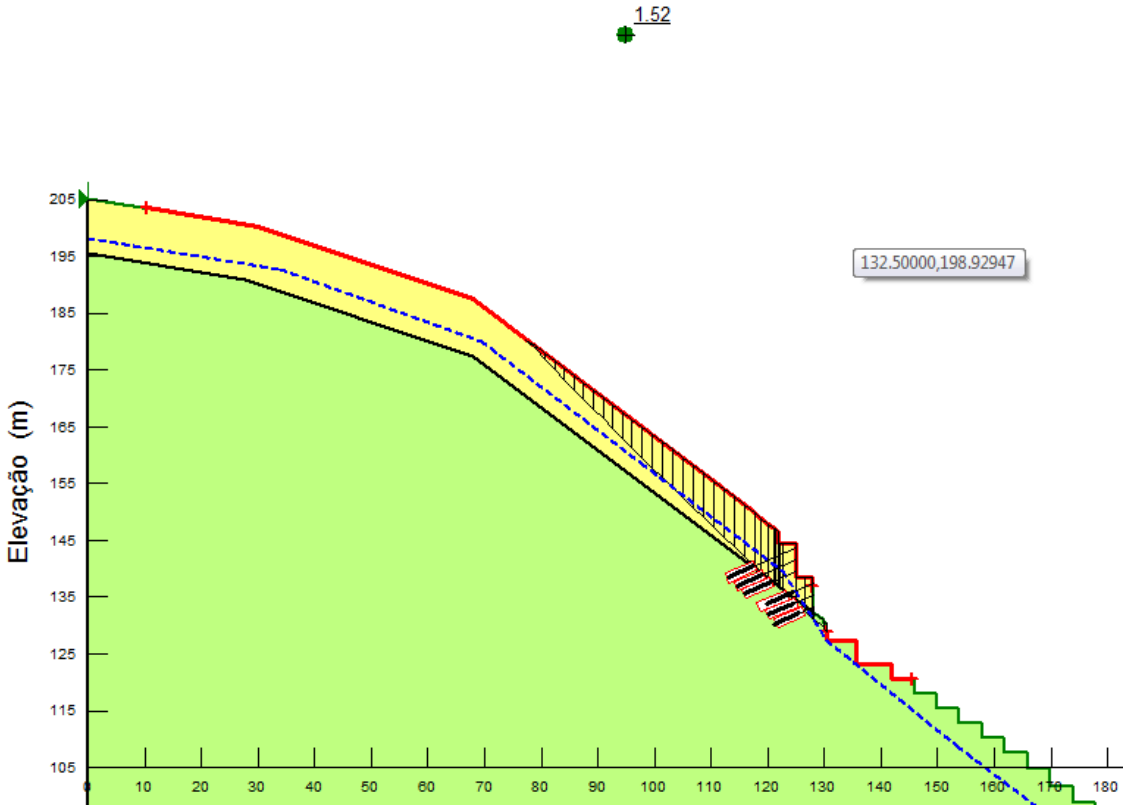



**FIGURA 4.9 - SEÇÃO A OMBREIRA DIREITA**

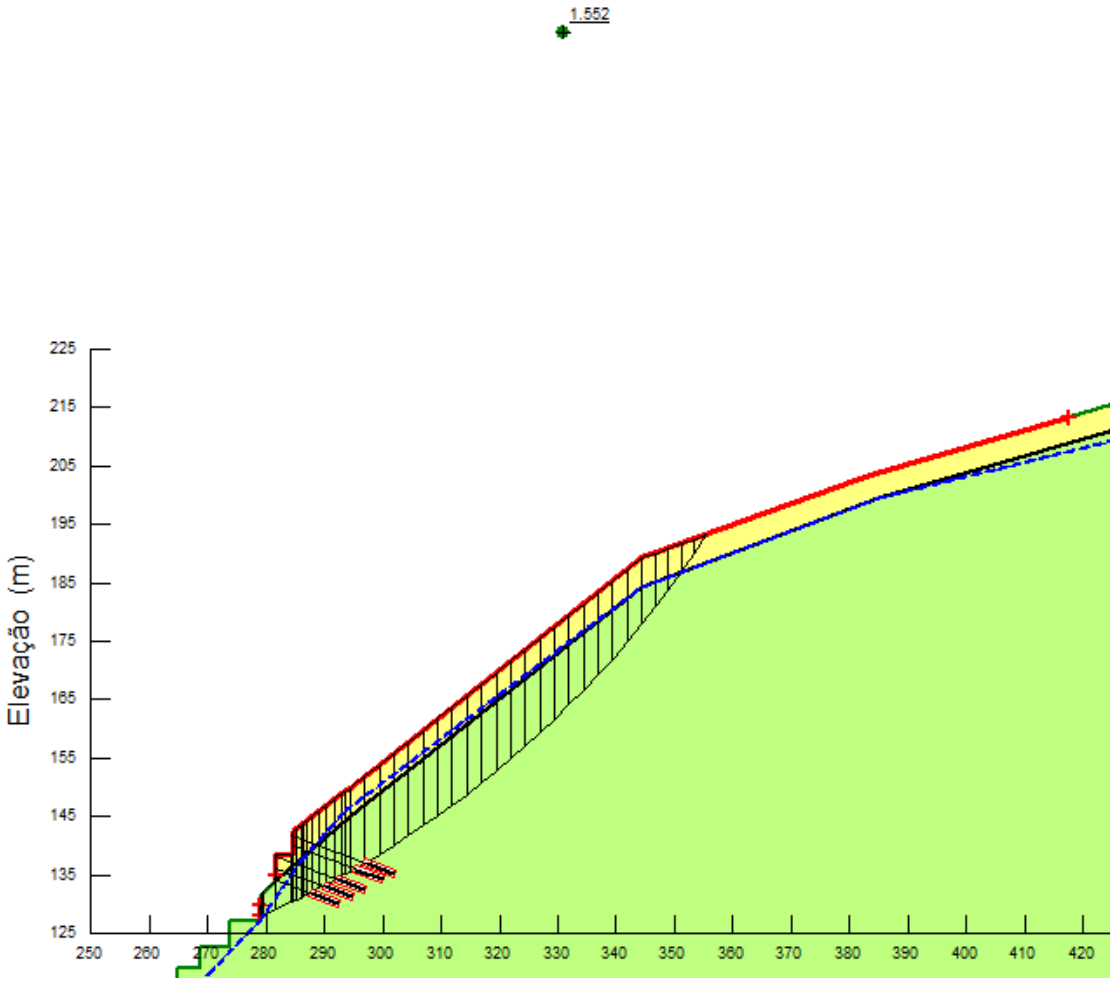



**FIGURA 4.10 - SEÇÃO A OMBREIRA ESQUERDA**

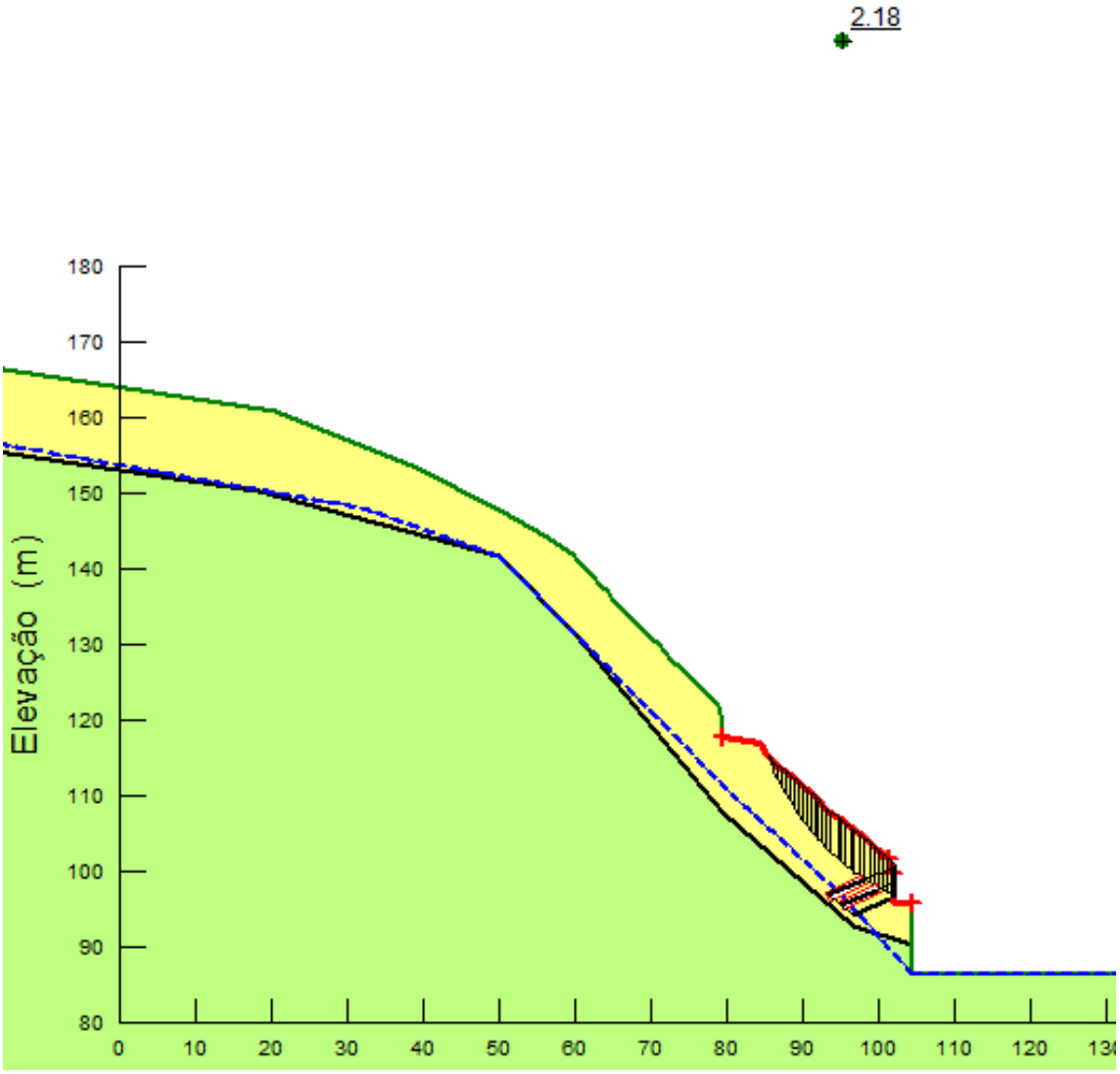



**FIGURA 4.11 - SEÇÃO B OMBREIRA DIREITA**

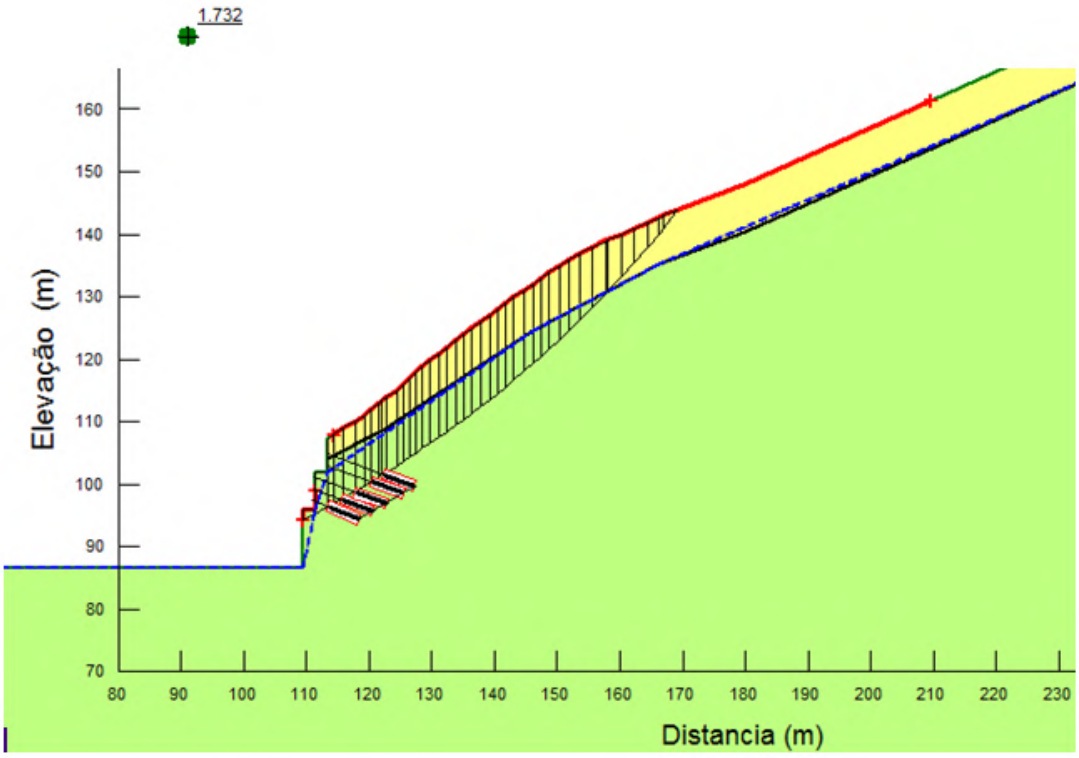



**FIGURA 4.12 - SEÇÃO B OMBREIRA ESQUERDA**

### 4.3.5.1.Verificação dos bulbos de ancoragem

Para as simulações foram utilizados carregamentos correspondentes as seguintes ancoragens:

- Dywidag

Diámetro = 32 mm

Carga de Trabalho= 350 kN

Carga de Recebimento = 490 kN

Carga de Qualificação = 612 kN

Carga de Incorporação = 280 kN

- Calda $\rightarrow$ $f_{ck}$ = 24MPa

Resistencia a aderência $\rightarrow$ $\tau = \frac{f_{ck}}{30} = \frac{24}{30} = 0{,}8MPa \rightarrow$ (NBR 5629 )

A norma NBR-5629 recomenda para estimativa preliminar de carga limite de ancoragem o uso da seguinte expressão para solos coesivos:

$$T_{MAX} = \alpha_0 \times U \times L_b \times S_U$$

Diámetro da perfuração adotada $\rightarrow$ $DN = 100\ mm$

Perímetro da perfuração $\rightarrow$ $U = \pi \times DN = 3{,}1416 \times 0{,}100 = 0{,}31416\ m$

Onde $L_b$ = comprimento estimado do bulbo

Carga máxima de ensaio = 612 kN

$\alpha_0 =$ coeficiente redutor de resistência não drenada $S_U$

$\alpha_0 = 0{,}35$ para $S_U \geq 100kPa$

*Esse método não leva em consideração os efeitos da pressão de injeção, portanto foi considerado o método de Costa Nunes (1987). A capacidade de carga limite de ancoragem é dada por*

$$T_{MAX} = \pi \times D_e \times n_d \times L_b \times n_l \times \tau$$

Onde $L_b$ = comprimento estimado do bulbo

$n_d$ = coeficiente de aumento do diâmetro pela pressão de injeção

$D_e$ = diâmetro do bulbo

$n_l$ = coeficiente de redução do comprimento do bulbo devido à pressão não uniforme sobre o mesmo. Considerar 1 para comprimentos moderados.

$\tau$ = resistência ao cisalhamento na interface bulbo solo.

$$\tau = c + (\gamma_c \times h \times n_h + \sigma_r) \times tg\phi$$

Onde c = aderência entre a calda e o solo (coesão do solo)

$\gamma_c$=peso específico do solo

h = profundidade do centro do bulbo

$n_h$ = fator de redução da profundidade quando esta for superior a 9m

$\phi$=ângulo de resistencia ao cisalhamento do solo

$$\tau = c + (\gamma_c \times h \times n_h + \sigma_r) \times tg\phi$$
$$\tau = 35 + (21 \times 23 \times 1 + 100) \times tg\,40^o$$
$$\tau = 518{,}89kN$$

Logo,

$$T_{MAX} = \pi \times D_e \times n_d \times L_b \times n_l \times \tau$$
$$613 = \pi \times 0{,}1 \times 1 \times L_b \times 1 \times 518{,}89$$
$$L_b = 3{,}76m$$

Foi adotado 5,00 m de comprimento de ancoragem.

### 4.3.5.2.Avaliação dos Resultados

O estudo realizado permitiu avaliar a influência da geometria do terreno e de suas condições de saturação na segurança do talude de escavação em solo.

Considerando que a Barragem será implantada em áreas com terreno de forte declividade, escavadas em zonas de solos residuais maduros e jovens, principalmente, em algumas regiões a segurança dos taludes está estritamente ligada às suas condições de drenagem.

A solução adotada no projeto foi menor escavação possível de modo a não comprometer a estabilidade e estrutura de contenção com cortina atirantada, devido a dificuldade de se abater o talude de escavação, evitando afetar a estabilidade global do talude.

A geometria do Corte é uma escavação vertical com 6 metros de altura e uma estrutura de contenção com três linhas de Tirante espaçado de 2m. O comprimento dos Tirantes pode ser observado na tabela abaixo.

**QUADRO 4.3**
**COMPRIMENTO DOS TIRANTES**

| Localização do Tirante | Comprimento Total do Tirante incluindo o Bulbo (m) | | | |
|---|---|---|---|---|
| | Seção A ombreira direita | Seção A ombreira Esquerda | Seção B ombreira direita | Seção B ombreira Esquerda |
| Cortina Inferior | 9,0 | 16,0 | 9,0 | 11,0 |
| Cortina Superior | 13,0 | 18,0 | - | 15,0 |

## 4.4. Conclusões e recomendações

Nesta memória de estabilidade dos taludes de escavação foram feitas algumas análises considerando a inclinação do terreno, o capeamento de solo, as diferentes condições de saturação por conta das chuvas e alternativas de corte para possibilitar a implantação da barragem de Botuverá e avaliar os taludes naturais que serão impactados pelo reservatório.

O retaludamento, solução convencional, gerariam grande volume de escavação, por conta da geometria da região, que é agravada pela deficiência de acesso à elevações superiores. Nesse sentido será necessária a adoção de uma solução de contenção composta por uma estrutura de contenção, cortina atirantada, de modo a interferir o mínimo possível na geometria existente.

Deve-se prever a adoção de um sistema eficiente de coleta e escoamento das águas superficiais acima da cortina, procurando evitar a elevação do nível freático no interior do maciço.

# CAPÍTULO 5 – ESTABILIDADE DAS ESTRUTURAS

# 5. ESTABILIDADE DAS ESTRUTURAS

## 5.1. OBJETIVO

Esta memória de cálculo tem por objetivo a verificação da estabilidade global da barragem de contenção de cheias do Rio Itajaí Mirim, denominada Barragem Botuverá.

## 5.2. DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

- 5039-DE-CV-001/010: OBRAS CIVIS – BARRAGEM BOTUVERÁ;
- 5039-DE-GG-003: LOCALIZAÇÃO DAS SONDAGENS.

## 5.3. BIBLIOGRAFIA PRINCIPAL


- CBDB. Guia Básico de Segurança de Barragens. CBDB, Rio de Janeiro/RJ, 1999;
- Centrais Elétricas Brasileiras S.A. Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas. CBDB/Eletrobrás, 1993.
- DEPARTAMENT OF THE ARMY. EM 1110-2-2200 - Gravity Dam Design. Department of the Army, Washington/DC/EUA, 1995.


## 5.4. MODELOS UTILIZADOS

A análise de estabilidade das estruturas foi realizada com a aplicação de modelos computacionais e planilhas próprias desenvolvidas especificamente para a finalidade de projeto.

## 5.5. PARÂMETROS DE PROJETO

### 5.5.1. Níveis de Água

Os Níveis de água adotados nesta memória estão de acordo com os demonstrados nos arranjos civis da baragem.

| Tempo de Retorno | Nível d'água à montante(m) |
|---|---|
| Normal | 107,30 |
| Máximo (1000 anos) | 122,30 |
| Máx. max.(10000 anos) | 126,50 |

**Tabela 1 – Níveis de Água de Projeto à montante da barragem**

Os níveis de água à jusante são considerados fixos na EL. 92,70m, devido à geometria da estrutura, que cria a tendência de acumular água até este nível.

### 5.5.2. Parâmetros Geotécnicos da Fundação

O maciço rochoso presente no leito do rio da barragem é constituído de rochas metamórficas xistosas, Micaxisto. A definição dos parâmetros de resistência foi feita de forma

conservadora, com base na literatura, estes valores devem ser revistos em estudo geotécnico adequado.

De forma aproximada, com base nos relatórios de sondagem, considerou-se que a barragem está assente na EL.87,00.

#### 5.5.2.1.Parâmetros da interface concreto-rocha

- ∅ (ângulo de atrito interno) $35^0$
- c (coesão do contato concreto/rocha) 0,3 MPa
- $\sigma_{\text{admissível na rocha de fundação}}$ 10 MPa

#### 5.5.2.2.Parâmetros da interface concreto-concreto

- ∅ (ângulo de atrito interno) $45^0$
- c (coesão interna do concreto) 0,7 MPa

### 5.5.3. Peso Próprio dos Materiais

Concreto .....$\gamma$= 24 kN/m$^3$

Água .....$\gamma$= 10 kN/m$^3$

## 5.6. SUBPRESSÃO

As subpressões são calculadas conforme o critério ELETROBRAS.

## 5.7. JUNTAS DE CONTRAÇÃO

Adotaram-se veda-juntas padrão O-35, posicionados com espaçamento de 30m entre si, deixando 1,5m de distância de cada muro no vertedouro central.

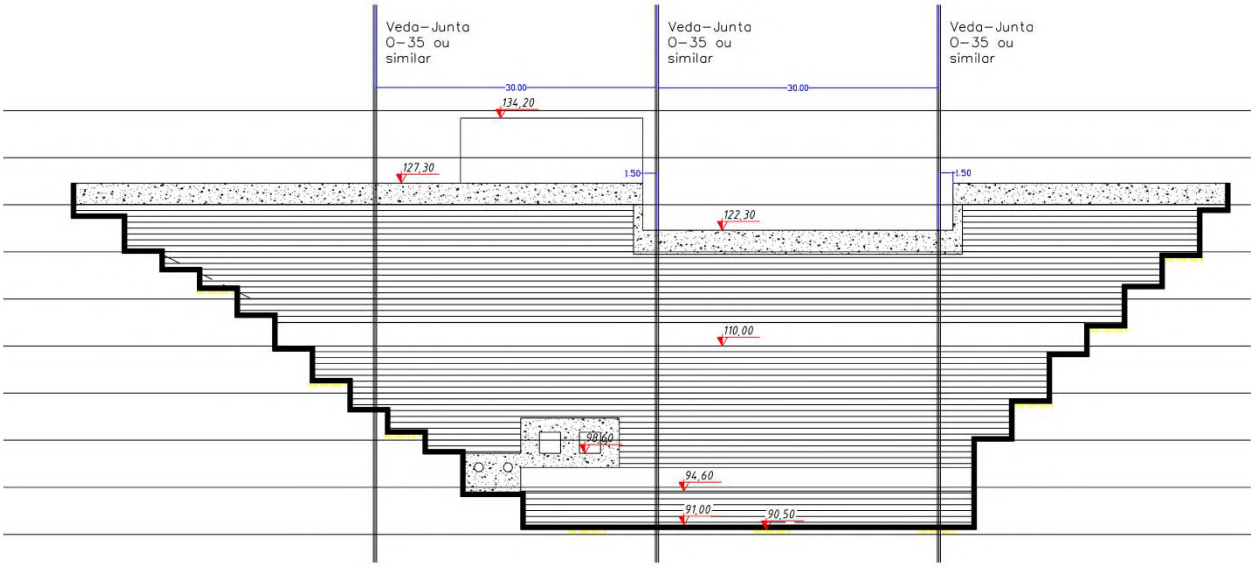



**Figura 13 - Posição dos veda-juntas**

## 5.8. CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO

Serão analisadas as seguintes condições de carregamentos para a Verificação da Estabilidade Global, a qual pode ser definida como a capacidade da estrutura em análise de não sofrer movimentos de corpo rígido, quais sejam: escorregamento, tombamento e flutuação.

A estrutura será analisada como blocos de 1m de largura, tendo a translação e rotação restritas ao plano da seção.

### 5.8.1. Caso de Carregamento Normal – Funcionamento Normal (CCN)

- Nível de água normal: El. 107,30 m;
- Peso próprio;
- Empuxo hidrostático;
- Subpressão correspondente ao item 5;

### 5.8.2. Caso de Carregamento Excepcional 1 – Enchente TR 1.000 anos (CCE1)

- Nível de água máximo (1000 anos): El. 122,30 m;
- Peso próprio;
- Empuxo hidrostático;
- Subpressão correspondente ao item 5;

### 5.8.3. Caso de Carregamento Excepcional 2 – Esforços Sísmicos (CCE2)

- Carregamento referente ao item 7.1;
- Esforços inerciais de 0,05g na direção horizontal e 0,03g na direção vertical;
- Carga hidráulicas sísmicas utilizando a fórmula de Zangar;

Pressão hidrodinâmica devido à aceleração do sismo aumentadas ou diminuídas em 0,03 da pressão estática da água (não se aplica a subpressão).

Formula de Zangar:

$$Pe = C.\lambda.w.h$$

$$C = \frac{Cm}{2}\left[\frac{y}{h}\left(2-\frac{y}{h}\right)+\sqrt{\frac{y}{h}\left(2-\frac{y}{h}\right)}\right]$$

Pe = pressão atuante;

Cm = coeficiente obtido experimentalmente, no caso Cm = 0,74;

h = profundidade do reservatório;

w = peso específico da água;

y = altura da lamina d'água até altura de cálculo da pressão;

$\lambda$ = relação entre aceleração do sismo e a aceleração gravitacional, igual a 0,05.

### 5.8.4. Caso de Carregamento Limite - Enchente TR 10.000 anos (CCL)

- Nível de água máximo (10000 anos): El. 126,50 m;
- Peso próprio;
- Empuxo hidrostático;
- Subpressão correspondente ao item 5;

## 5.9. VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE

### 5.9.1. Considerações

A verificação de estabilidade foi separada em dois conjuntos: Verificação do vão vertente e verificação dos vãos não-vertentes (Margem direita e esquerda). Em cada caso foram consideradas hipóteses de carga com subpressão integral na EL.87,00m e subpressão intersticial em EL 94,60m, EL100,85m (vão não-vertente) e EL110,00m.

### 5.9.2. Deslizamento

No cálculo do fator de segurança ao deslizamento (FSD) utilizou-se a seguinte formulação:

$$FSD = \frac{\frac{\sum N_i \, tg \varnothing_i}{FSD_{\varnothing}} + \frac{\sum c_i \, A_i}{FSD_C}}{\sum H_i} \geq 1$$

onde:

$FSD_{\varnothing}$ = fator de minoração do coeficiente de atrito;

$FSD_C$ = fator de minoração da coesão;

$\Sigma N_i$ = somatório algébrico dos esforços normais à superfície de escorregamento;

$\varnothing_i$ = ângulo de atrito da fundação;

$c_i$ = coesão da superfície da fundação;

$A_i$ = área efetiva do plano de contato da fundação;

$H_i$ = resultante máxima dos esforços horizontais na superfície de escorregamento.

Os valores atribuídos aos fatores de minoração para o atrito ($FSD_{\varnothing}$) e a coesão ($FSD_C$), para cada caso de carregamento, estão apresentados no quadro abaixo e estão de acordo com o Critério de Projetos:

| CASO DE CAR. | CCN | CCE | CCL |
|---|---|---|---|
| **$FSD_{ø}$** | 1,5 | 1,1 | 1,1 |
| **$FSD_{C}$** | 3,0 | 1,5 | 1,3 |

**Tabela 2 – Fatores de minoração para Atrito e Coesão**

A segurança ao escorregamento, dessa forma, fica atendida se FSD ≥ 1.

### 5.9.3. Tombamento

$$FST = \frac{M_E}{M_T}$$

$M_E$ = Somatório dos momentos estabilizantes em relação ao ponto de tombamento

$M_T$ = Somatório dos momentos tombadores em relação ao ponto de tombamento

Os fatores de segurança estão descritos na tabela abaixo:

| CASO DE CAR. | CCN | CCE | CCL |
|---|---|---|---|
| **FST** | 1,5 | 1,2 | 1,1 |

**Tabela 3 – Fatores de segurança ao Tombamento**

### 5.9.4. Flutuação

$$FSF = \frac{\sum N}{Sb}$$

$\sum N$ = Soma das forças verticais gravitacionais

Sb = Força de subpressão

O fator de Segurança à Flutuação (FSF) é definido como a relação entre o total de forças gravitacionais e o total de forças de subpressão, a segurança fica atendida se ficarem abaixo dos seguintes coeficientes:

| CASO DE CAR. | CCN | CCE | CCL |
|---|---|---|---|
| **FSF** | 1,2 | 1,1 | 1,1 |

**Tabela 4 – Fatores de segurança à Flutuação**

## 5.10. GEOMETRIA DA ESTRUTURA

### 5.10.1.Plantas e cortes da estrutura

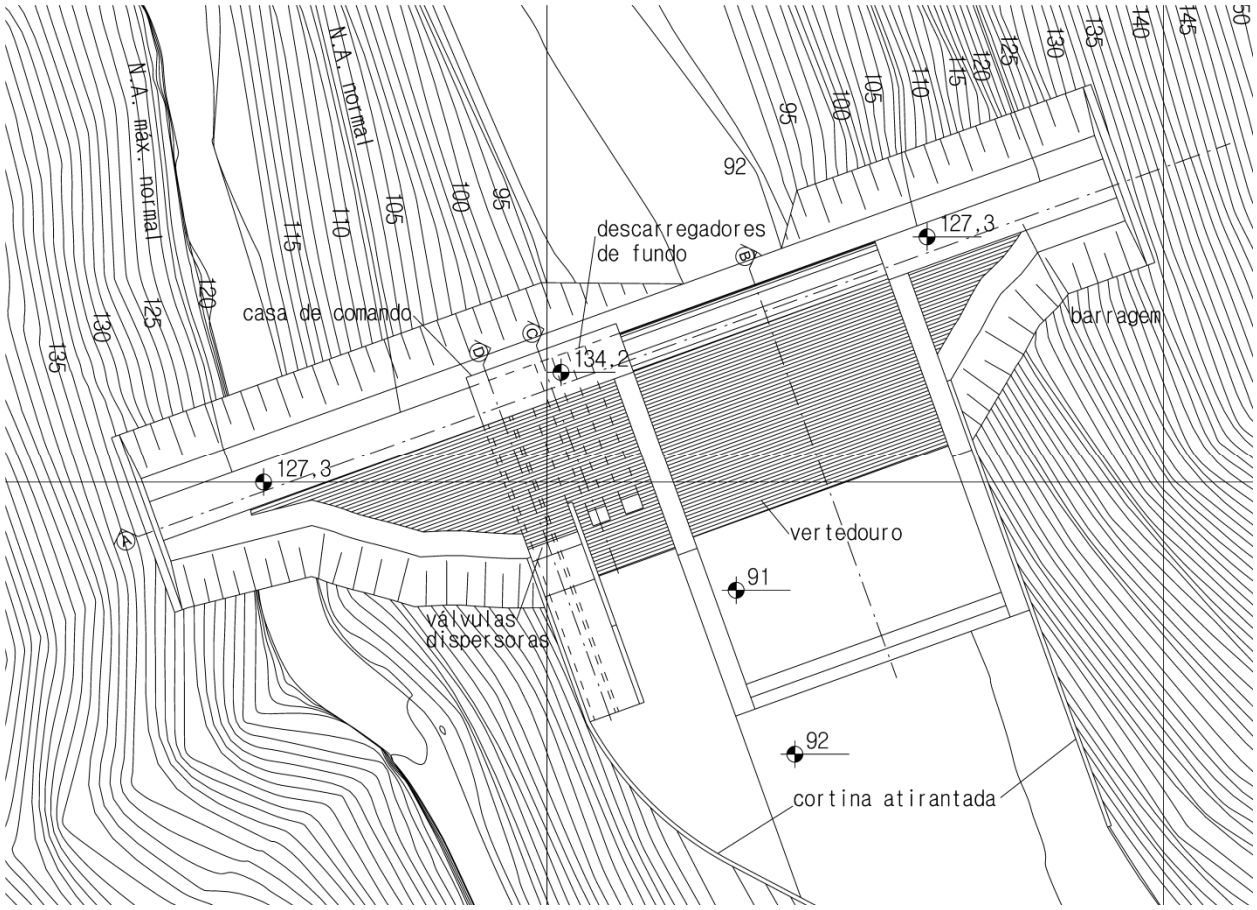



**Figura 14 - Planta baixa da Barragem Botuverá**

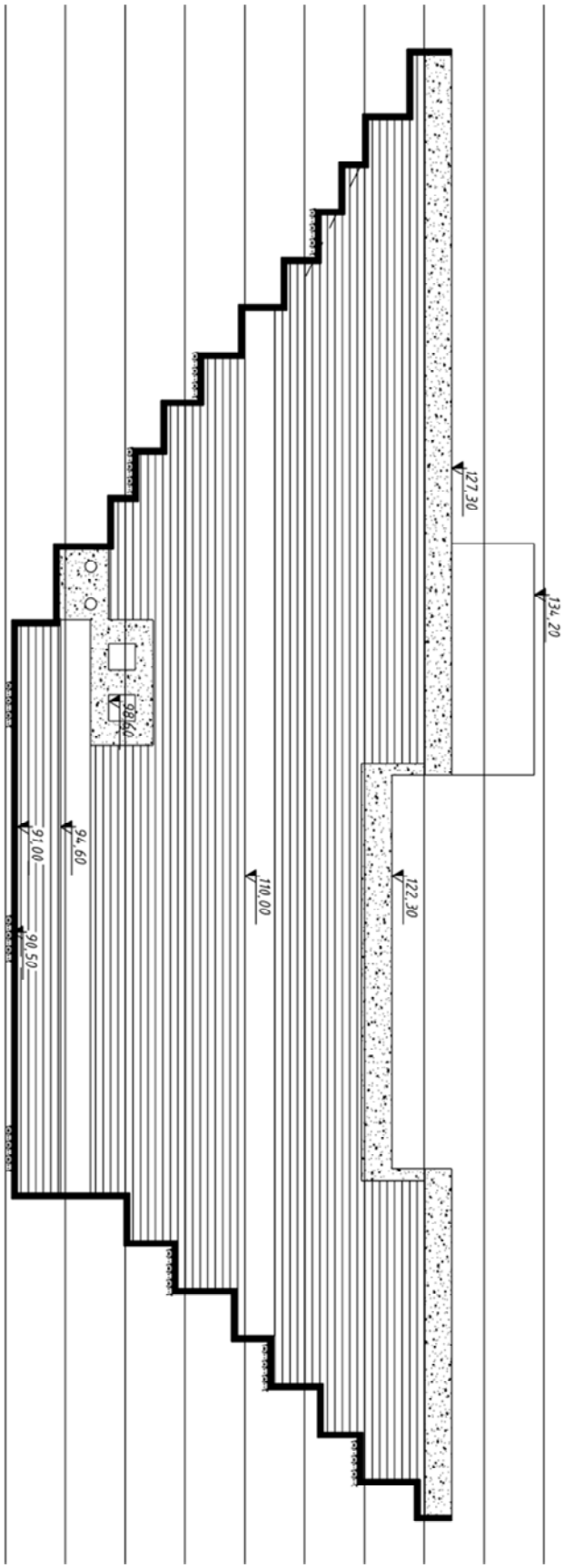



**Figura 15 – Seção longitudinal da Barragem Botuverá**

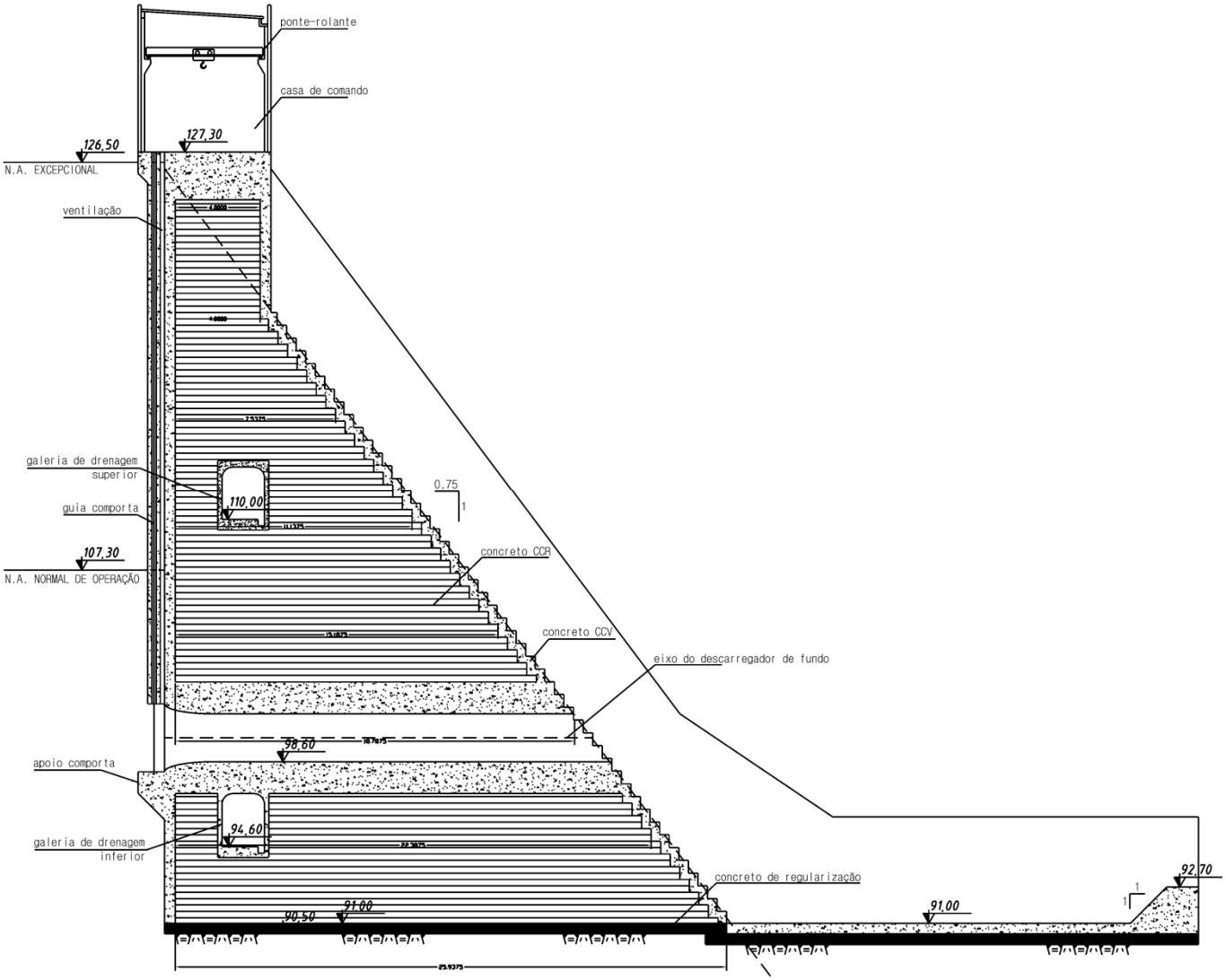



**Figura 16 – Seção transversal do vão não-vertente da Barragem Botuverá**

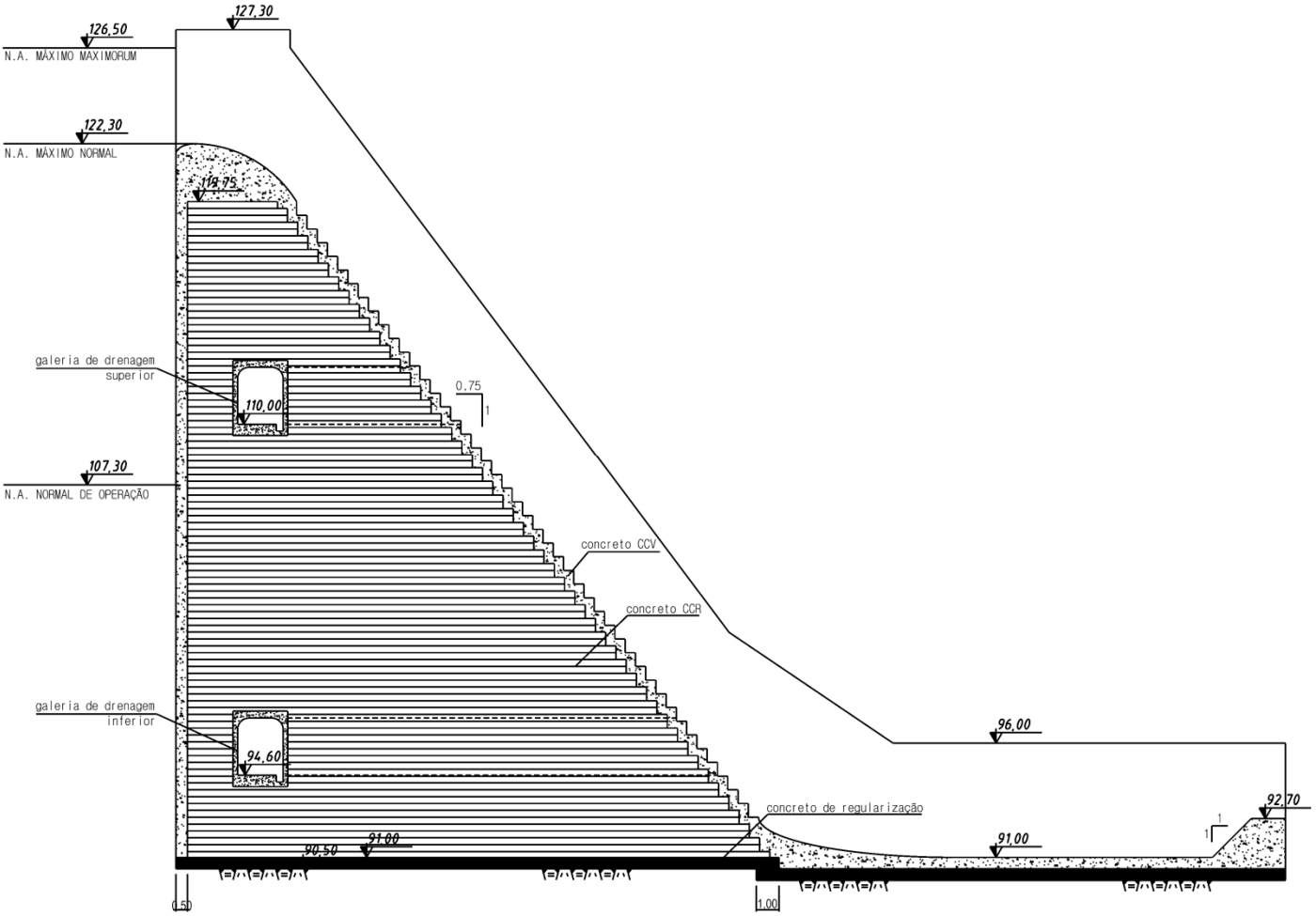



**Figura 17 - Seção transversal do vão vertente da Barragem Botuverá**

### 5.10.2.Considerações acerca da geometria e modelo adotado

Para controle da subpressão deve ser criada uma junta de dilatação separando a laje à jusante da barragem/vertedouro.

Adicionalmente recomendamos que esta bacia seja drenada no contato da rocha escavada com o concreto.

Conforme critério Eletrobrás, a distância entre o paramento de montante e a galeria de drenagem deve ser superior a 8% da maior coluna d'água atuante nesta face, recomenda-se portanto que se adote esta distância igual a 3,20m.

Considerando também que a estrutura será assentada na cota EL.87,00m teremos o seguinte modelo de corpo rígido para cálculo da estabilidade:

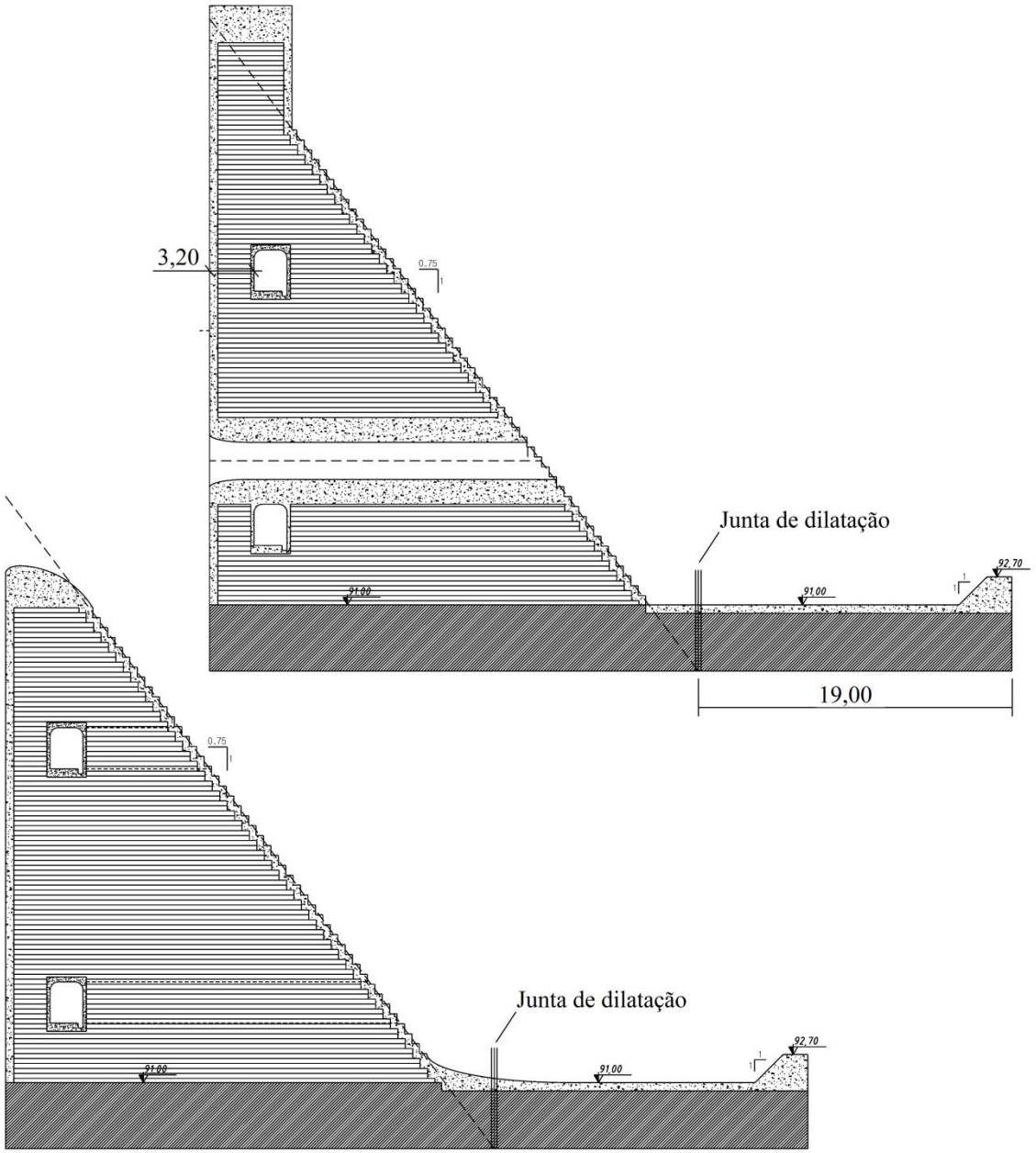



**Figura 18 – Posição da junta de dilatação longitudinal**

## 5.11. CÁLCULO DA ESTABILIDADE

### 5.11.1.Vertedouro (Vão vertente) – Base na EL.87,00

#### 5.11.1.1.CASO DE CARREGAMENTO NORMAL – FUNCIONAMENTO NORMAL (CCN)

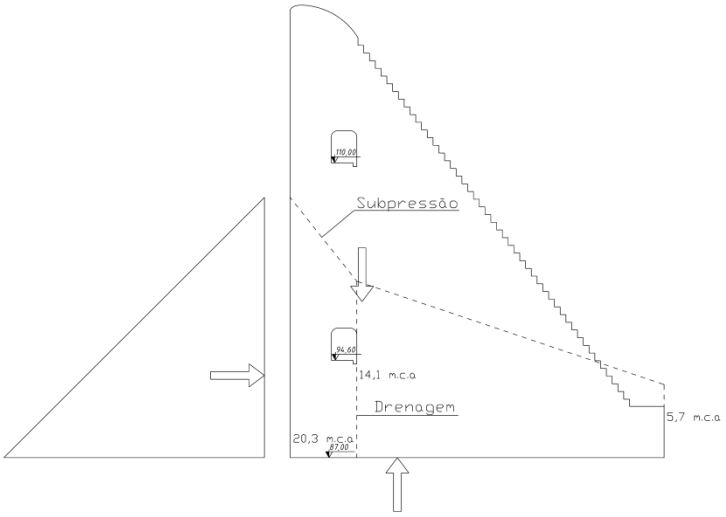



**Figura 19 – Vertedouro Base El.87,00m - Esforços para o Caso de Carregamento Normal**

| Componente Estabilizante | Força (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Peso Próprio | 14055 | 19,38 | 272351 |
| | | Soma | 272351 |

| Componente Desestabilizante | Peso (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Empuxo de água | 2061 | 6,77 | 13943 |
| Subpressão | 3206 | 17,66 | 56610 |
| | | Soma | 70553 |

**Tabela 5 – Vertedouro Base El.87,00m - Esforços decorrentes do Caso de Carregamento Normal**

| Verificação de estabilidade | | | |
|---|---|---|---|
| FSF | $\sum\downarrow$ | 14055 | 4,38 |
| | $\sum\uparrow$ | 3206 | |
| FSD | $\sum N$ | 10849 | 3,89 |
| | $\sum H$ | 2061 | |
| FST | ME | 272351 | 3,86 |
| | MT | 70553 | |

| Parâm. Estab. | |
|---|---|
| A (m²/m) | 29,6 |
| C (kN/m²) | 300 |
| Ø (°) | 35 |
| $FSD_{Ø}$ | 1,5 |
| $FSD_{C}$ | 3,0 |

**Tabela 6 – Vertedouro Base El.87,00m - Verificação de Estabilidade – CCN**

| Tensões na fundação | | | |
|---|---|---|---|
| Comp. (m) = | 29,5875 | Tensão (kN/m²) | |
| Larg. (m) = | 1,00 | | |
| I ($m^4$) = | 2161 | Mont. | Jus. |
| Mcg (kNm) = | -41369 | 650 | 83 |

| | |
|---|---|
| Comp. Paramento de montante tracionado (m) = | 0,00 |

**Tabela 7 – Vertedouro Base El.87,00m – Esforços na fundação – CCN**

### 5.11.1.2.CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 1 – ENCHENTE 1.000 ANOS (CCE1)

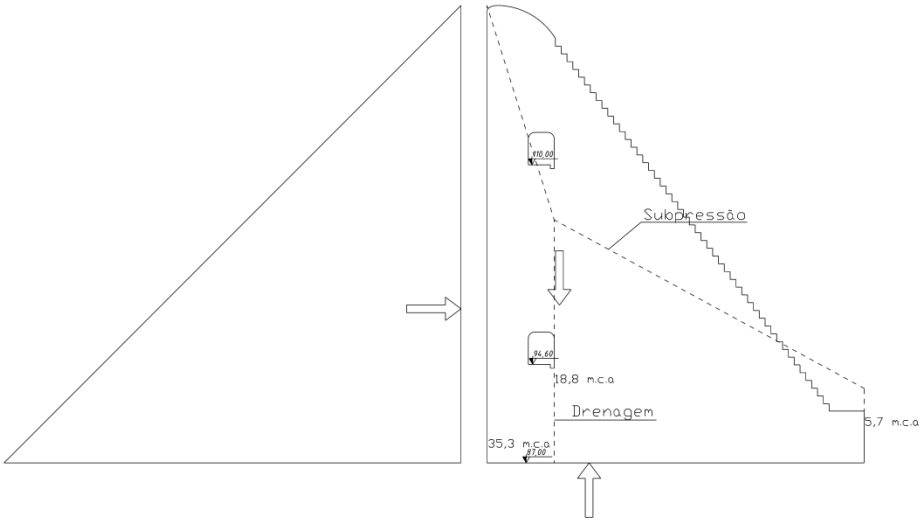



**Figura 20 - Vertedouro Base El.87,00m - Esforços para o Caso de Carregamento Excepcional 1**

| Componente Estabilizante | Força (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Peso Próprio | 14055 | 19,38 | 272351 |
| | | Soma | 272351 |

| Componente Desestabilizante | Peso (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Empuxo de água | 6231 | 11,77 | 73312 |
| Subpressão | 4338 | 18,66 | 80936 |
| | | Soma | 154248 |

**Tabela 8 – Vertedouro Base El.87,00m - Esforços decorrentes do Caso de Carregamento Excepcional 1**

| Verificação de estabilidade | | | |
|---|---|---|---|
| FSF | ∑↓ | 14055 | 3,24 |
| | ∑↑ | 4338 | |
| FSD | ∑N | 9717 | 1,94 |
| | ∑H | 6231 | |
| FST | ME | 272351 | 1,77 |
| | MT | 154248 | |

| Parâm. Estab. | |
|---|---|
| A (m²/m) | 29,6 |
| C (kN/m²) | 300 |
| Ø (°) | 35 |
| $FSD_{Ø}$ | 1,1 |
| $FSD_{C}$ | 1,5 |

**Tabela 9 – Vertedouro Base El.87,00m - Verificação de Estabilidade – CCE1**

| Tensões na fundação | | | |
|---|---|---|---|
| Comp. (m) = | 29,5875 | Tensão (kN/m²) | |
| Larg. (m) = | 1,00 | Mont. | Jus. |
| I ($m^4$) = | 2161 | 153 | 504 |
| Mcg (kNm) = | 25588 | | |

| Comp. Paramento de montante tracionado (m) = | 0,00 |
|---|---|

**Tabela 10 – Vertedouro Base El.87,00m – Esforços na fundação – CCE1**

### 5.11.1.3.CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 2 – ESFORÇOS SÍSMICOS (CCE2)

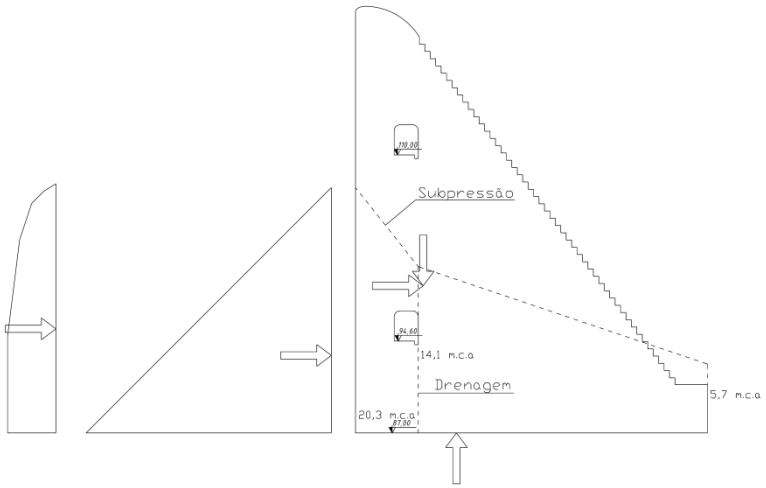



**Figura 21 – Vertedouro Base El.87,00m - Esforços para o Caso de Carregamento Excepcional 2**

| Componente Estabilizante | Força (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Peso Próprio | 13633 | 19,38 | 264180 |
| | | Soma | 264180 |

| Componente Desestabilizante | Peso (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Empuxo de água | 2164 | 6,77 | 14640 |
| Impacto hidrodinâmico (sismo) | 111 | 8,36 | 925 |
| Inércia da massa (sismo) | 703 | 12,76 | 8967 |
| Subpressão | 3206 | 17,66 | 56610 |
| | | Soma | 81142 |

**Tabela 11 – Vertedouro Base El.87,00m - Esforços decorrentes do Caso de Carregamento Excepcional 2**

| Verificação de estabilidade | | | |
|---|---|---|---|
| FSF | $\sum\downarrow$ | 13633 | 4,25 |
| | $\sum\uparrow$ | 3206 | |
| FSD | $\sum N$ | 10427 | 4,22 |
| | $\sum H$ | 2977 | |
| FST | ME | 264180 | 3,26 |
| | MT | 81142 | |

| Parâm. Estab. | |
|---|---|
| A (m²/m) | 29,6 |
| C (kN/m²) | 300 |
| Ø (°) | 35 |
| $FSD_{Ø}$ | 1,1 |
| $FSD_{C}$ | 1,5 |

**Tabela 12 – Vertedouro Base El.87,00m - Verificação de Estabilidade – CCE2**

| Tensões na fundação | | | |
|---|---|---|---|
| Comp. (m) = | 29,5875 | Tensão (kN/m²) | |
| Larg. (m) = | 1,00 | | |
| I ($m^4$) = | 2161 | Mont. | Jus. |
| Mcg (kNm) = | -44409 | 656 | 48 |

| | |
|---|---|
| Comp. Paramento de montante tracionado (m) = | 0,00 |

**Tabela 13 – Vertedouro Base El.87,00m – Esforços na fundação – CCE2**

## 5.11.1.4.CASO DE CARREGAMENTO LIMITE – ENCHENTE 10.000 ANOS (CCL)

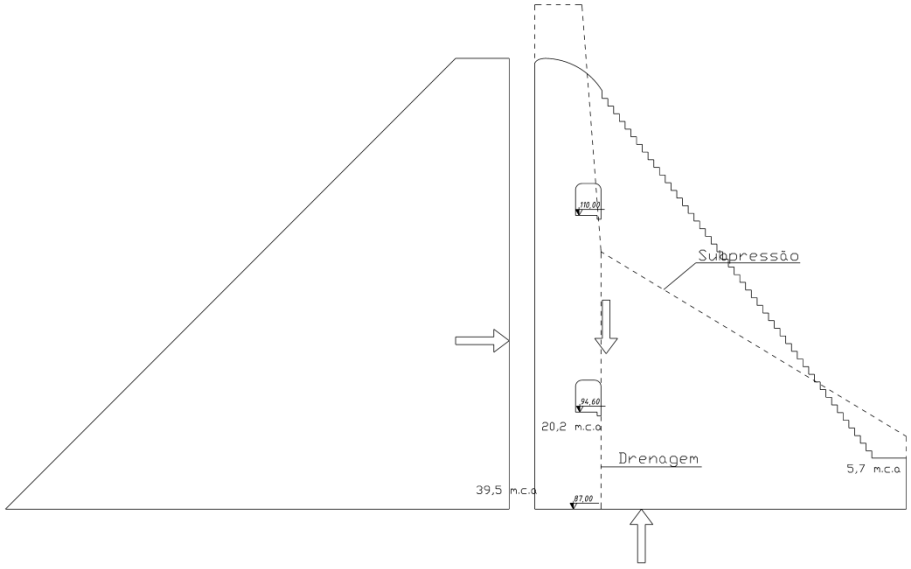



**Figura 22 - Vertedouro Base El.87,00m - Esforços para o Caso de Carregamento Limite**

| Componente Estabilizante | Força (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Peso Próprio | 14055 | 19,38 | 272351 |
| | | Soma | 272351 |

| Componente Desestabilizante | Peso (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Empuxo de água | 7713 | 12,89 | 99421 |
| Subpressão | 5003 | 18,99 | 94994 |
| | | Soma | 194415 |

**Tabela 14 – Vertedouro Base El.87,00m - Esforços decorrentes do Caso de Carregamento Limite**

| Verificação de estabilidade | | | |
|---|---|---|---|
| FSF | ∑↓ | 14055 | 2,81 |
| | ∑↑ | 5003 | |
| FSD | ∑N | 9052 | 1,52 |
| | ∑H | 7713 | |
| FST | ME | 272351 | 1,40 |
| | MT | 194415 | |

| Parâm. Estab. | |
|---|---|
| A (m²/m) | 25,9 |
| C (kN/m²) | 300 |
| Ø (°) | 35 |
| $FSD_{Ø}$ | 1,1 |
| $FSD_{C}$ | 1,3 |

**Tabela 15 – Vertedouro Base El.87,00m - Verificação de Estabilidade – CCL**

| Tensões na fundação | | | |
|---|---|---|---|
| Comp. (m) = | 29,5875 | Tensão (kN/m²) | |
| Larg. (m) = | 1,00 | Mont. | Jus. |
| I ($m^4$) = | 1441 | 0 | 700 |
| Mcg (kNm) = | 38993 | | |

| | |
|---|---|
| Comp. Paramento de montante tracionado (m) = | 3,74 |

**Tabela 16 – Vertedouro Base El.87,00m – Esforços na fundação – CCL**

### 5.11.2.Vertedouro (Vão vertente) – Base na EL.94,60

### 5.11.2.1.CASO DE CARREGAMENTO NORMAL – FUNCIONAMENTO NORMAL (CCN)

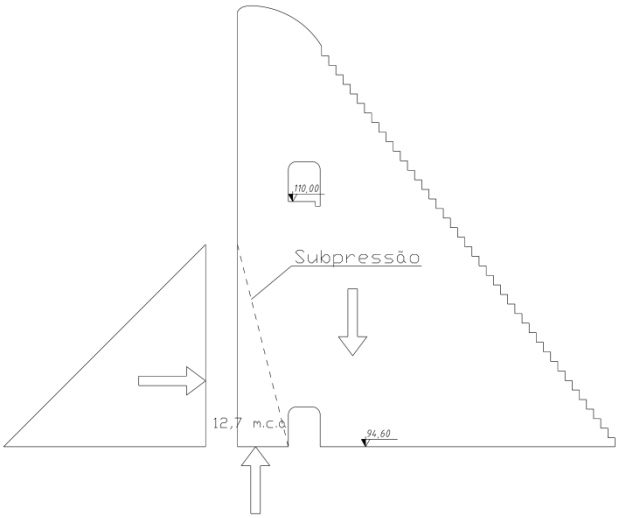



**Figura 23 – Vertedouro Base El.94,60m - Esforços para o Caso de Carregamento Normal**

| Componente Estabilizante | Força (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Peso Próprio | 9121 | 15,51 | 141465 |
| | | Soma | 141465 |

| Componente Desestabilizante | Peso (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Empuxo de água | 806 | 4,23 | 3414 |
| Subpressão | 172 | 22,83 | 3915 |
| | | Soma | 7329 |

**Tabela 17 – Vertedouro Base El.94,60m - Esforços decorrentes do Caso de Carregamento Normal**

| Verificação de estabilidade | | | |
|---|---|---|---|
| FSF | $\sum\downarrow$ | 9121 | 53,18 |
| | $\sum\uparrow$ | 172 | |
| FSD | $\sum N$ | 8950 | 14,27 |
| | $\sum H$ | 806 | |
| FST | ME | 141465 | 19,30 |
| | MT | 7329 | |

| Parâm. Estab. | |
|---|---|
| A (m²/m) | 23,7 |
| C (kN/m²) | 700 |
| Ø (°) | 45 |
| $FSD_{Ø}$ | 1,5 |
| $FSD_{C}$ | 3,0 |

**Tabela 18 – Vertedouro Base El.94,60m - Verificação de Estabilidade – CCN**

| Tensões na fundação | | | |
|---|---|---|---|
| Comp. (m) = | 23,73 | Tensão (kN/m²) | |
| Larg. (m) = | 1,00 | Mont. | Jus. |
| I ($m^4$) = | 1114 | 675 | 79 |
| Mcg (kNm) = | -27949 | | |

| | |
|---|---|
| Comp. Paramento de montante tracionado (m) = | 0,00 |

**Tabela 19 – Vertedouro Base El.94,60m – Esforços na fundação – CCN**

## 5.11.2.2.CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 1 – ENCHENTE 1.000 ANOS (CCE1)

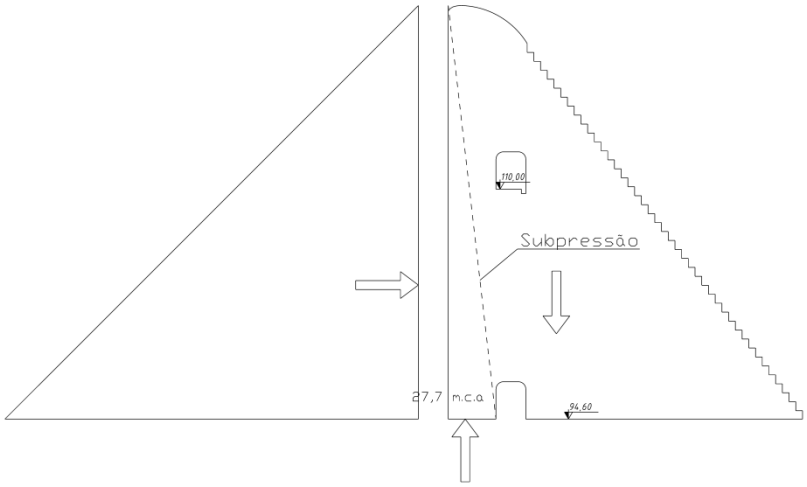



**Figura 24 - Vertedouro Base El.94,60m - Esforços para o Caso de Carregamento Excepcional 1**

| Componente Estabilizante | Força (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Peso Próprio | 9121 | 15,51 | 141467 |
| | | Soma | 141467 |

| Componente Desestabilizante | Peso (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Empuxo de água | 3837 | 9,23 | 35424 |
| Subpressão | 374 | 22,83 | 8538 |
| | | Soma | 43962 |

**Tabela 20 – Vertedouro Base El.94,60m - Esforços decorrentes do Caso de Carregamento Excepcional 1**

| Verificação de estabilidade | | | |
|---|---|---|---|
| FSF | ∑↓ | 9121 | 24,39 |
| | ∑↑ | 374 | |
| FSD | ∑N | 8747 | 4,96 |
| | ∑H | 3837 | |
| FST | ME | 141467 | 3,22 |
| | MT | 43962 | |

| Parâm. Estab. | |
|---|---|
| A (m²/m) | 23,7 |
| C (kN/m²) | 700 |
| Ø (°) | 45 |
| $FSD_{Ø}$ | 1,1 |
| $FSD_{C}$ | 1,5 |

**Tabela 21 – Vertedouro Base El.94,60 - Verificação de Estabilidade – CCE1**

| Tensões na fundação | | | |
|---|---|---|---|
| Comp. (m) = | 23,73 | Tensão (kN/m²) | |
| Larg. (m) = | 1,00 | | |
| I ($m^4$) = | 1114 | Mont. | Jus. |
| Mcg (kNm) = | 6279 | 302 | 436 |

| | |
|---|---|
| Comp. Paramento de montante tracionado (m) = | 0,00 |

**Tabela 22 – Vertedouro Base El.94,60m – Esforços na fundação – CCE1**

### 5.11.2.3.CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 2 – ESFORÇOS SÍSMICOS (CCE2)

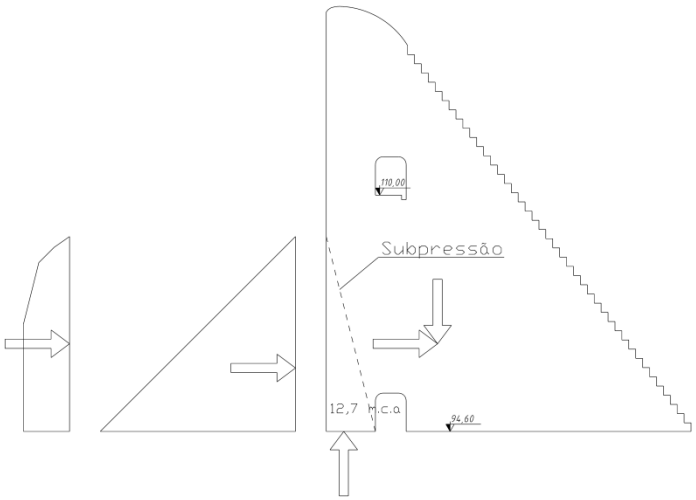



**Figura 25 – Vertedouro Base El.94,60m - Esforços para o Caso de Carregamento Excepcional 2**

| Componente Estabilizante | Força (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Peso Próprio | 8847 | 15,51 | 137223 |
| | | Soma | 137223 |

| Componente Desestabilizante | Peso (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Empuxo de água | 847 | 4,23 | 3584 |
| Impacto hidrodinâmico (sismo) | 43 | 5,23 | 226 |
| Inércia da massa (sismo) | 456 | 10,32 | 4708 |
| Subpressão | 172 | 22,83 | 3915 |
| | | Soma | 12434 |

**Tabela 23 – Vertedouro Base El.94,60m - Esforços decorrentes do Caso de Carregamento Excepcional 2**

| Verificação de estabilidade | | | |
|---|---|---|---|
| FSF | ∑↓ | 8847 | 51,59 |
| | ∑↑ | 172 | |
| FSD | ∑N | 8676 | 14,09 |
| | ∑H | 1346 | |
| FST | ME | 137223 | 11,04 |
| | MT | 12434 | |

| Parâm. Estab. | |
|---|---|
| A (m²/m) | 23,7 |
| C (kN/m²) | 700 |
| Ø (°) | 45 |
| $FSD_{Ø}$ | 1,1 |
| $FSD_{C}$ | 1,5 |

**Tabela 24 – Vertedouro Base El.94,60m - Verificação de Estabilidade – CCE2**

| Tensões na fundação | | | |
|---|---|---|---|
| Comp. (m) = | 23,73 | Tensão (kN/m²) | |
| Larg. (m) = | 1,00 | | |
| I ($m^4$) = | 1114 | Mont. | Jus. |
| Mcg (kNm) = | -25660 | 639 | 92 |

| | |
|---|---|
| Comp. Paramento de montante tracionado (m) = | 0,00 |

**Tabela 25 – Vertedouro Base El.94,60m – Esforços na fundação – CCE2**

## 5.11.2.4.CASO DE CARREGAMENTO LIMITE – ENCHENTE 10.000 ANOS (CCL)

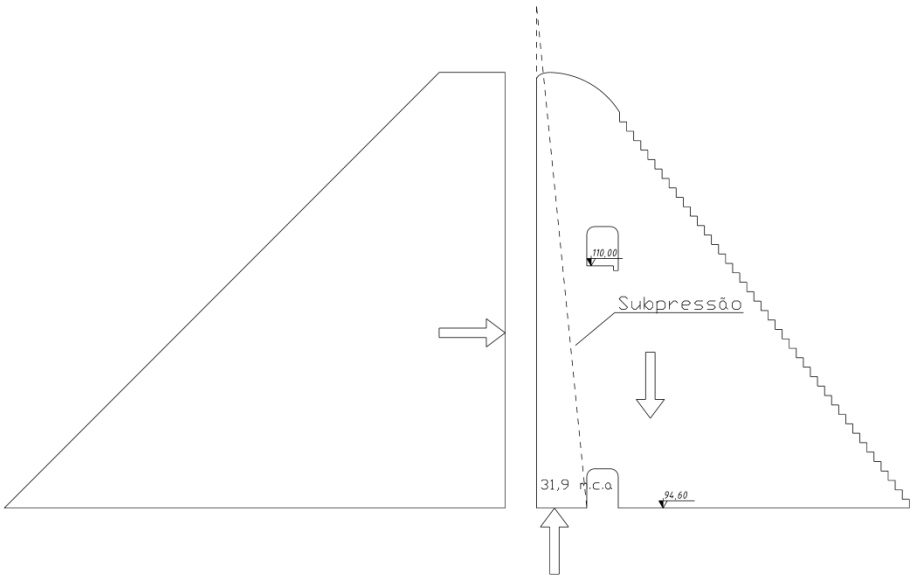



**Figura 26 - Vertedouro Base El.94,60m - Esforços para o Caso de Carregamento Limite**

| Componente Estabilizante | Força (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Peso Próprio | 9121 | 15,51 | 141467 |
| | | Soma | 141467 |

| Componente Desestabilizante | Peso (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Empuxo de água | 5000 | 10,30 | 51499 |
| Subpressão | 431 | 22,83 | 9833 |
| | | Soma | 61332 |

**Tabela 26 – Vertedouro Base El.94,60m - Esforços decorrentes do Caso de Carregamento Limite**

| Verificação de estabilidade | | | |
|---|---|---|---|
| FSF | ∑↓ | 9121 | 21,18 |
| | ∑↑ | 431 | |
| FSD | ∑N | 8690 | 4,14 |
| | ∑H | 5000 | |
| FST | ME | 141467 | 2,31 |
| | MT | 61332 | |

| Parâm. Estab. | |
|---|---|
| A (m²/m) | 23,7 |
| C (kN/m²) | 700 |
| Ø (°) | 45 |
| $FSD_{Ø}$ | 1,1 |
| $FSD_{C}$ | 1,3 |

**Tabela 27 – Vertedouro Base El.94,60m - Verificação de Estabilidade – CCL**

| Tensões na fundação | | | |
|---|---|---|---|
| Comp. (m) = | 23,73 | Tensão (kN/m²) | |
| Larg. (m) = | 1,00 | | |
| I ($m^4$) = | 1114 | Mont. | Jus. |
| Mcg (kNm) = | 22976 | 121 | 611 |

| | |
|---|---|
| Comp. Paramento de montante tracionado (m) = | 0,00 |

**Tabela 28 – Vertedouro Base El.94,60m – Esforços na fundação – CCL**

### 5.11.3.Vertedouro (Vão vertente) – Base na EL.110,00

#### 5.11.3.1.CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 1 – ENCHENTE 1.000 ANOS (CCE1)

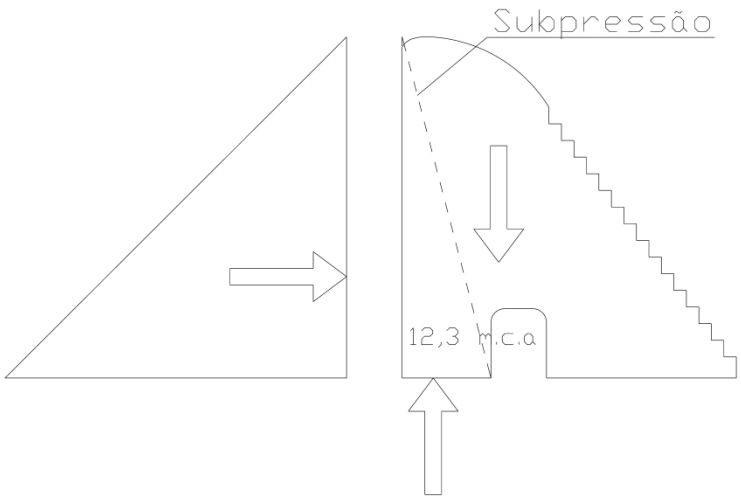



**Figura 27 - Vertedouro Base El.110,00m - Esforços para o Caso de Carregamento Excepcional 1**

| Componente Estabilizante | Força (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Peso Próprio | 2254 | 7,65 | 17241 |
| | | Soma | 17241 |

| Componente Desestabilizante | Peso (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Empuxo de água | 756 | 4,10 | 3099 |
| Subpressão | 166 | 11,14 | 1850 |
| | | Soma | 4949 |

**Tabela 29 – Vertedouro Base El.110,00m - Esforços decorrentes do Caso de Carregamento Excepcional 1**

| Verificação de estabilidade | | | |
|---|---|---|---|
| FSF | $\sum\downarrow$ | 2254 | 13,57 |
| | $\sum\uparrow$ | 166 | |
| FSD | $\sum N$ | 2088 | 9,95 |
| | $\sum H$ | 756 | |
| FST | ME | 17241 | 3,48 |
| | MT | 4949 | |

| Parâm. Estab. | |
|---|---|
| A (m²/m) | 12,0 |
| C (kN/m²) | 700 |
| Ø (°) | 45 |
| $FSD_{Ø}$ | 1,1 |
| $FSD_{C}$ | 1,5 |

**Tabela 30 – Vertedouro Base El.110,00m - Verificação de Estabilidade – CCE1**

| Tensões na fundação | | | |
|---|---|---|---|
| Comp. (m) = | 12,04 | Tensão (kN/m²) | |
| Larg. (m) = | 1,00 | | |
| I ($m^4$) = | 145 | Mont. | Jus. |
| Mcg (kNm) = | 276 | 162 | 185 |

| | |
|---|---|
| Comp. Paramento de montante tracionado (m) = | 0,00 |

**Tabela 31 – Vertedouro Base El.110,00m - Esforços na fundação – CCE1**

### 5.11.3.2.CASO DE CARREGAMENTO LIMITE – ENCHENTE 10.000 ANOS (CCL)

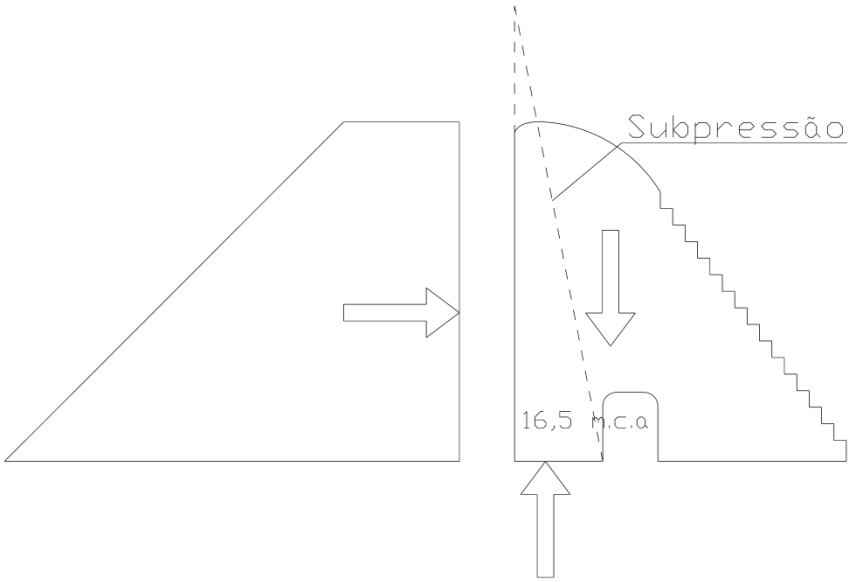



**Figura 28 - Vertedouro Base El.110,00m - Esforços para o Caso de Carregamento Limite**

| Componente Estabilizante | Força (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Peso Próprio | 2254 | 7,65 | 17243 |
| | | Soma | 17243 |

| Componente Desestabilizante | Peso (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Empuxo de água | 1272 | 4,92 | 6259 |
| Subpressão | 223 | 11,14 | 2481 |
| | | Soma | 8741 |

**Tabela 32 – Vertedouro Base El.110,00m - Esforços decorrentes do Caso de Carregamento Limite**

| Verificação de estabilidade | | | |
|---|---|---|---|
| FSF | ∑↓ | 2254 | 10,12 |
| | ∑↑ | 223 | |
| FSD | ∑N | 2031 | 6,55 |
| | ∑H | 1272 | |
| FST | ME | 17243 | 1,97 |
| | MT | 8741 | |

| Parâm. Estab. | |
|---|---|
| A (m²/m) | 12,0 |
| C (kN/m²) | 700 |
| Ø (°) | 45 |
| $FSD_{Ø}$ | 1,1 |
| $FSD_{C}$ | 1,3 |

**Tabela 33 – Vertedouro Base El.110,00m - Verificação de Estabilidade – CCL**

| Tensões na fundação | | | |
|---|---|---|---|
| Comp. (m) = | 12,04 | Tensão (kN/m²) | |
| Larg. (m) = | 1,00 | Mont. | Jus. |
| I ($m^4$) = | 145 | 15 | 323 |
| Mcg (kNm) = | 3726 | | |

| | |
|---|---|
| Comp. Paramento de montante tracionado (m) = | 0,00 |

**Tabela 34 – Vertedouro Base El.110,00m - Esforços na fundação – CCL**

### 5.11.4.Barramento (vão não-vertente) – Base na EL.87,00

### 5.11.4.1.CASO DE CARREGAMENTO NORMAL – FUNCIONAMENTO NORMAL (CCN)

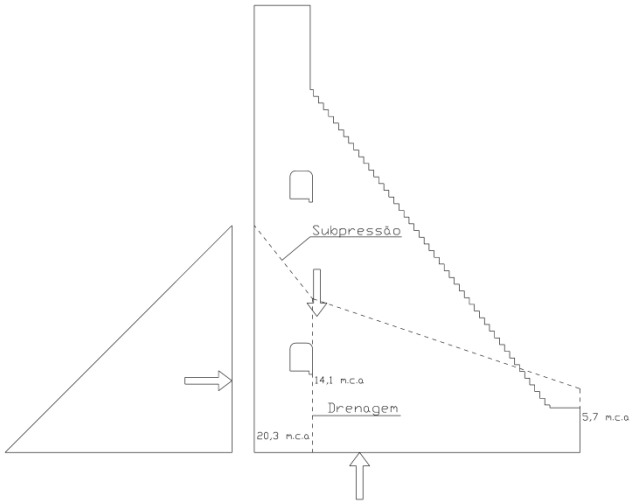



**Figura 29 – Barramento Base El.87,00m - Esforços para o Caso de Carregamento Normal**

| Componente Estabilizante | Força (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Peso Próprio | 14672 | 19,78 | 290175 |
| | | Soma | 290175 |

| Componente Desestabilizante | Peso (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Empuxo de água | 2061 | 6,77 | 13943 |
| Subpressão | 3206 | 17,66 | 56610 |
| | | Soma | 70553 |

**Tabela 35 – Barramento Base El.87,00m - Esforços decorrentes do Caso de Carregamento Normal**

| Verificação de estabilidade | | | |
|---|---|---|---|
| FSF | ∑↓ | 14672 | 4,58 |
| | ∑↑ | 3206 | |
| FSD | ∑N | 11466 | 4,03 |
| | ∑H | 2061 | |
| FST | ME | 290175 | 4,11 |
| | MT | 70553 | |

| Parâm. Estab. | |
|---|---|
| A (m²/m) | 29,6 |
| C (kN/m²) | 300 |
| Ø (°) | 35 |
| $FSD_{Ø}$ | 1,5 |
| $FSD_{C}$ | 3,0 |

**Tabela 36 – Barramento Base El.87,00m - Verificação de Estabilidade – CCN**

| Tensões na fundação | | | |
|---|---|---|---|
| Comp. (m) = | 29,5875 | Tensão (kN/m²) | |
| Larg. (m) = | 1,00 | | |
| I ($m^4$) = | 2161 | Mont. | Jus. |
| Mcg (kNm) = | -50069 | 730 | 44 |

| | |
|---|---|
| Comp. Paramento de montante tracionado (m) = | 0,00 |

**Tabela 37 – Barramento Base El.87,00m – Esforços na fundação – CCN**

### 5.11.4.2.CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 1 – ENCHENTE 1.000 ANOS (CCE1)

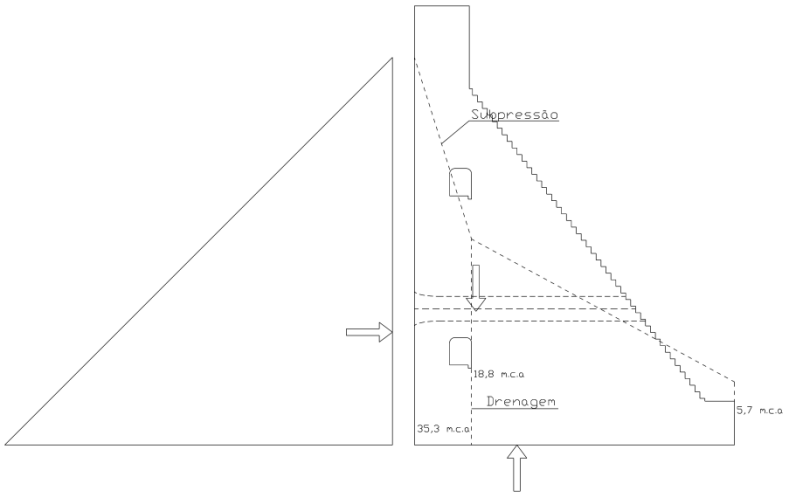



**Figura 30 - Barramento Base El.87,00m - Esforços para o Caso de Carregamento Excepcional 1**

| Componente Estabilizante | Força (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Peso Próprio | 14672 | 19,78 | 290175 |
| | | Soma | 290175 |

| Componente Desestabilizante | Peso (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Empuxo de água | 6231 | 11,77 | 73312 |
| Subpressão | 4338 | 18,66 | 80936 |
| | | Soma | 154248 |

**Tabela 38 – Barramento Base El.87,00m - Esforços decorrentes do Caso de Carregamento Excepcional 1**

| Verificação de estabilidade | | | |
|---|---|---|---|
| FSF | ∑↓ | 14672 | 3,38 |
| | ∑↑ | 4338 | |
| FSD | ∑N | 10334 | 2,01 |
| | ∑H | 6231 | |
| FST | ME | 290175 | 1,88 |
| | MT | 154248 | |

| Parâm. Estab. | |
|---|---|
| A (m²/m) | 29,6 |
| C (kN/m²) | 300 |
| Ø (°) | 35 |
| $FSD_{Ø}$ | 1,1 |
| $FSD_{C}$ | 1,5 |

**Tabela 39 – Barramento Base El.87,00m - Verificação de Estabilidade – CCE1**

| Tensões na fundação | |
|---|---|
| Comp. (m) = | 29,5875 |
| Larg. (m) = | 1,00 |
| I ($m^4$) = | 2161 |
| Mcg (kNm) = | 16887 |

| Tensão (kN/m²) | |
|---|---|
| Mont. | Jus. |
| 233 | 465 |

| | |
|---|---|
| Comp. Paramento de montante tracionado (m) = | 0,00 |

**Tabela 40 – Barramento Base El.87,00m – Esforços na fundação – CCE1**

### 5.11.4.3.CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 2 – ESFORÇOS SÍSMICOS (CCE2)

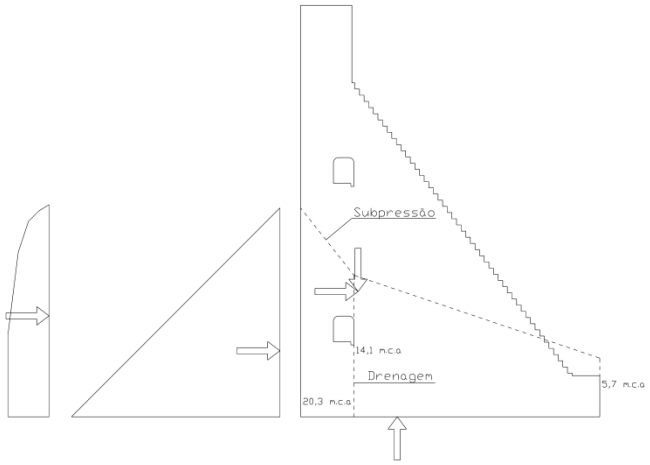



**Figura 31 – Barramento Base El.87,00m - Esforços para o Caso de Carregamento Excepcional 2**

| Componente Estabilizante | Força (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Peso Próprio | 14232 | 19,78 | 281470 |
| | | Soma | 281470 |

| Componente Desestabilizante | Peso (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Empuxo de água | 2164 | 6,77 | 14640 |
| Impacto hidrodinâmico (sismo) | 111 | 8,36 | 925 |
| Inércia da massa (sismo) | 734 | 13,91 | 10204 |
| Subpressão | 3206 | 17,66 | 56610 |
| | | Soma | 82380 |

**Tabela 41 – Barramento Base El.87,00m - Esforços decorrentes do Caso de Carregamento Excepcional 2**

| Verificação de estabilidade | | | |
|---|---|---|---|
| FSF | ∑↓ | 14232 | 4,44 |
| | ∑↑ | 3206 | |
| FSD | ∑N | 11026 | 4,30 |
| | ∑H | 3008 | |
| FST | ME | 281470 | 3,42 |
| | MT | 82380 | |

| Parâm. Estab. | |
|---|---|
| A (m²/m) | 29,6 |
| C (kN/m²) | 300 |
| Ø (°) | 35 |
| $FSD_{Ø}$ | 1,1 |
| $FSD_{C}$ | 1,5 |

**Tabela 42 – Barramento Base El.87,00m - Verificação de Estabilidade – CCE2**

| Tensões na fundação | | | |
|---|---|---|---|
| Comp. (m) = | 29,5875 | Tensão (kN/m²) | |
| Larg. (m) = | 1,00 | | |
| I ($m^4$) = | 2161 | Mont. | Jus. |
| Mcg (kNm) = | -51611 | 726 | 19 |

| | |
|---|---|
| Comp. Paramento de montante tracionado (m) = | 0,00 |

**Tabela 43 – Barramento Base El.87,00m – Esforços na fundação – CCE2**

## 5.11.5.CASO DE CARREGAMENTO LIMITE – ENCHENTE 10.000 ANOS (CCL)

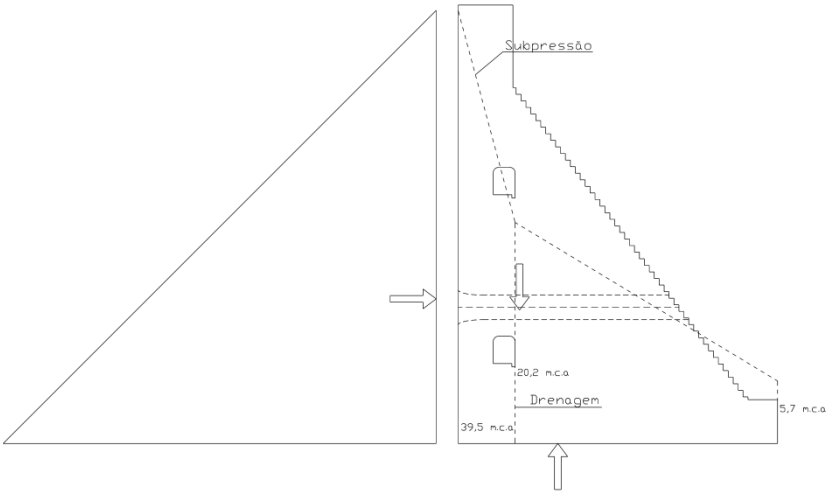



**Figura 32 - Barramento Base El.87,00m - Esforços para o Caso de Carregamento Limite**

| Componente Estabilizante | Força (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Peso Próprio | 14672 | 19,78 | 290175 |
| | | Soma | 290175 |

| Componente Desestabilizante | Peso (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Empuxo de água | 7801 | 13,17 | 102707 |
| Subpressão | 4646 | 18,86 | 87612 |
| | | Soma | 190319 |

**Tabela 44 – Barramento Base El.87,00m - Esforços decorrentes do Caso de Carregamento Limite**

| Verificação de estabilidade | | | |
|---|---|---|---|
| FSF | ∑↓ | 14672 | 3,16 |
| | ∑↑ | 4646 | |
| FSD | ∑N | 10026 | 1,69 |
| | ∑H | 7801 | |
| FST | ME | 290175 | 1,52 |
| | MT | 190319 | |

| Parâm. Estab. | |
|---|---|
| A (m²/m) | 29,6 |
| C (kN/m²) | 300 |
| Ø (°) | 35 |
| $FSD_{Ø}$ | 1,1 |
| $FSD_{C}$ | 1,3 |

**Tabela 45 – Barramento Base El.87,00m - Verificação de Estabilidade – CCL**

| Tensões na fundação | | | |
|---|---|---|---|
| Comp. (m) = | 29,5875 | Tensão (kN/m²) | |
| Larg. (m) = | 1,00 | Mont. | Jus. |
| I ($m^4$) = | 2161 | 7 | 670 |
| Mcg (kNm) = | 48403 | | |

| Comp. Paramento de montante tracionado (m) = | 0,00 |
|---|---|

**Tabela 46 – Barramento Base El.87,00m – Esforços na fundação – CCL**

### 5.11.6.Barramento (vão não-vertente) – Base na EL.94,60

### 5.11.6.1.CASO DE CARREGAMENTO NORMAL – FUNCIONAMENTO NORMAL (CCN)

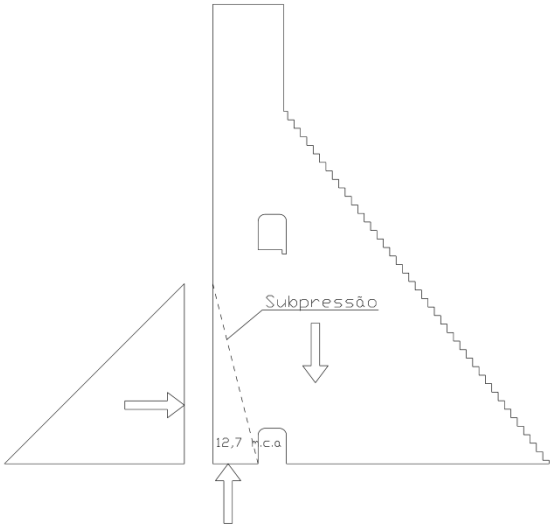



**Figura 33 – Barramento Base El.94,60m - Esforços para o Caso de Carregamento Normal**

| Componente Estabilizante | Força (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Peso Próprio | 9815 | 15,90 | 156034 |
| | | Soma | 156034 |

| Componente Desestabilizante | Peso (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Empuxo de água | 806 | 4,23 | 3414 |
| Subpressão | 172 | 22,83 | 3915 |
| | | Soma | 7329 |

**Tabela 47 – Barramento Base El.94,60m - Esforços decorrentes do Caso de Carregamento Normal**

| Verificação de estabilidade | | | |
|---|---|---|---|
| FSF | $\sum\downarrow$ | 9815 | 57,23 |
| | $\sum\uparrow$ | 172 | |
| FSD | $\sum N$ | 9644 | 14,84 |
| | $\sum H$ | 806 | |
| FST | ME | 156034 | 21,29 |
| | MT | 7329 | |

| Parâm. Estab. | |
|---|---|
| A (m²/m) | 23,7 |
| C (kN/m²) | 700 |
| Ø (°) | 45 |
| $FSD_{Ø}$ | 1,5 |
| $FSD_{C}$ | 3,0 |

**Tabela 48 – Barramento Base El.94,60m - Verificação de Estabilidade – CCN**

| Tensões na fundação | | | |
|---|---|---|---|
| Comp. (m) = | 23,73 | Tensão (kN/m²) | |
| Larg. (m) = | 1,00 | Mont. | Jus. |
| I ($m^4$) = | 1114 | 772 | 41 |
| Mcg (kNm) = | -34285 | | |

| | |
|---|---|
| Comp. Paramento de montante tracionado (m) = | 0,00 |

**Tabela 49 – Barramento Base El.94,60m - Esforços na fundação – CCN**

### 5.11.6.2.CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 1 – ENCHENTE 1.000 ANOS (CCE1)

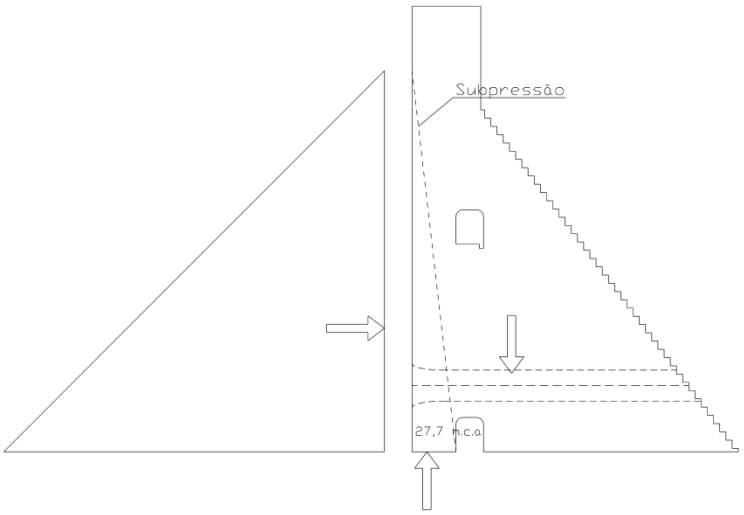



**Figura 34 - Barramento Base El.94,60m - Esforços para o Caso de Carregamento Excepcional 1**

| Componente Estabilizante | Força (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Peso Próprio | 9815 | 15,90 | 156034 |
| | | Soma | 156034 |

| Componente Desestabilizante | Peso (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Empuxo de água | 3837 | 9,23 | 35424 |
| Subpressão | 374 | 22,83 | 8538 |
| | | Soma | 43962 |

**Tabela 50 – Barramento Base El.94,60m - Esforços decorrentes do Caso de Carregamento Excepcional 1**

| Verificação de estabilidade | | | |
|---|---|---|---|
| FSF | ∑↓ | 9815 | 26,24 |
| | ∑↑ | 374 | |
| FSD | ∑N | 9441 | 5,12 |
| | ∑H | 3837 | |
| FST | ME | 156034 | 3,55 |
| | MT | 43962 | |

| Parâm. Estab. | |
|---|---|
| A (m²/m) | 23,7 |
| C (kN/m²) | 700 |
| Ø (°) | 45 |
| $FSD_{Ø}$ | 1,1 |
| $FSD_{C}$ | 1,5 |

**Tabela 51 – Barramento Base El.94,60m - Verificação de Estabilidade – CCE1**

| Tensões na fundação | | | |
|---|---|---|---|
| Comp. (m) = | 23,73 | Tensão (kN/m²) | |
| Larg. (m) = | 1,00 | | |
| I ($m^4$) = | 1114 | Mont. | Jus. |
| Mcg (kNm) = | -54 | 398 | 397 |

| | |
|---|---|
| Comp. Paramento de montante tracionado (m) = | 0,00 |

**Tabela 52 – Barramento Base El.94,60m - Esforços na fundação – CCE1**

### 5.11.6.3.CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 2 – ESFORÇOS SÍSMICOS (CCE2)

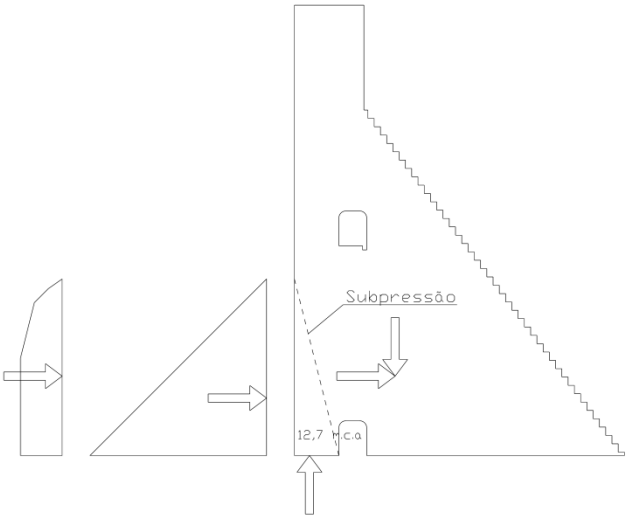



**Figura 35 – Barramento Base El.94,60m - Esforços para o Caso de Carregamento Excepcional 2**

| Componente Estabilizante | Força (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Peso Próprio | 9521 | 15,80 | 150401 |
| | | Soma | 150401 |

| Componente Desestabilizante | Peso (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Empuxo de água | 847 | 4,23 | 3584 |
| Impacto hidrodinâmico (sismo) | 43 | 5,23 | 226 |
| Inércia da massa (sismo) | 491 | 11,71 | 5745 |
| Subpressão | 172 | 22,83 | 3915 |
| | | Soma | 13471 |

**Tabela 53 – Barramento Base El.94,60m - Esforços decorrentes do Caso de Carregamento Excepcional 2**

| Verificação de estabilidade | | | |
|---|---|---|---|
| FSF | ∑↓ | 9521 | 55,51 |
| | ∑↑ | 172 | |
| FSD | ∑N | 9349 | 14,18 |
| | ∑H | 1381 | |
| FST | ME | 150401 | 11,16 |
| | MT | 13471 | |

| Parâm. Estab. | |
|---|---|
| A (m²/m) | 23,7 |
| C (kN/m²) | 700 |
| Ø (°) | 45 |
| $FSD_{Ø}$ | 1,1 |
| $FSD_{C}$ | 1,5 |

**Tabela 54 – Barramento Base El.94,60m - Verificação de Estabilidade – CCE2**

| Tensões na fundação | | | |
|---|---|---|---|
| Comp. (m) = | 23,73 | Tensão (kN/m²) | |
| Larg. (m) = | 1,00 | Mont. | Jus. |
| I ($m^4$) = | 1114 | 712 | 76 |
| Mcg (kNm) = | -29814 | | |

| | |
|---|---|
| Comp. Paramento de montante tracionado (m) = | 0,00 |

**Tabela 55 – Barramento Base El.94,60m - Esforços na fundação – CCE2**

## 5.11.6.4.CASO DE CARREGAMENTO LIMITE – ENCHENTE 10.000 ANOS (CCL)

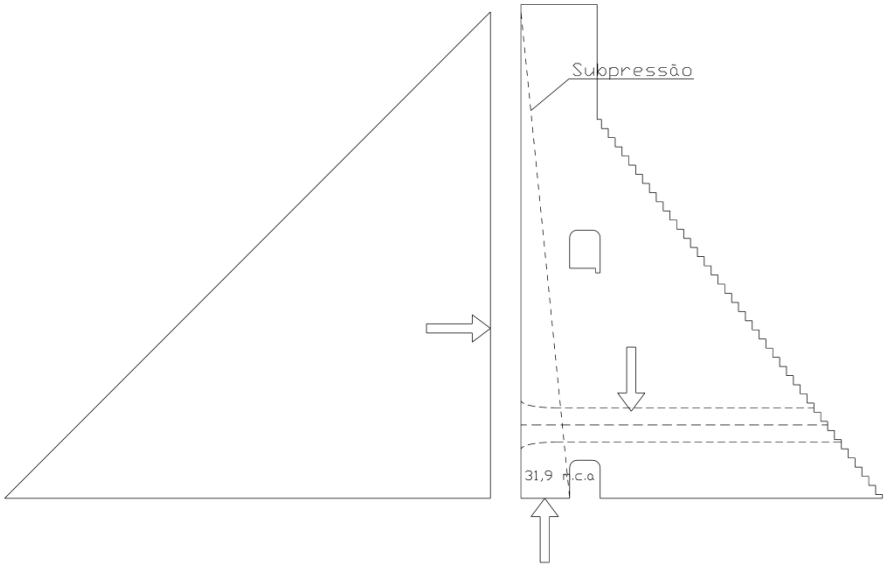



**Figura 36 - Barramento Base El.94,60m - Esforços para o Caso de Carregamento Limite**

| Componente Estabilizante | Força (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Peso Próprio | 9815 | 15,90 | 156034 |
| | | Soma | 156034 |

| Componente Desestabilizante | Peso (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Empuxo de água | 5088 | 10,63 | 54103 |
| Subpressão | 431 | 22,83 | 9832 |
| | | Soma | 63935 |

**Tabela 56 – Barramento Base El.94,60m - Esforços decorrentes do Caso de Carregamento Limite**

| Verificação de estabilidade | | | |
|---|---|---|---|
| FSF | ∑↓ | 9815 | 22,79 |
| | ∑↑ | 431 | |
| FSD | ∑N | 9384 | 4,19 |
| | ∑H | 5088 | |
| FST | ME | 156034 | 2,44 |
| | MT | 63935 | |

| Parâm. Estab. | |
|---|---|
| A (m²/m) | 23,7 |
| C (kN/m²) | 700 |
| Ø (°) | 45 |
| $FSD_{Ø}$ | 1,1 |
| $FSD_{C}$ | 1,3 |

**Tabela 57 – Barramento Base El.94,60m - Verificação de Estabilidade – CCL**

| Tensões na fundação | | | |
|---|---|---|---|
| Comp. (m) = | 23,73 | Tensão (kN/m²) | |
| Larg. (m) = | 1,00 | Mont. | Jus. |
| I ($m^4$) = | 1114 | 190 | 601 |
| Mcg (kNm) = | 19246 | | |

| | |
|---|---|
| Comp. Paramento de montante tracionado (m) = | 0,00 |

**Tabela 58 – Barramento Base El.94,60m - Esforços na fundação – CCL**

### 5.11.7.Barramento (Vão não-vertente) – Base na EL.100,85

### 5.11.7.1.CASO DE CARREGAMENTO NORMAL – FUNCIONAMENTO NORMAL (CCN)

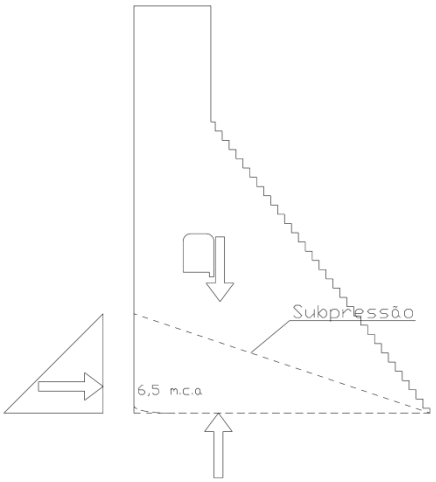



**Figura 37 – Barramento Base El.100,85m - Esforços para o Caso de Carregamento Normal**

| Componente Estabilizante | Força (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Peso Próprio | 6584 | 12,98 | 85471 |
| | | Soma | 85471 |

| Componente Desestabilizante | Peso (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Empuxo de água | 208 | 2,15 | 447 |
| Subpressão | 620 | 12,79 | 7935 |
| | | Soma | 8382 |

**Tabela 59 – Barramento Base El.100,85m - Esforços decorrentes do Caso de Carregamento Normal**

| Verificação de estabilidade | | | |
|---|---|---|---|
| FSF | ∑↓ | 6584 | 10,61 |
| | ∑↑ | 620 | |
| FSD | ∑N | 5963 | 40,65 |
| | ∑H | 208 | |
| FST | ME | 85471 | 10,20 |
| | MT | 8382 | |

| Parâm. Estab. | |
|---|---|
| A (m²/m) | 19,2 |
| C (kN/m²) | 700 |
| Ø (°) | 45 |
| $FSD_{Ø}$ | 1,5 |
| $FSD_{C}$ | 3,0 |

**Tabela 60 – Barramento Base El.100,85m - Verificação de Estabilidade – CCN**

| Tensões na fundação | | | |
|---|---|---|---|
| Comp. (m) = | 19,2 | Tensão (kN/m²) | |
| Larg. (m) = | 1,00 | Mont. | Jus. |
| I ($m^4$) = | 590 | 634 | -12 |
| Mcg (kNm) = | -19841 | | |

| | |
|---|---|
| Comp. Paramento de montante tracionado (m) = | 0,00 |

**Tabela 61 – Barramento Base El.100,85m - Esforços na fundação – CCN**

### 5.11.7.2.CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 1 – ENCHENTE 1.000 ANOS (CCE1)

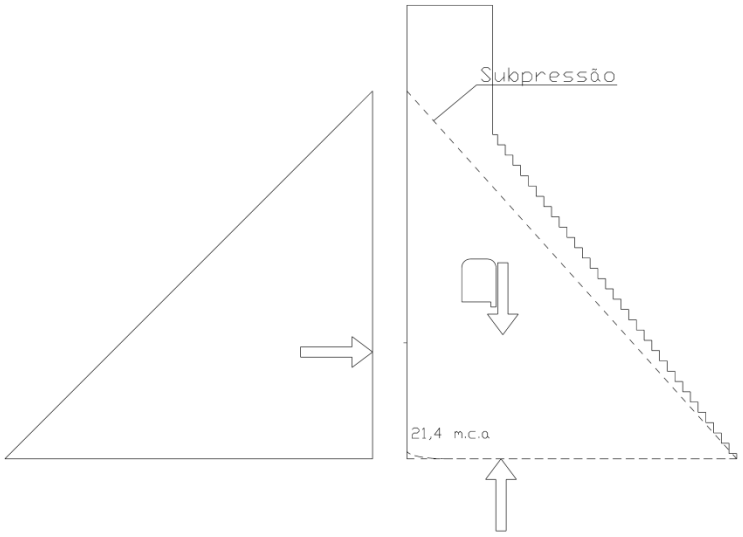



**Figura 38 - Barramento Base El.100,85m - Esforços para o Caso de Carregamento Excepcional 1**

| Componente Estabilizante | Força (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Peso Próprio | 6584 | 12,98 | 85471 |
| | | Soma | 85471 |

| Componente Desestabilizante | Peso (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Empuxo de água | 2301 | 7,15 | 16449 |
| Subpressão | 2063 | 12,79 | 26386 |
| | | Soma | 42834 |

**Tabela 62 – Barramento Base El.100,85m - Esforços decorrentes do Caso de Carregamento Excepcional 1**

| Verificação de estabilidade | | | |
|---|---|---|---|
| FSF | ∑↓ | 6584 | 3,19 |
| | ∑↑ | 2063 | |
| FSD | ∑N | 4521 | 5,68 |
| | ∑H | 2301 | |
| FST | ME | 85471 | 2,00 |
| | MT | 42834 | |

| Parâm. Estab. | |
|---|---|
| A (m²/m) | 19,2 |
| C (kN/m²) | 700 |
| Ø (°) | 45 |
| $FSD_{Ø}$ | 1,1 |
| $FSD_{C}$ | 1,5 |

**Tabela 63 – Barramento Base El.100,85m - Verificação de Estabilidade – CCE1**

| Tensões na fundação | | | |
|---|---|---|---|
| Comp. (m) = | 19,2 | Tensão (kN/m²) | |
| Larg. (m) = | 1,00 | | |
| I ($m^4$) = | 590 | Mont. | Jus. |
| Mcg (kNm) = | 762 | 223 | 248 |

| | |
|---|---|
| Comp. Paramento de montante tracionado (m) = | 0,00 |

**Tabela 64 – Barramento Base El.100,85m - Esforços na fundação – CCE1**

### 5.11.7.3.CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 2 – ESFORÇOS SÍSMICOS (CCE2)

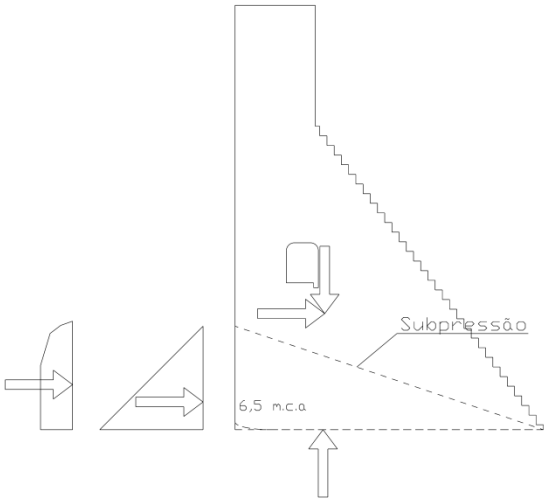



**Figura 39 – Barramento Base El.100,85m - Esforços para o Caso de Carregamento Excepcional 2**

| Componente Estabilizante | Força (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Peso Próprio | 6386 | 12,98 | 82907 |
| | | Soma | 82907 |

| Componente Desestabilizante | Peso (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Empuxo de água | 218 | 2,15 | 470 |
| Impacto hidrodinâmico (sismo) | 11 | 2,66 | 30 |
| Inércia da massa (sismo) | 329 | 9,74 | 3205 |
| Subpressão | 620 | 12,79 | 7935 |
| | | Soma | 11639 |

**Tabela 65 – Barramento Base El.100,85m - Esforços decorrentes do Caso de Carregamento Excepcional 2**

| Verificação de estabilidade | | | |
|---|---|---|---|
| FSF | $\sum\downarrow$ | 6386 | 10,29 |
| | $\sum\uparrow$ | 620 | |
| FSD | $\sum N$ | 5766 | 25,42 |
| | $\sum H$ | 559 | |
| FST | ME | 82907 | 7,12 |
| | MT | 11639 | |

| Parâm. Estab. | |
|---|---|
| A (m²/m) | 19,2 |
| C (kN/m²) | 700 |
| Ø (°) | 45 |
| $FSD_{Ø}$ | 1,1 |
| $FSD_{C}$ | 1,5 |

**Tabela 66 – Barramento Base El.100,85m - Verificação de Estabilidade – CCE2**

| Tensões na fundação | | | |
|---|---|---|---|
| Comp. (m) = | 19,2 | Tensão (kN/m²) | |
| Larg. (m) = | 1,00 | Mont. | Jus. |
| I ($m^4$) = | 590 | 567 | 33 |
| Mcg (kNm) = | -16415 | | |

| | |
|---|---|
| Comp. Paramento de montante tracionado (m) = | 0,00 |

**Tabela 67 – Barramento Base El.100,85m - Esforços na fundação – CCE2**

### 5.11.7.4.CASO DE CARREGAMENTO LIMITE – ENCHENTE 10.000 ANOS (CCL)

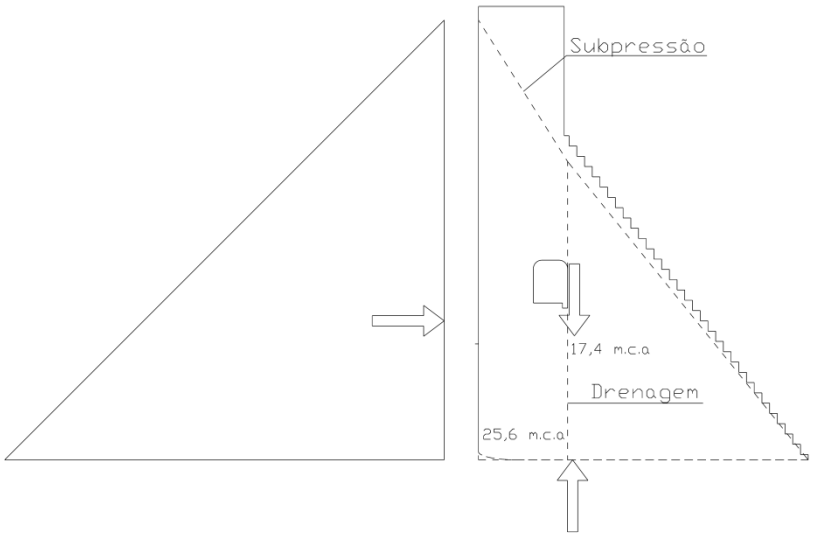



**Figura 40 - Barramento Base El.100,85m - Esforços para o Caso de Carregamento Limite**

| Componente Estabilizante | Força (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Peso Próprio | 6584 | 12,98 | 85471 |
| | | Soma | 85471 |

| Componente Desestabilizante | Peso (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Empuxo de água | 3290 | 8,55 | 28126 |
| Subpressão | 2341 | 12,88 | 30152 |
| | | Soma | 58278 |

**Tabela 68 – Barramento Base El.100,85m - Esforços decorrentes do Caso de Carregamento Limite**

| Verificação de estabilidade | | | |
|---|---|---|---|
| FSF | ∑↓ | 6584 | 2,81 |
| | ∑↑ | 2341 | |
| FSD | ∑N | 4243 | 4,32 |
| | ∑H | 3290 | |
| FST | ME | 85471 | 1,47 |
| | MT | 58278 | |

| Parâm. Estab. | |
|---|---|
| A (m²/m) | 19,2 |
| C (kN/m²) | 700 |
| Ø (°) | 45 |
| $FSD_{Ø}$ | 1,1 |
| $FSD_{C}$ | 1,3 |

**Tabela 69 – Barramento Base El.100,85m - Verificação de Estabilidade – CCL**

| Tensões na fundação | | | |
|---|---|---|---|
| Comp. (m) = | 19,2 | Tensão (kN/m²) | |
| Larg. (m) = | 1,00 | | |
| I ($m^4$) = | 590 | Mont. | Jus. |
| Mcg (kNm) = | 13537 | 1 | 441 |

| | |
|---|---|
| Comp. Paramento de montante tracionado (m) = | 0,00 |

**Tabela 70 – Barramento Base El.100,85m - Esforços na fundação – CCL**

### 5.11.8.Barramento (Vão não-vertente) – Base na EL.110,00

#### 5.11.8.1.CASO DE CARREGAMENTO EXCEPCIONAL 1 – ENCHENTE 1.000 ANOS (CCE1)

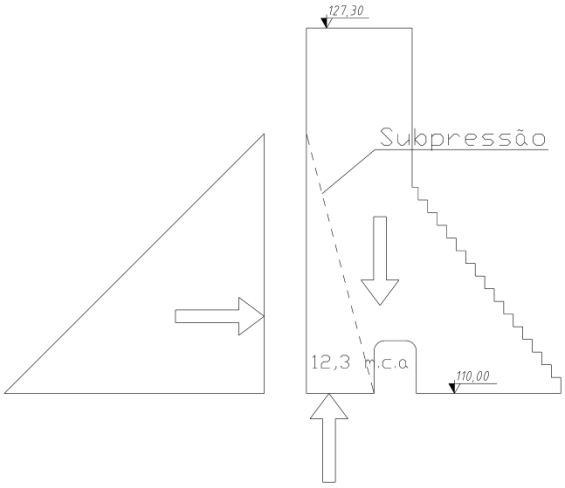



**Figura 41 - Barramento Base El.110,00m - Esforços para o Caso de Carregamento Excepcional 1**

| Componente Estabilizante | Força (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Peso Próprio | 2944 | 8,07 | 23754 |
| | | Soma | 23754 |

| Componente Desestabilizante | Peso (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Empuxo de água | 756 | 4,10 | 3101 |
| Subpressão | 166 | 11,14 | 1850 |
| | | Soma | 4951 |

**Tabela 71 – Barramento Base El.110,00m - Esforços decorrentes do Caso de Carregamento Excepcional 1**

| Verificação de estabilidade | | | |
|---|---|---|---|
| FSF | $\sum\downarrow$ | 2944 | 17,73 |
| | $\sum\uparrow$ | 166 | |
| FSD | $\sum N$ | 2778 | 10,77 |
| | $\sum H$ | 756 | |
| FST | ME | 23754 | 4,80 |
| | MT | 4951 | |

| Parâm. Estab. | |
|---|---|
| A (m²/m) | 12,0 |
| C (kN/m²) | 700 |
| Ø (°) | 45 |
| $FSD_{Ø}$ | 1,1 |
| $FSD_{C}$ | 1,5 |

**Tabela 72 – Barramento Base El.110,00m - Verificação de Estabilidade – CCE1**

| Tensões na fundação | | | |
|---|---|---|---|
| Comp. (m) = | 12,04 | Tensão (kN/m²) | |
| Larg. (m) = | 1,00 | Mont. | Jus. |
| I ($m^4$) = | 145 | 317 | 145 |
| Mcg (kNm) = | -2079 | | |

| | |
|---|---|
| Comp. Paramento de montante tracionado (m) = | 0,00 |

**Tabela 73 – Barramento Base El.110,00m - Esforços na fundação – CCE1**

## 5.11.8.2.CASO DE CARREGAMENTO LIMITE – ENCHENTE 10.000 ANOS (CCL)

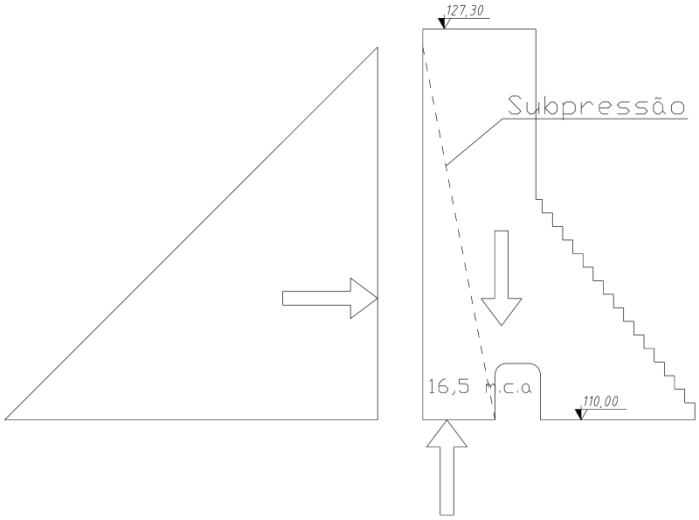



**Figura 42 - Barramento Base El.110,00m - Esforços para o Caso de Carregamento Limite**

| Componente Estabilizante | Força (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Peso Próprio | 2944 | 8,07 | 23754 |
| | | Soma | 23754 |

| Componente Desestabilizante | Peso (kN) | Braço (m) | Momento (kNm) |
|---|---|---|---|
| Empuxo de água | 1361 | 5,50 | 7487 |
| Subpressão | 223 | 11,14 | 2481 |
| | | Soma | 9968 |

**Tabela 74 – Barramento Base El.110,00m - Esforços decorrentes do Caso de Carregamento Limite**

| Verificação de estabilidade | | | |
|---|---|---|---|
| FSF | ∑↓ | 2944 | 13,22 |
| | ∑↑ | 223 | |
| FSD | ∑N | 2721 | 6,58 |
| | ∑H | 1361 | |
| FST | ME | 23754 | 2,38 |
| | MT | 9968 | |

| Parâm. Estab. | |
|---|---|
| A (m²/m) | 12,0 |
| C (kN/m²) | 700 |
| Ø (°) | 45 |
| $FSD_{Ø}$ | 1,1 |
| $FSD_{C}$ | 1,3 |

**Tabela 75 – Barramento Base El.110,00m - Verificação de Estabilidade – CCL**

| Tensões na fundação | | | |
|---|---|---|---|
| Comp. (m) = | 12,04 | Tensão (kN/m²) | |
| Larg. (m) = | 1,00 | Mont. | Jus. |
| I ($m^4$) = | 145 | 119 | 333 |
| Mcg (kNm) = | 2596 | | |

| | |
|---|---|
| Comp. Paramento de montante tracionado (m) = | 0,00 |

**Tabela 76 – Barramento Base El.110,00m - Esforços na fundação – CCL**

## 5.12. CONCLUSÕES

A estrutura do Vertedouro central bem como a Barragem de Botuverá são estáveis conforme parâmetros geológicos e geotécnicos adotados neste documento e atendem aos critérios e fatores de segurança exigidos pela Eletrobrás.

Abaixo se apresenta o resumo dos fatores de segurança e as tensões máxima e mínimas na fundação das estruturas para cada caso de carregamento avaliado:

| Estrutura | Caso de Carregamento | FSF | FSD | FST | $\sigma_{montante}$ (kN/m$^2$) | $\sigma_{jusante}$ (kN/m$^2$) | Comp. Trac. Mont. |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Vertedouro Base na EL.87,00 | CCN | 4,38 | 3,89 | 3,86 | 650 | 83 | 0,0 |
| | CCE1 | 3,24 | 1,94 | 1,77 | 153 | 504 | 0,0 |
| | CCE2 | 4,25 | 4,22 | 3,26 | 656 | 48 | 0,0 |
| | CCL | 2,81 | 1,52 | 1,40 | 0 | 700 | 3,7 |
| Vertedouro Base na EL.94,60 | CCN | 53,18 | 14,27 | 19,30 | 675 | 79 | 0,0 |
| | CCE1 | 24,39 | 4,96 | 3,22 | 302 | 436 | 0,0 |
| | CCE2 | 51,59 | 14,09 | 11,04 | 639 | 92 | 0,0 |
| | CCL | 21,18 | 4,14 | 2,31 | 121 | 611 | 0,0 |
| Vertedouro Base na EL.110,00 | CCE1 | 13,57 | 9,95 | 3,48 | 162 | 185 | 0,0 |
| | CCL | 10,12 | 6,55 | 1,97 | 15 | 323 | 0,0 |
| Barramento Base na EL.87,00 | CCN | 4,58 | 4,03 | 4,11 | 730 | 44 | 0,0 |
| | CCE1 | 3,38 | 2,01 | 1,88 | 233 | 465 | 0,0 |
| | CCE2 | 4,44 | 4,30 | 3,42 | 726 | 19 | 0,0 |
| | CCL | 3,16 | 1,69 | 1,52 | 7 | 670 | 0,0 |
| Barramento Base na EL.94,60 | CCN | 57,23 | 14,84 | 21,29 | 772 | 41 | 0,0 |
| | CCE1 | 26,24 | 5,12 | 3,55 | 398 | 397 | 0,0 |
| | CCE2 | 55,51 | 14,18 | 11,16 | 712 | 76 | 0,0 |
| | CCL | 22,79 | 4,19 | 2,44 | 190 | 601 | 0,0 |
| Vertedouro Base na EL.100,85 | CCN | 10,61 | 40,65 | 10,20 | 634 | -12 | 0,0 |
| | CCE1 | 3,19 | 5,68 | 2,00 | 223 | 248 | 0,0 |
| | CCE2 | 10,29 | 25,42 | 7,12 | 567 | 33 | 0,0 |
| | CCL | 2,81 | 4,32 | 1,47 | 1 | 441 | 0,0 |
| Barramento Base na EL.110,00 | CCE1 | 17,73 | 10,77 | 4,80 | 317 | 145 | 0,0 |
| | CCL | 13,22 | 6,58 | 2,38 | 119 | 333 | 0,0 |

**Tabela 77 – Resumo dos coeficientes de segurança e tensões**

# CAPÍTULO 6 – DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

# 6. DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

## 6.1. Objetivo

Esta memória de cálculo tem por objetivo o dimensionamento estrutural dos reforços da barragem de contenção de cheias do Rio Itajaí Mirim, denominada Barragem Botuverá.

## 6.2. Documentos de referência

- 5039-DE-CV-001/010: OBRAS CIVIS – BARRAGEM BOTUVERÁ;
- 5039-DE-GG-003: LOCALIZAÇÃO DAS SONDAGENS;
- BARRAGEM BOTUVERÁ – ANÁLISE DE ESTABILIDADE – MEMÓRIA DE CÁLCULO.

## 6.3. Bibliografia principal


- CBDB. Guia Básico de Segurança de Barragens. CBDB, Rio de Janeiro/RJ, 1999;
- Centrais Elétricas Brasileiras S.A. Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas. CBDB/Eletrobrás, 1993.
- DEPARTAMENT OF THE ARMY. EM 1110-2-2200 - Gravity Dam Design. Department of the Army, Washington/DC/EUA, 1995.
- ABNT NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento


## 6.4. Modelos utilizados

A análise estrutural foi realizada com a aplicação do modelo computacional SAP2000.

Lançado há mais de 30 anos, o modelo SAP2000 se converteu no modelo computacional de referência para a análise de estruturas, com interface de usuário intuitiva e versátil, alimentado por um robusto algoritmo de análise e ferramentas de projeto, muito utilizado em projetos nas áreas de transporte, industrial, obras públicas, instalações especiais e outras.

Seu ambiente de modelagem 3D baseado em objetos gráficos proporciona grande variedade de opções de análise e projeto, totalmente integrados em uma poderosa interface de usuário.

Esta interface intuitiva permite a criação de modelos estruturais rapidamente e intuitivamente, sem atrasos de aprendizagem ao longo da curva.

Técnicas analíticas avançadas permitem desenvolver passo a passo a análise de grandes deformações, Eigen e análises Ritz com base em casos de rigidez não-linear, análise de cabo catenária, análise de materiais não-lineares com dobradiças de fibra, multi-camadas de elementos shell não-linear, análise de flambagem, análise de colapso progressivo,

métodos de energia para tração de controle, velocidade dependentes de amortecedores, isoladores de base, a plasticidade de apoio e análise de construção não-linear segmentar. Realiza também análises não-lineares, estáticas e / ou históricas no tempo, com opções para análise histórico não-linear dinâmica e integração direta.

De uma análise simples moldura pequena 2D estática para uma grande e complexa análise não linear em 3D dinâmico, SAP2000 é uma solução para a análise estrutural e ajustes das necessidades do projeto.

Para o dimensionamento estrutural foram usadas as prescrições da norma brasileira NBR6118.

## 6.5. Barragem e vertedouro

### 6.5.1. Pârametros de projeto

#### 6.5.1.1.Níveis de Água

Os Níveis de água adotados nesta memória estão de acordo com os demonstrados nos arranjos civis da barragem.

| Tempo de Retorno | Nível d'água à montante(m) |
|---|---|
| Normal | 107,30 |
| Máximo (1000 anos) | 122,30 |
| Máx. max.(10000 anos) | 126,50 |

**Tabela 78 – Níveis de Água de Projeto à montante da barragem**

Os níveis de água à jusante (não informados) são considerados fixos na EL. 92,70m, devido à geometria da estrutura, que cria a tendência de acumular água até este nível.

#### 6.5.1.2.Parâmetros Geotécnicos da Fundação

O maciço rochoso presente no leito do rio da barragem é constituído de rochas metamórficas xistosas, Micaxisto. A definição dos parâmetros de resistência foi feita de forma conservadora, com base na literatura,estes valores devem ser revistos em estudo geotécnico adequado.

De forma aproximada, com base nos relatórios de sondagem, considerou-se que a barragem está assente na EL.87,00.

#### 6.5.1.3.Parâmetros da interface concreto-rocha

- $\sigma$ admissível na rocha de fundação 10 MPa
  K (coeficiente de reação da fundação) .....10 kN/m$^3$

#### 6.5.1.4.Peso Próprio dos Materiais

Concreto.....$\gamma$= 24 kN/m$^3$

Água .....$\gamma$= 10 kN/m$^3$

### 6.5.2. Modelagem estrutural

Para o dimensionamento do corpo da barragem foram adotados modelos numéricos formados de elementos de placa (*plate)*. Estes elementos possuem deformação apenas no próprio plano.

O edifício de comando é modelado por meio de elementos finitos de barras (*frames)*, e os consoles são dimensionados por meio de modelos clássicos de bielas e tirantes.

A laje de jusante e galeria do dissipador são analisados com uso de modelos de cascas (*Shells*), onde ocorrem esforços fora do plano do elemento.

### 6.5.3. Condições de carregamento

As condições de carregamento adotadas são separadas de acordo com o tipo de elemento a ser analisado, adotando desta forma apenas os carregamentos relevantes a cada elemento.

### 6.5.4. Corpo da barragem e galeria do dissipador

#### 6.5.4.1.Caso de Carregamento Normal – Funcionamento Normal (CCN)

- Nível de água normal: El. 107,30 m;
- Peso próprio;
- Empuxo hidrostático;
- Subpressão correspondente ao item 5.

#### 6.5.4.2.Caso de Carregamento Excepcional – Enchente TR 1.000 anos (CCE)

- Nível de água máximo (1000 anos): El. 122,30 m;
- Peso próprio;
- Empuxo hidrostático;
- Subpressão.

### 6.5.5. Edifício de comando e consoles

#### 6.5.5.1.Caso de Carregamento Normal (CCN - Barras)

- Peso próprio;
- Ponte rolante (200kN – Valor ainda não confirmado pelo contratante).

#### 6.5.5.2.Caso de Carregamento Normal Favorável - (CCN-F - Barras)

- Peso próprio Favorável;
- Ponte rolante (200kN – Valor ainda não confirmado pelo contratante).

### 6.5.6. Condutos

#### 6.5.6.1.Conduto com vazão máxima (CVM )

- Empuxo NA: El. 122,30 m;
- Peso próprio favorável;

#### 6.5.6.2.Conduto Vazio (CV)

- Comportas fechadas;
- Peso próprio.

### 6.5.7. Laje de Jusante

#### 6.5.7.1.Caso de Carregamento Normal – Laje de jusante (CCN - Jus )

- Subpressão NA: El. 92,70 m;
- Peso próprio favorável;

### 6.5.8. COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTO

As combinações de carregamento incorporam aos casos de carregamento os correspondentes coeficientes de majoração:

**CCN**: 1,4 DEAD + 1,4 EA + 1,4 SUB

**CCE**: 1,2 DEAD + 1,2 EA + 1,2 SUB

**CCN-Barras**: 1,4 DEAD + 1,4 PTE

**CCN-F-Barras**: 0,9 DEAD + 1,4 PTE

**CVM**: 0,9 DEAD + 1,2 EA

**CV**: 1,4 DEAD

**CCN-Jus**: 0,9 DEAD + 1,4 SUB

Onde:: DEAD: Peso próprio

EA : Empuxo d’água com NA correspondente ao caso de carregamento

SUB: Subpressão

PTE: Esforços da ponte rolante

### 6.5.9. GEOMETRIA DA ESTRUTURA

### 6.5.10.Plantas e cortes da estrutura

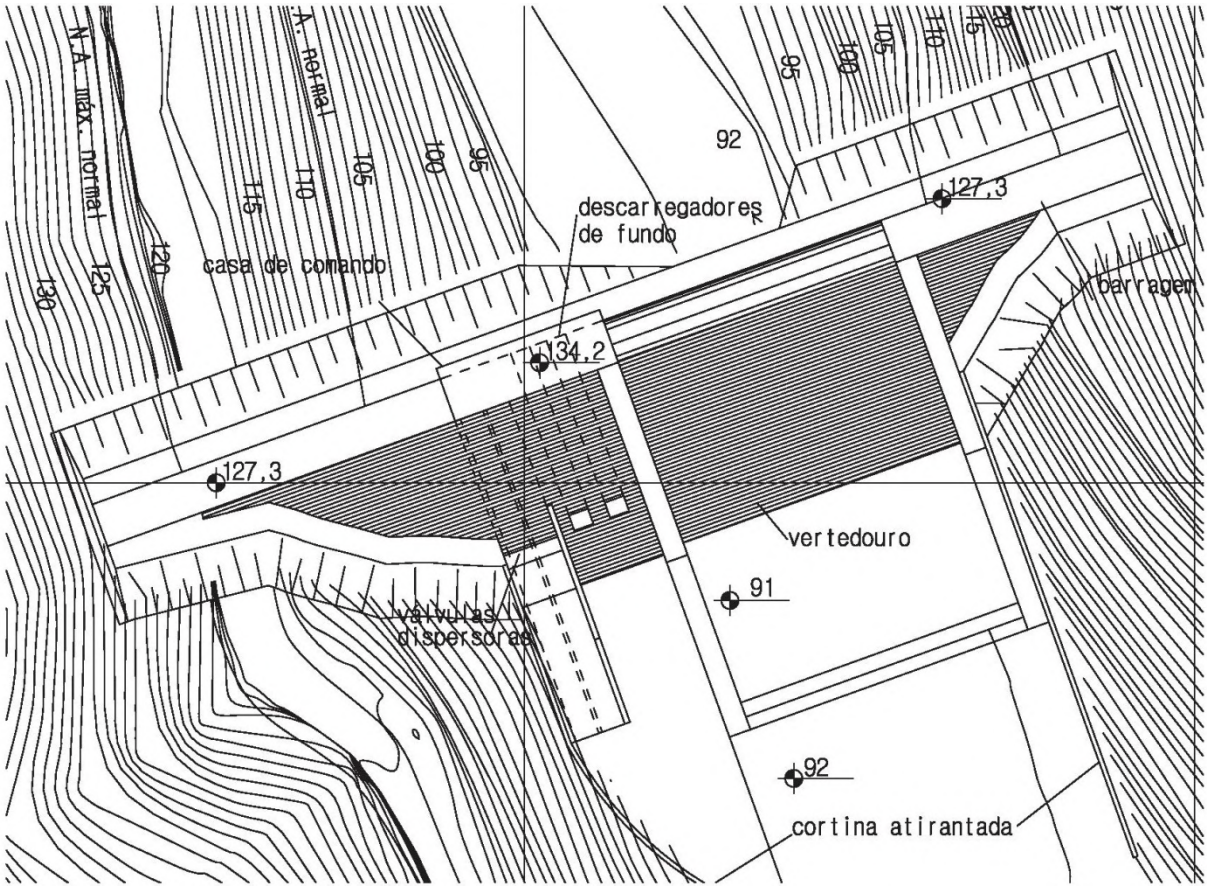



**Figura 43 - Planta baixa da Barragem Botuverá**

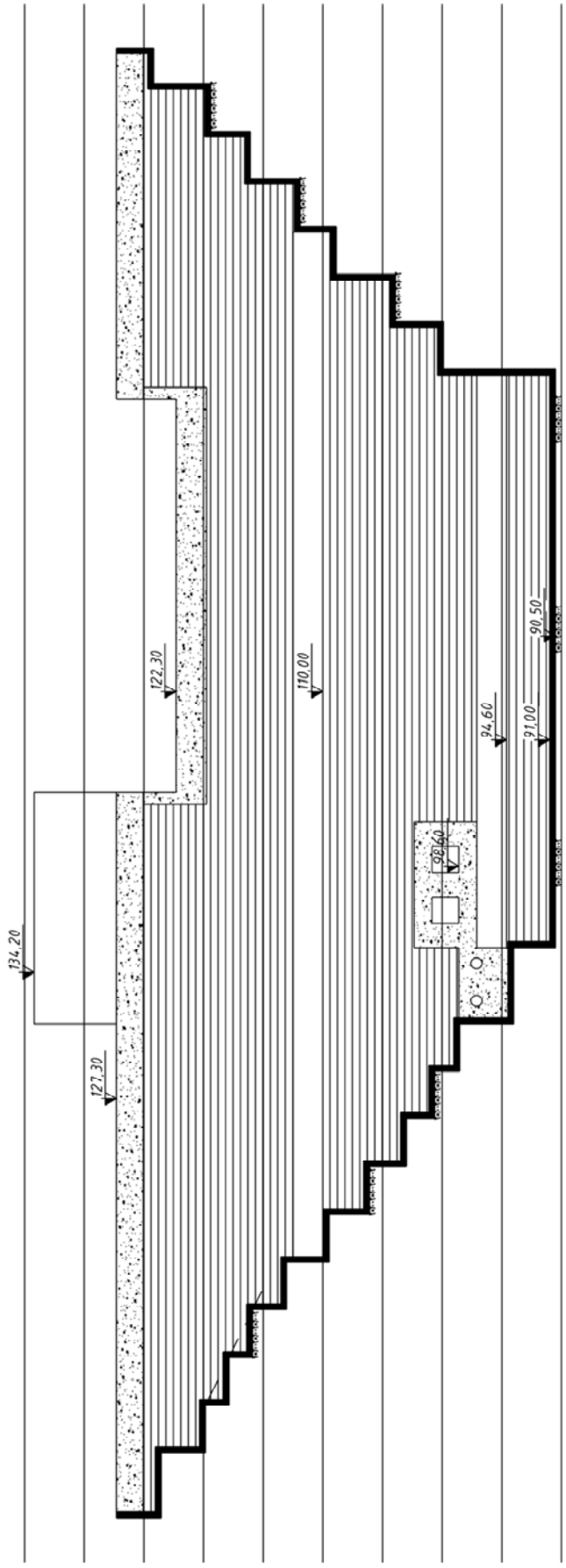

134,20
127,30
122,30
110,00
94,60
91,00
90,50
98,60

**Figura 44 - Corte longitudinal da Barragem Botuverá**

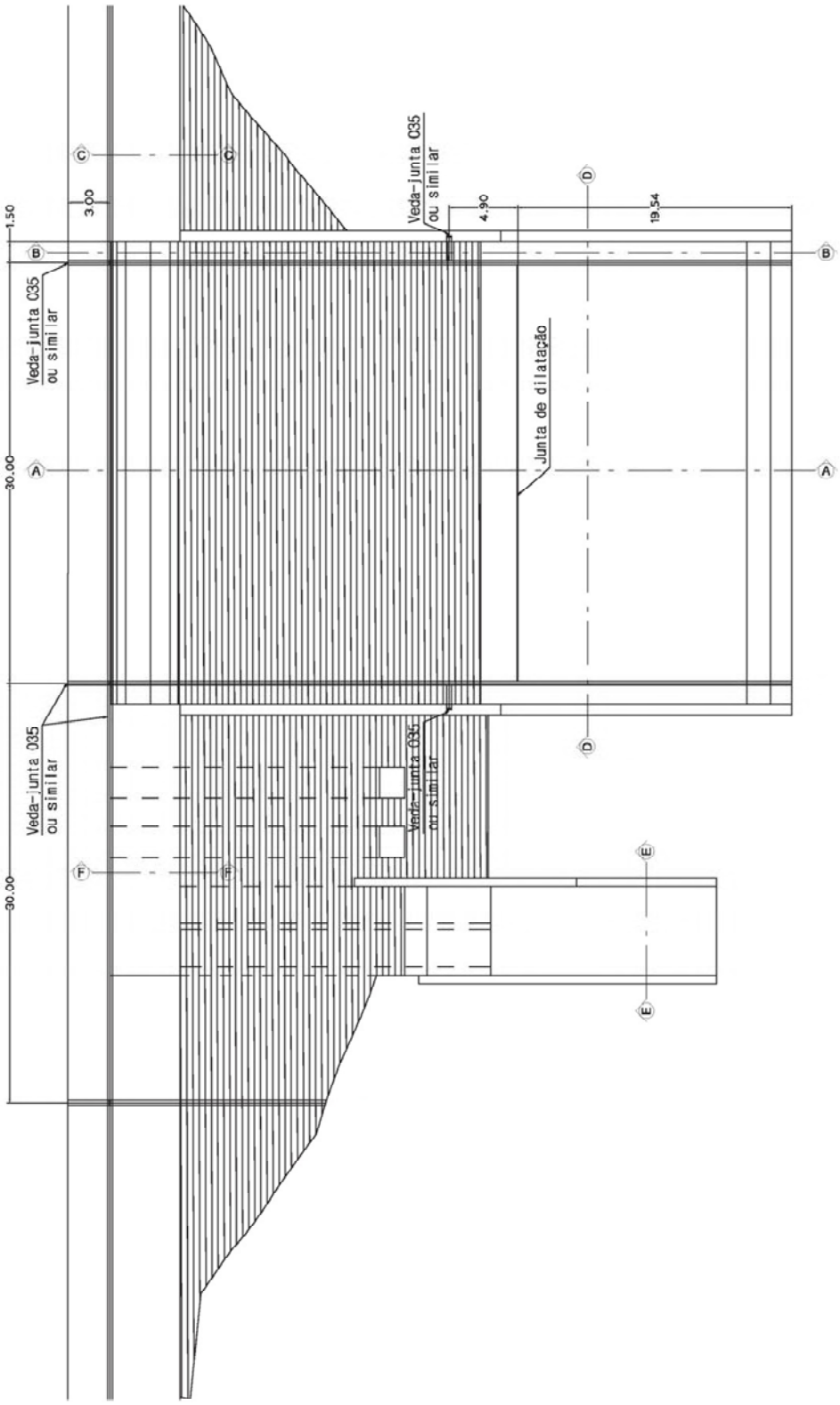



**Figura 45 – Planta demonstrando as juntas e seções**

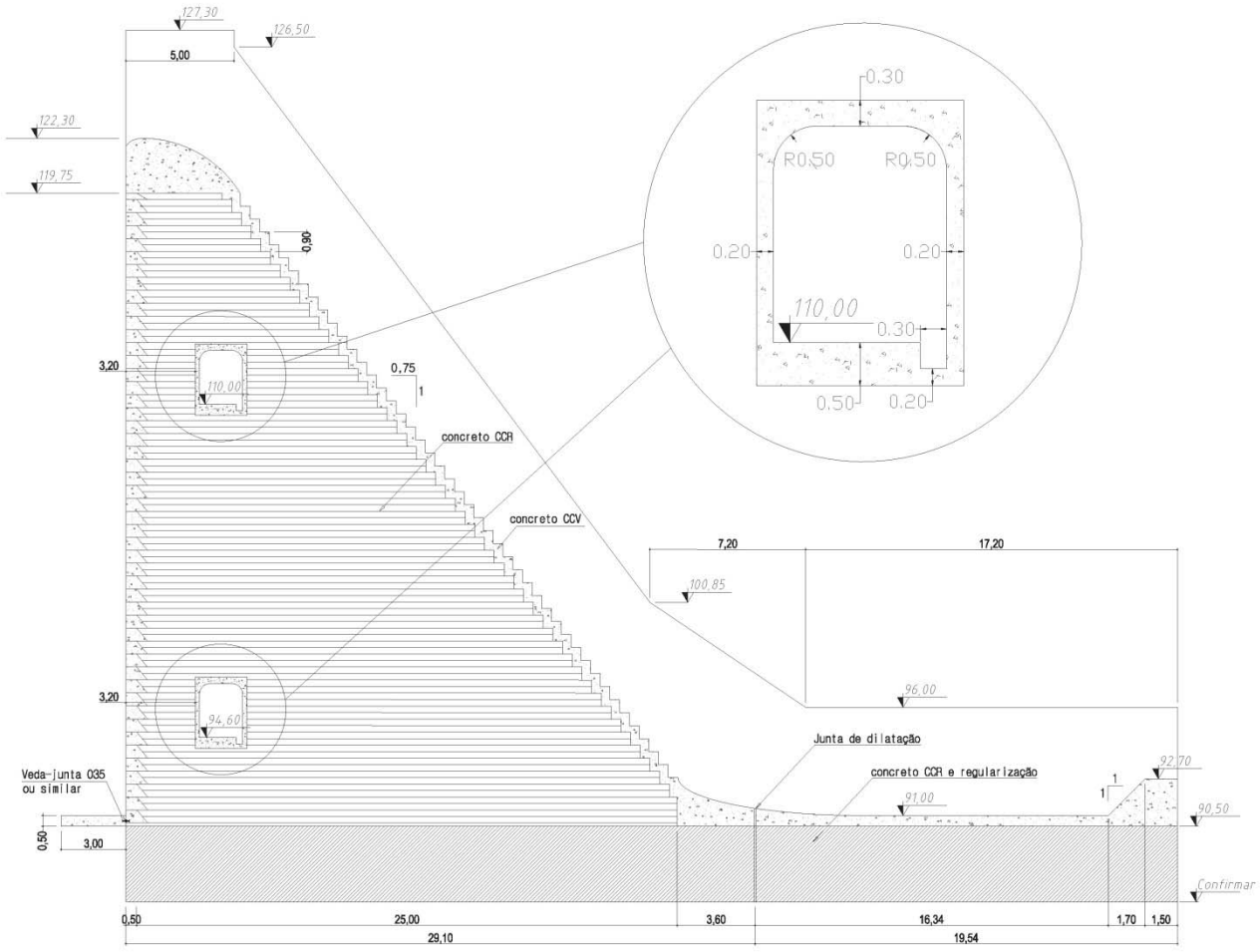



**Figura 46 – Seção A – Perfil do vão vertente**

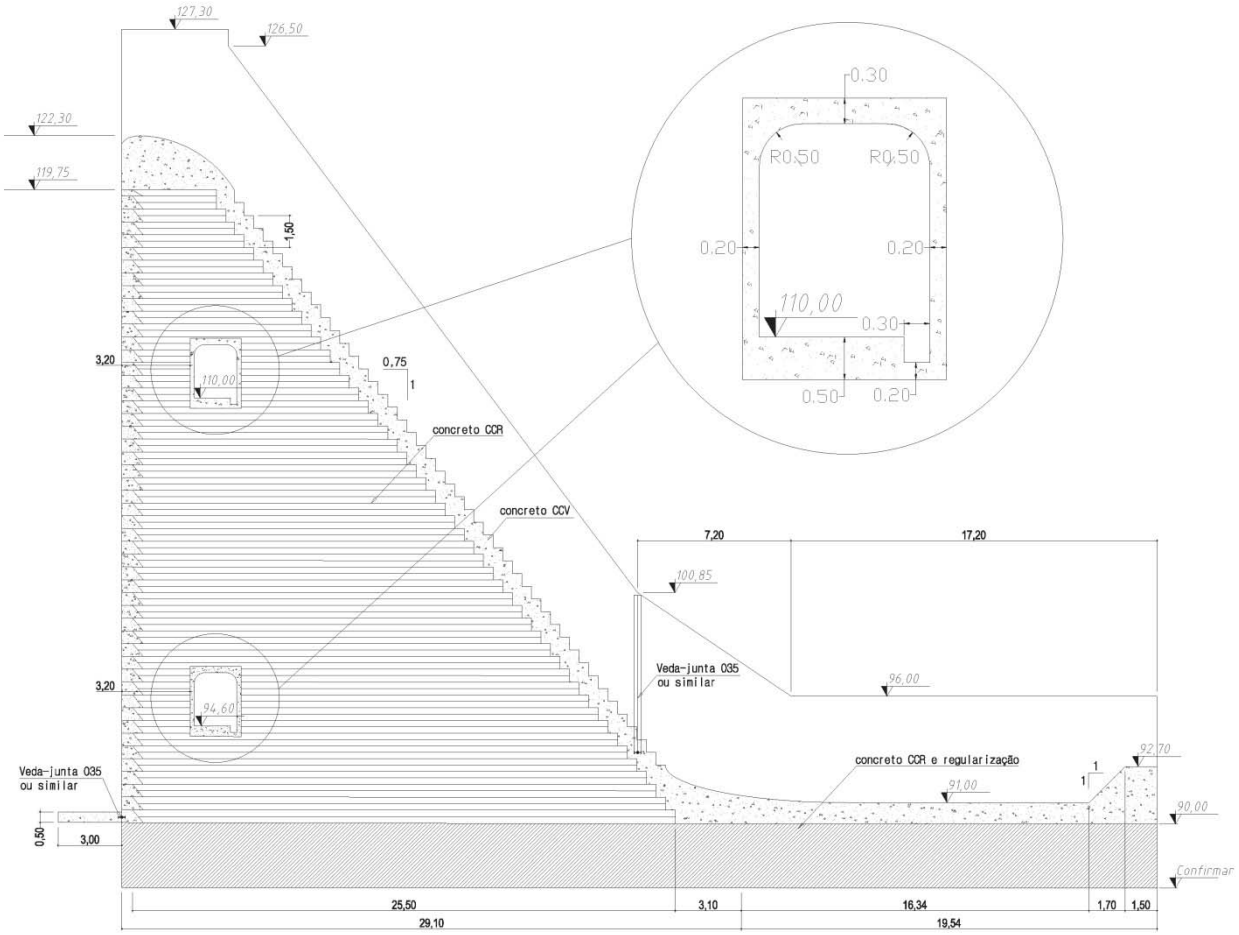



**Figura 47 – Seção B – Perfil do vão vertente junto ao muro**

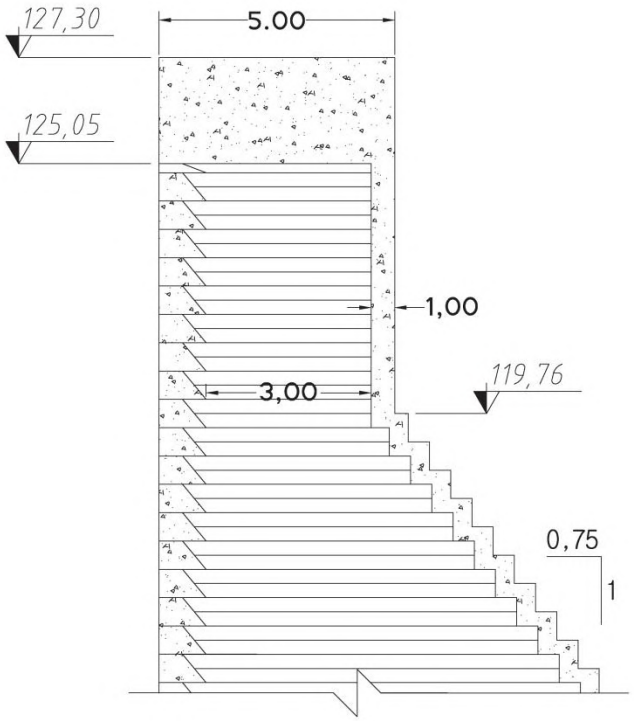



**Figura 48 – Seção C – Perfil do topo da barragem**

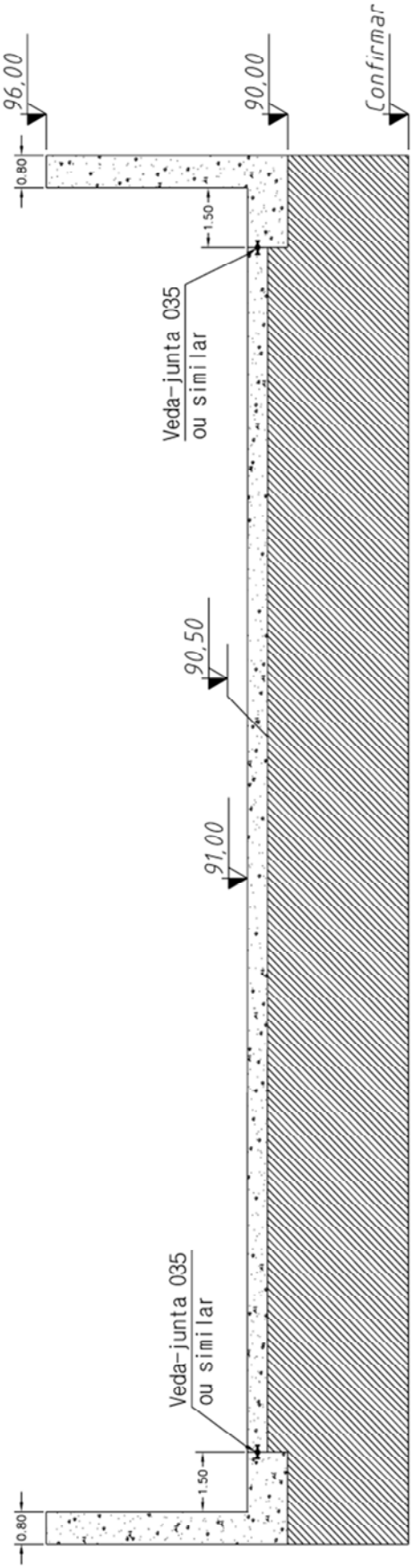

96,00
90,00
Confirmar
0.80
1.50
Veda-junta 035
ou similar
90,50
91,00
Veda-junta 035
ou similar
1.50
0.80

**Figura 49 – Seção D – Muros e laje da bacia de dissipação**

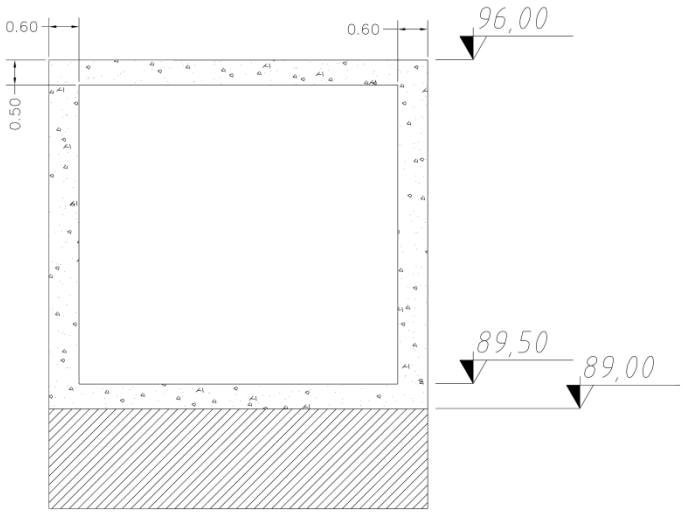



**Figura 50 – Seção E – Galeria da válvula dispersora**

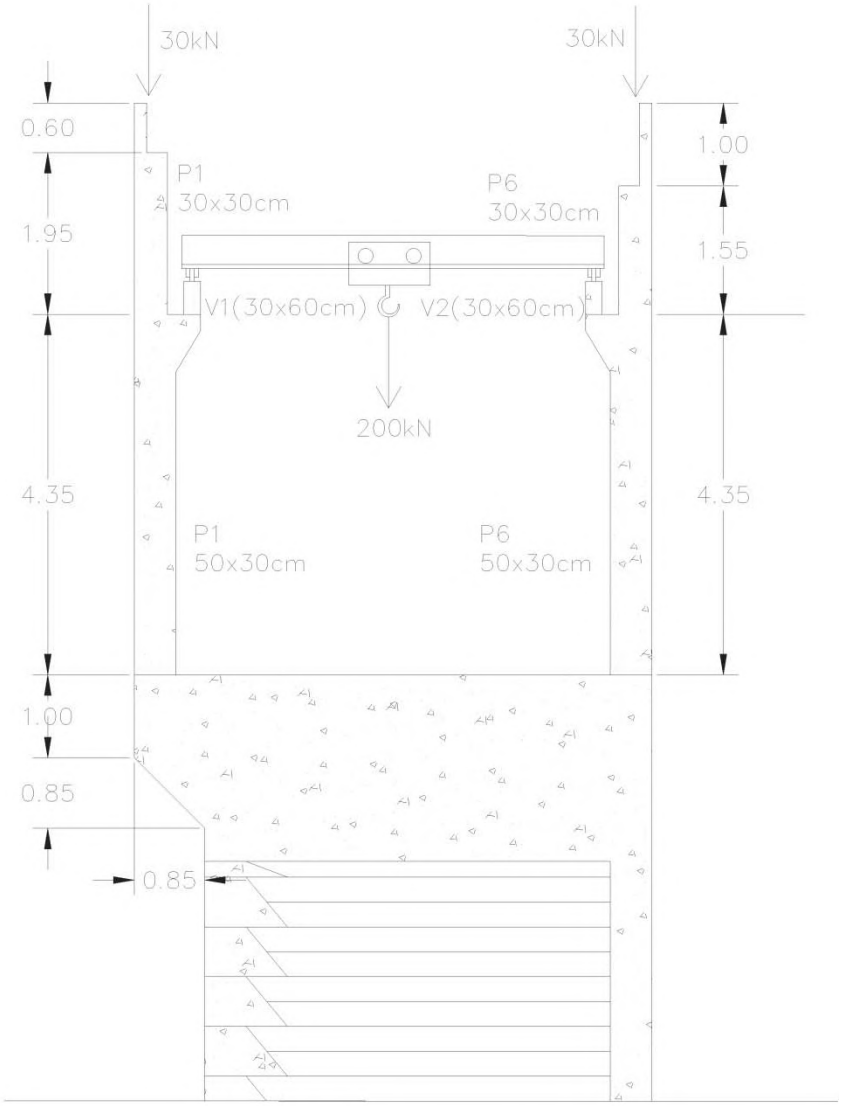



**Figura 51 – Seção F – edifício de comando sobre barragem**

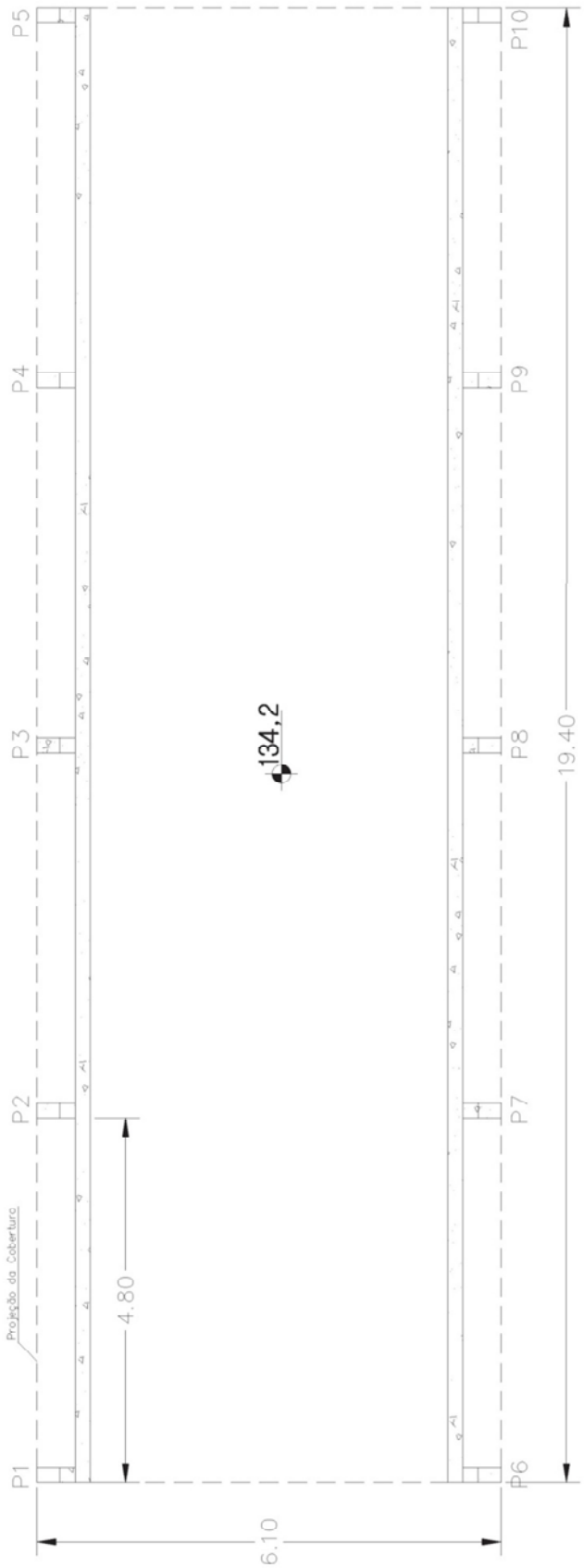



**Figura 52 – Planta do edifício de comando**

## 6.5.11.DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL

### 6.5.11.1.Corpo do vão vertente

6.5.11.1.1.Modelagem numérica

O modelo é elaborado com a geometria do vão vertente, limitando-se à El. 87,00 e à junta de dilatação.

Como condição de contorno são aplicadas molas de compressão na linha de fundação, estas molas são solicitadas apenas quando a estrutura se deforma em direção ao maciço.

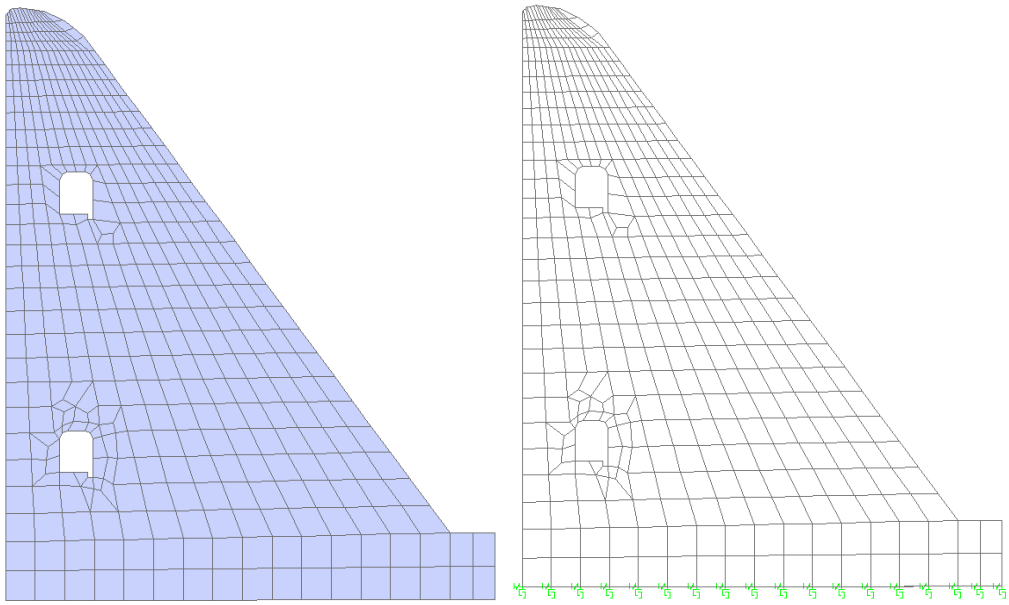


**Figura 53 - Modelagem numérica do vão vertente**

6.5.11.1.2.Carregamentos

Os carregamentos são aplicados conforme os casos de carregamento (item 6 desta memória) diretamente nos elementos de placa, conforme demonstrado abaixo.

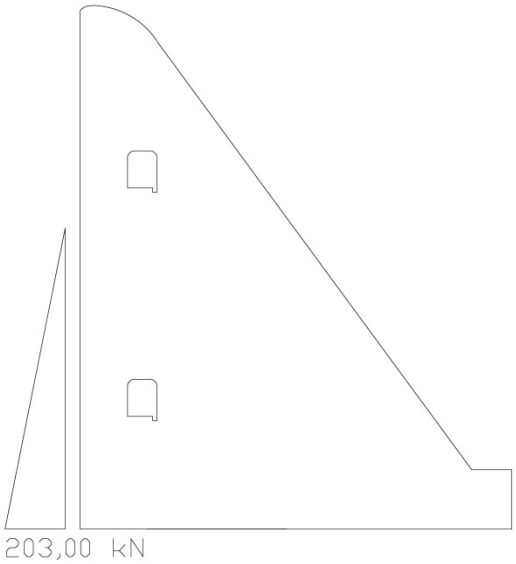



**Figura 54 – Empuxo NA Normal**

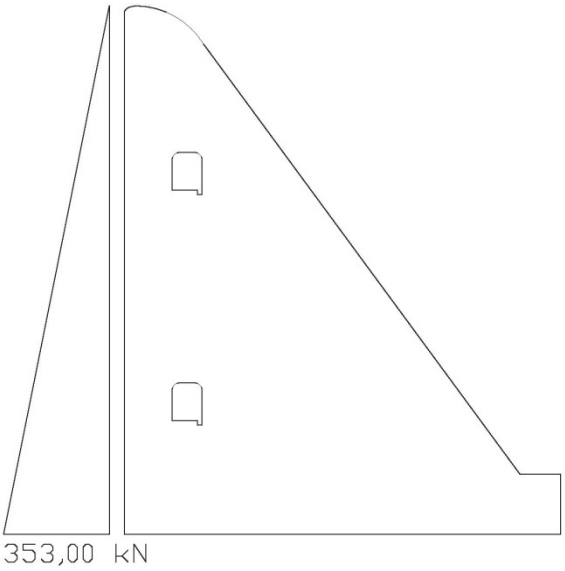



**Figura 55 – Empuxo NA Máx**

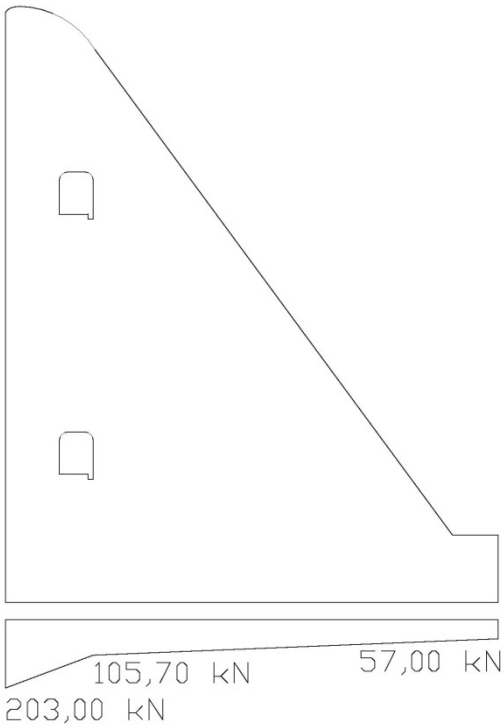



**Figura 56 – Subpressão NA Normal**

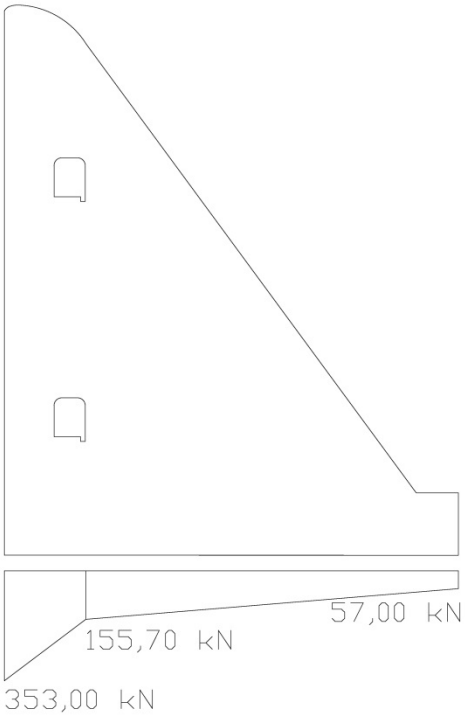



**Figura 57 – Subpressão NA Máx**

6.5.11.1.3.Esforços solicitantes

Os esforços principais solicitantes limites resistidos pelo corpo do vão vertente devem ser os considerados para concreto simples. Definindo como resistência mínima aceitável para o CCR o valor de 7Mpa, temos:

$$\sigma_{cRd} = 3{,}542\,kN/m^2 \;\; (Resistência\ à\ compressão\ na\ direção\ mais\ solicitada)$$

$$\sigma_{ctRd} = 388\,kN/m^2 \;\; (Resistência\ à\ tração\ na\ direção\ mais\ solicitada)$$

A seguir são demonstrados, por meio de diagramas de cores, os esforços resultantes das combinações de carregamentos consideradas conforme item 7, onde os limites dos diagramas são os valores de resistência à compressão e tração do CCR:

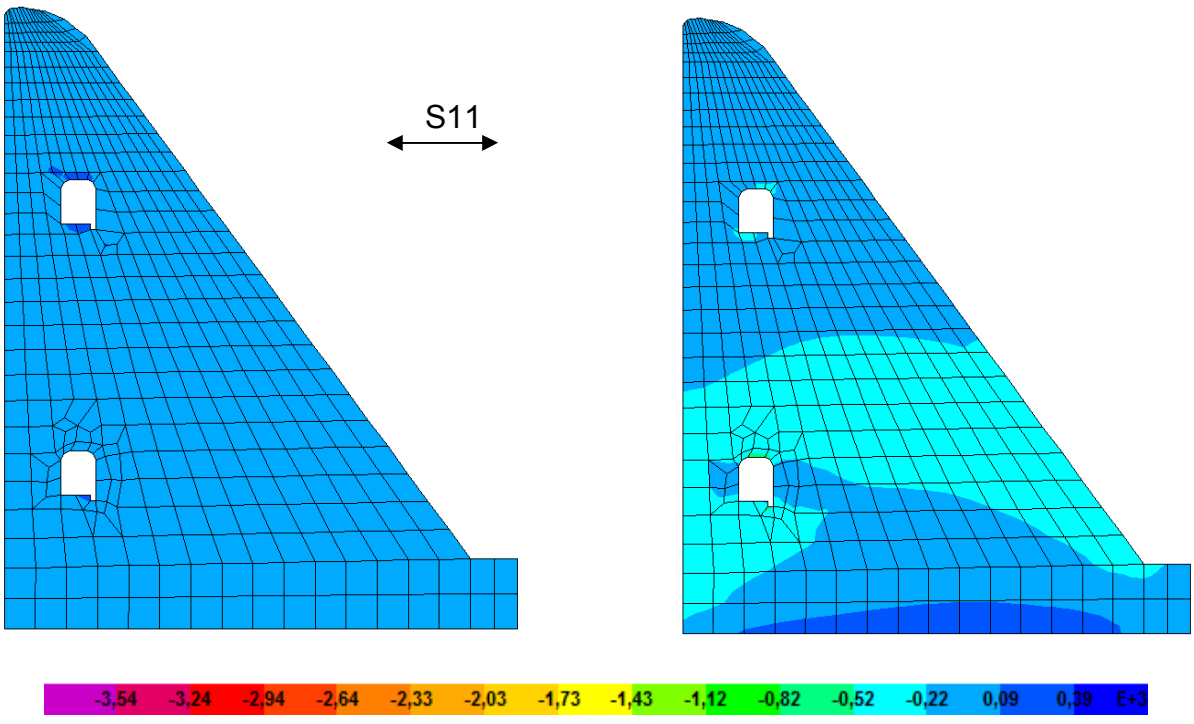



**Figura 58 – S11 – ELU CCN**

**Figura 59 – S11 – ELU CCE**

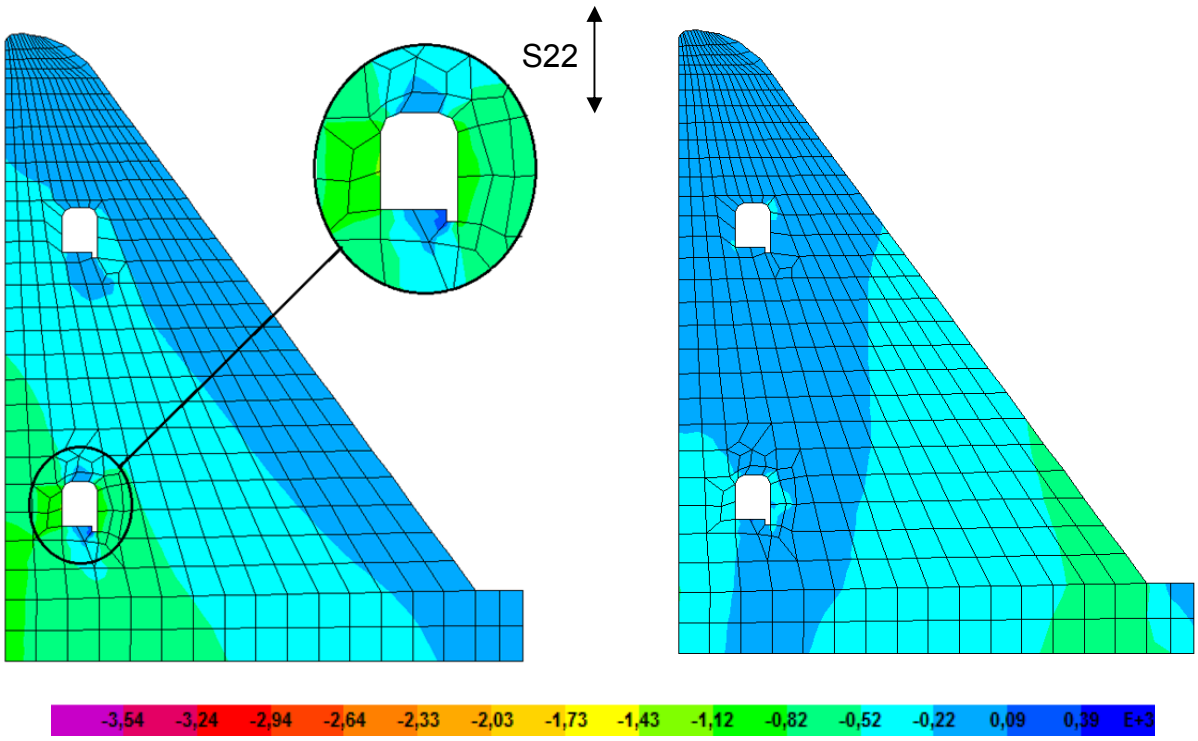



**Figura 60 – S22 – ELU CCN**

**Figura 61 – S22 – ELU CCE**

Como os esforços solicitantes encontrados são inferiores aos esforços resistentes, demonstram-se necessárias apenas armaduras construtivas e de proteção das faces sob influência de escoamento d'água.

### 6.5.11.2.Corpo da barragem

6.5.11.2.1.Modelagem numérica

O modelo é elaborado com a geometria da barragem, limitando-se à El. 87,00 e à junta de dilatação.

Como condição de contorno são aplicadas molas de compressão na linha de fundação, estas molas são solicitadas apenas quando a estrutura se deforma em direção ao maciço.

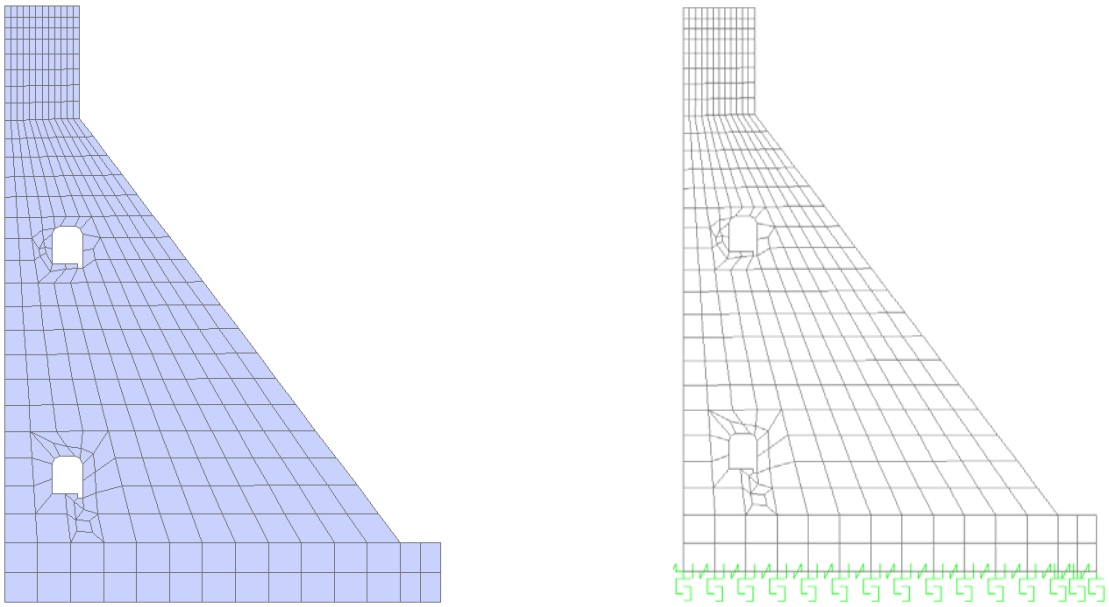


**Figura 62 - Modelagem numérica da barragem**

6.5.11.2.2.Carregamentos

Os carregamentos são aplicados conforme os casos de carregamento (item 6 desta memória) diretamente nos elementos de placa, conforme demonstrado abaixo.

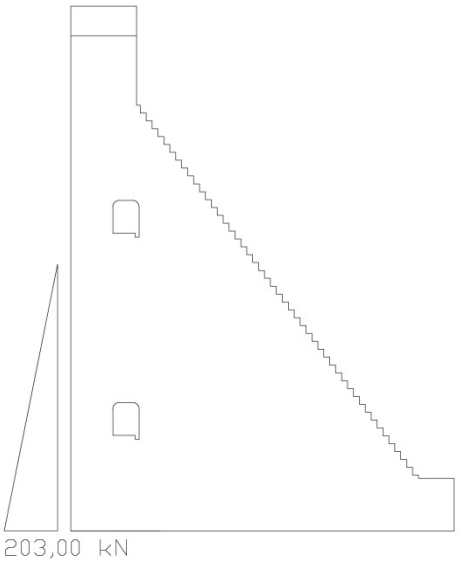



**Figura 63 – Empuxo NA Normal**

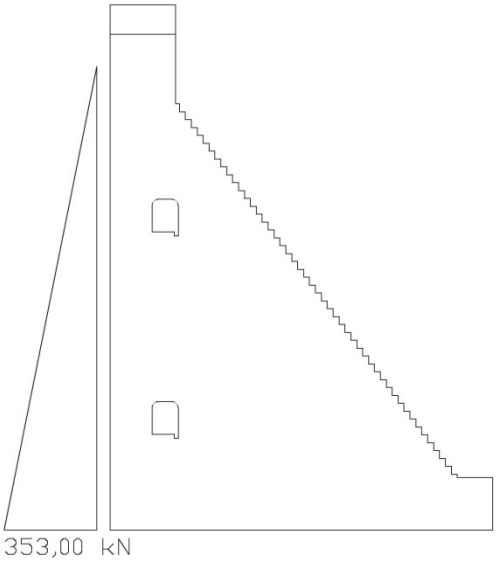



**Figura 64 – Empuxo NA Máx**

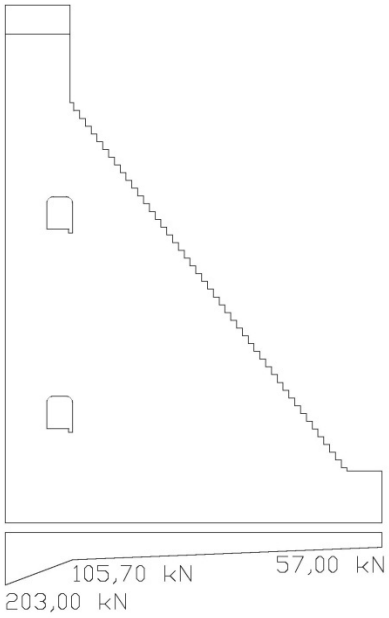



**Figura 65 – Subpressão NA Normal**

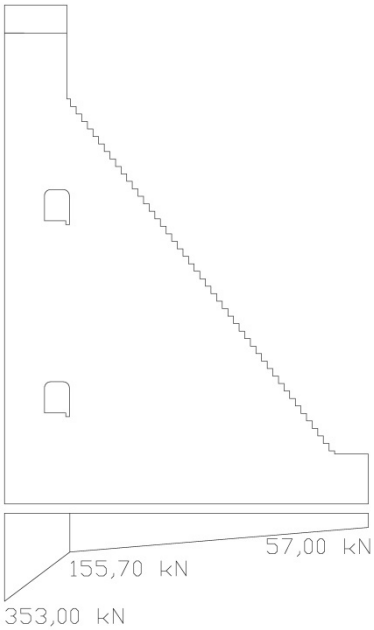



**Figura 66 – Subpressão NA Máx**

6.5.11.2.3.Esforços solicitantes

Os esforços principais solicitantes limites resistidos pelo corpo da barragem devem ser os considerados para concreto simples. Definindo como resistência mínima aceitável para o CCR o valor de 7Mpa, temos:

$$\sigma_{cRd} = 3{,}542\,kN/m^2 \;\; (Resistência\ à\ compressão\ na\ direção\ mais\ solicitada)$$

$$\sigma_{ctRd} = 388\,kN/m^2 \;\; (Resistência\ à\ tração\ na\ direção\ mais\ solicitada)$$

A seguir são demonstrados, por meio de diagramas de cores, os esforços resultantes das combinações de carregamentos consideradas conforme item 7, onde os limites dos diagramas são os valores de resistência à compressão e tração do CCR:

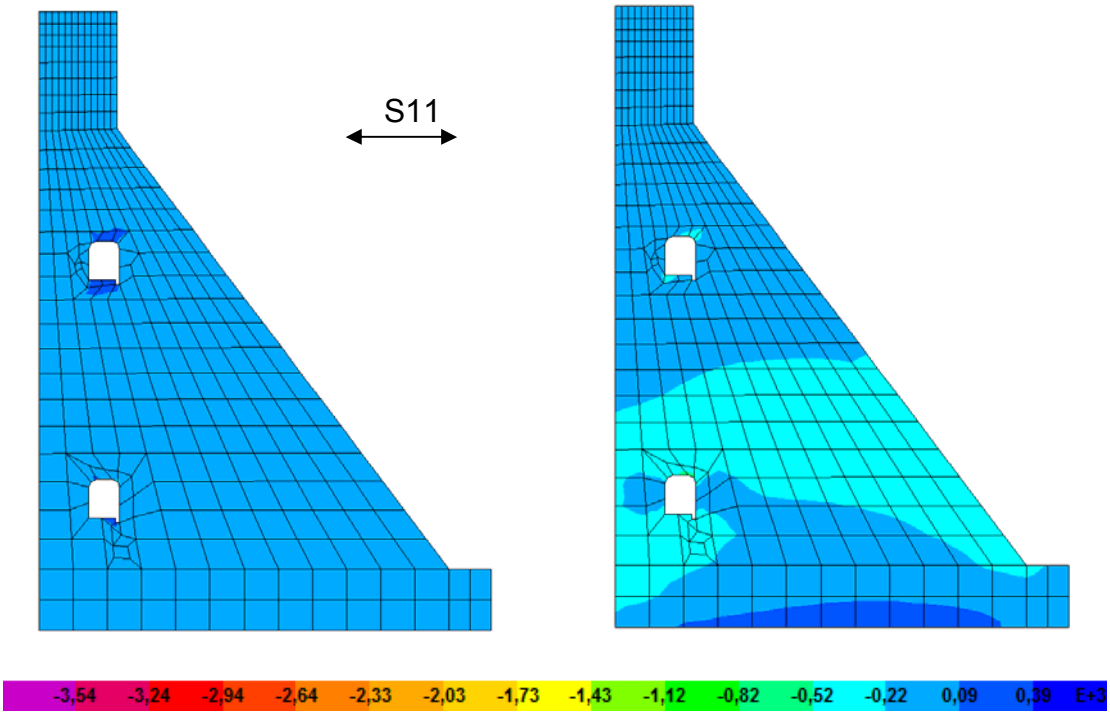



**Figura 67 – S11 – ELU CCN**

**Figura 68 – S11 – ELU CCE**

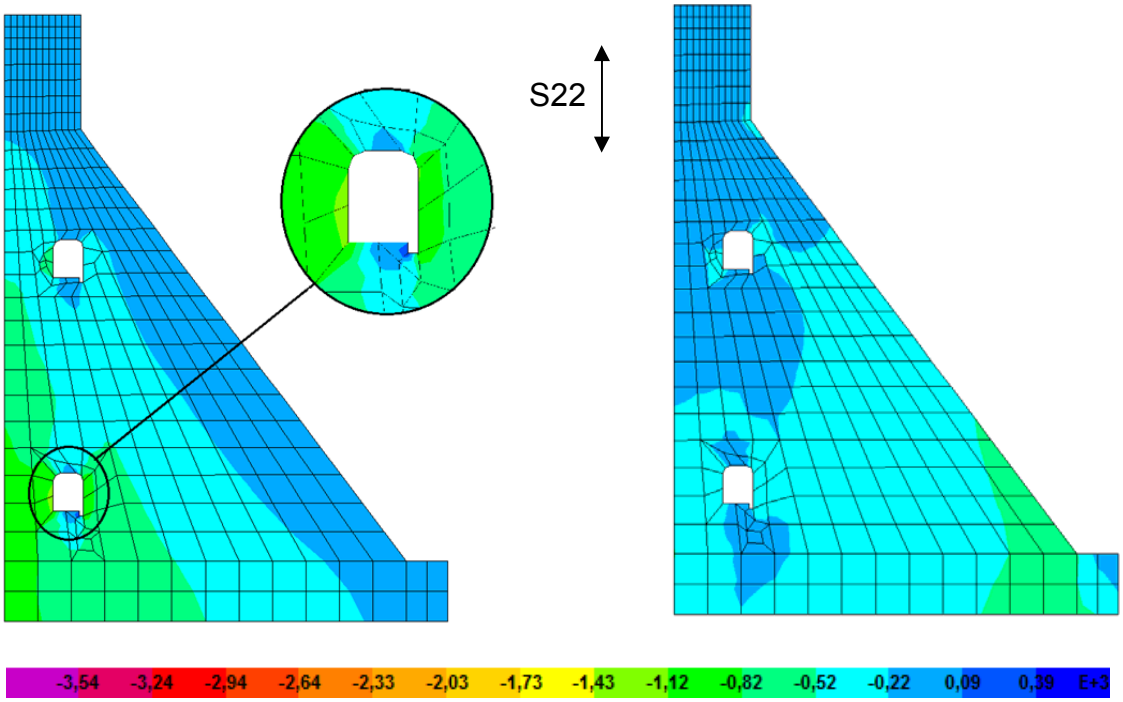



**Figura 69 – S22 – ELU CCN** **Figura 70 – S22 – ELU CCE**

Como os esforços solicitantes encontrados são inferiores aos esforços resistentes, demonstram-se necessárias apenas armaduras construtivas e de proteção das faces sob influência de escoamento d'água.

### 6.5.11.3.Condutos do dispersor e descarregadores de fundo

6.5.11.3.1.Modelagem numérica

O modelo é elaborado baseando-se em uma seção transversal do bloco de barragem entre juntas de contração

Como condição de contorno são aplicadas molas de compressão na linha de fundação, estas molas são solicitadas apenas quando a estrutura se deforma em direção ao maciço.

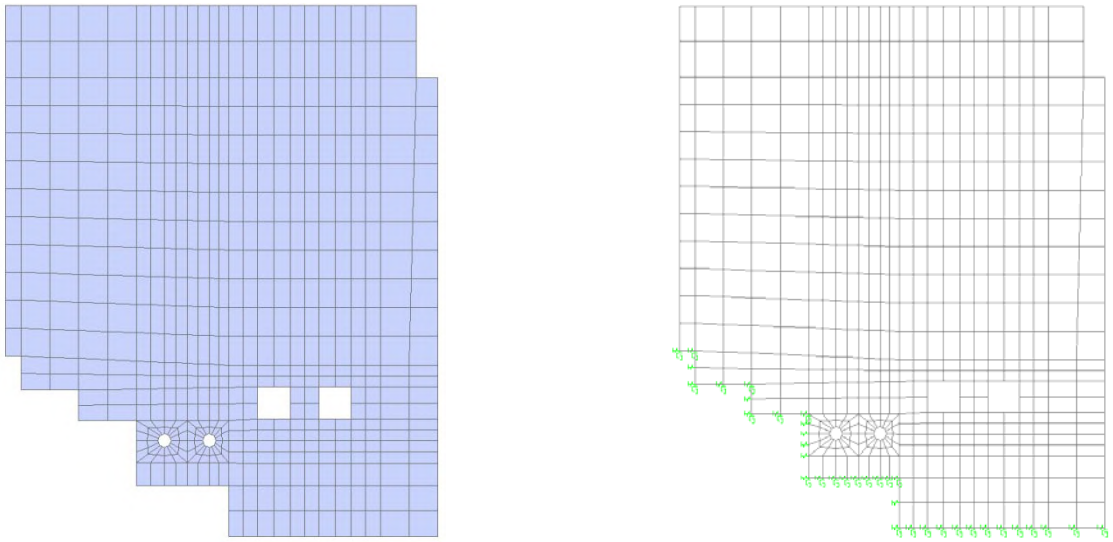


**Figura 71 - Modelagem numérica da seção dos condutos**

6.5.11.3.2.Carregamentos

Os carregamentos são aplicados conforme os casos de carregamento (item 6 desta memória) diretamente nos elementos de placa, 298,50kN nos condutos circulares e 268,00kN nos descarregadores de fundo, conforme demonstrado abaixo.

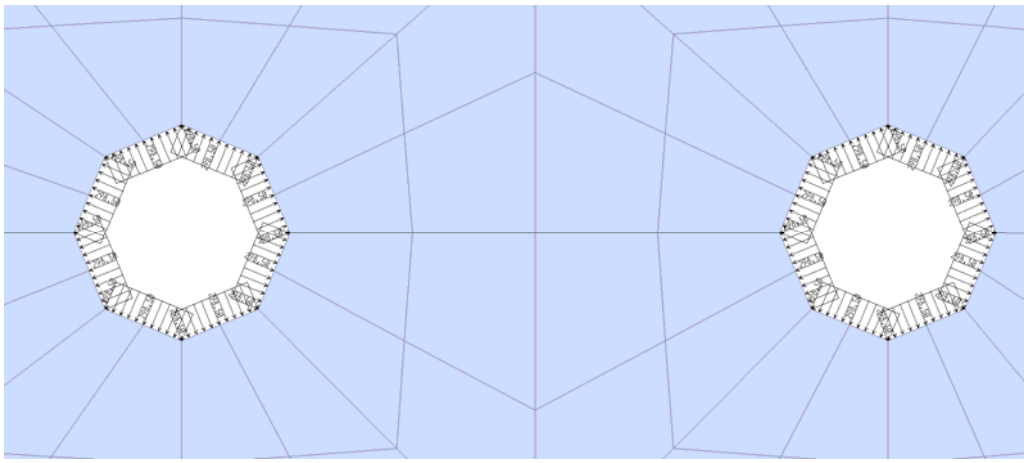


**Figura 72 – Conduto da válvula dispersora NA Máx**

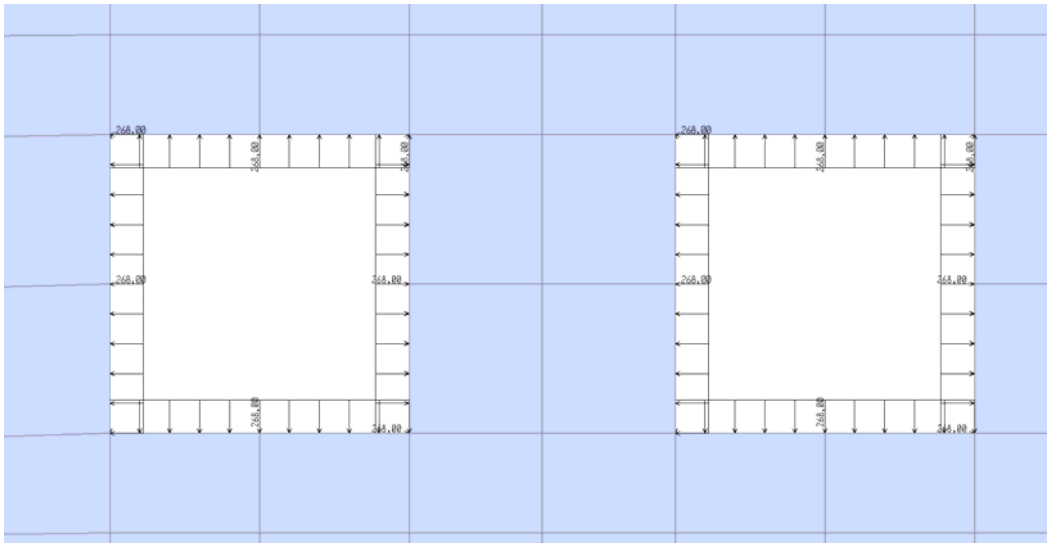


**Figura 73 – Conduto do descarregador de fundo NA Máx**

Como a seção da barragem é variável na direção do fluxo, a pior combinação de condutos cheios ocorre na saída à jusante dos condutos, onde o peso de concreto sobre os condutos tende a zero, assim sendo, como forma de obter os valores mais desfavoráveis, a combinação de condutos cheios será avaliada sem o peso próprio (Condição mais desfavorável).

### 6.5.11.4.Esforços solicitantes

6.5.11.4.1.Modelagem numérica

Os esforços solicitantes devidos à pressão interna nos condutos devem ser absorvidos por armadura no contorno imediato dos condutos, assim sendo, serão adotados como limites de análise os valores a seguir:

$$Limite\ mínimo = 0\ (Facilita\ visualização\ dos\ valores\ de\ esforços\ de\ tração)$$

$$\sigma_{ctRd} = 683{,}0\ kN/m^2\ \ (Resistência\ à\ tração\ da\ armadura\ base\ Ø20c/20\ por\ metro)$$

A seguir são demonstrados, por meio de diagramas de cores, os esforços resultantes das combinações de carregamentos consideradas conforme item 7.

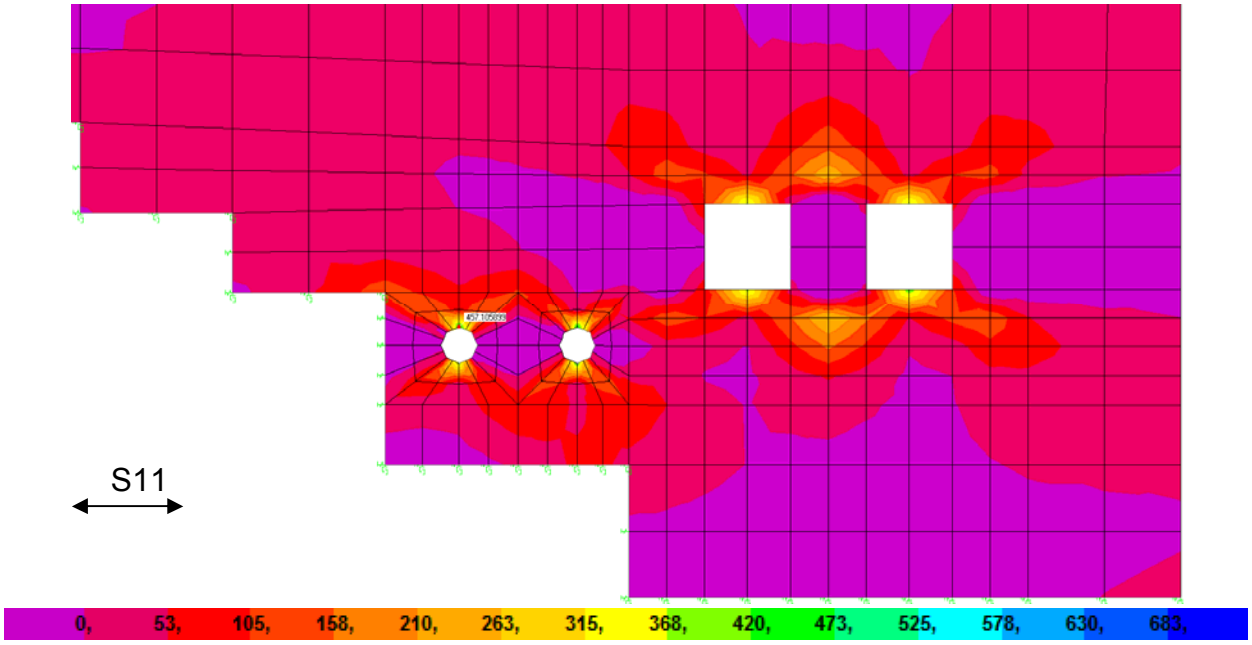



**Figura 74 – S11 – ELU CV**

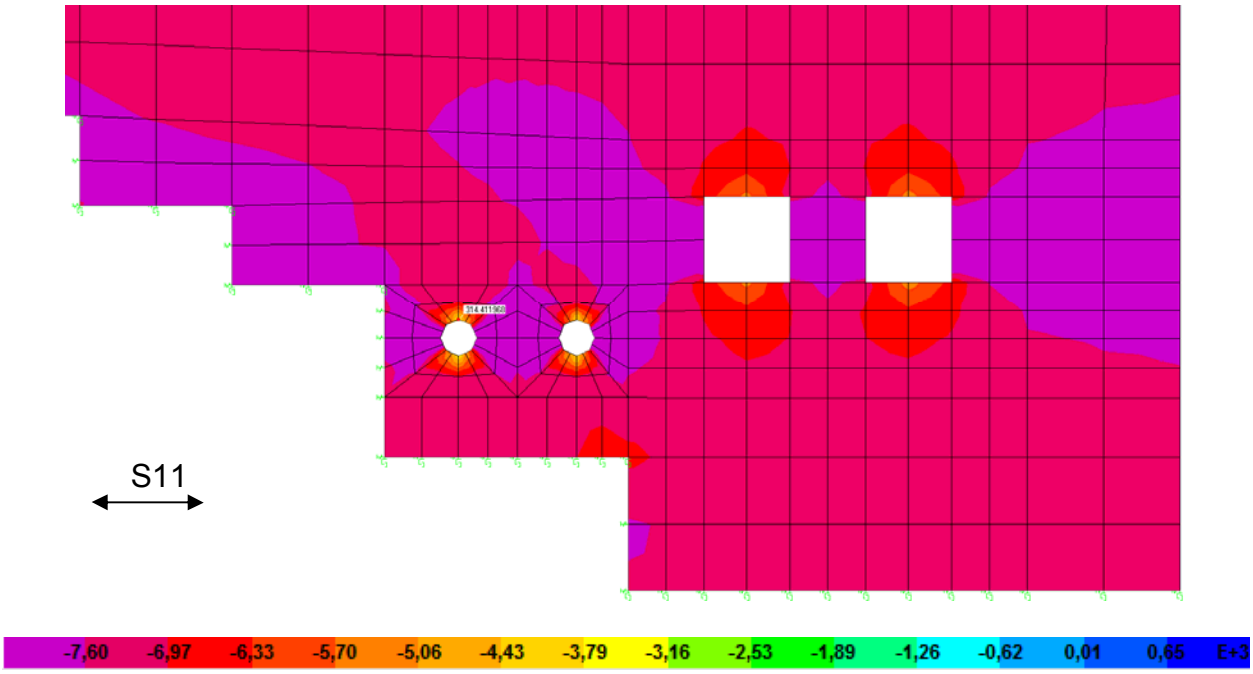



**Figura 75 – S11 – ELU CVM**

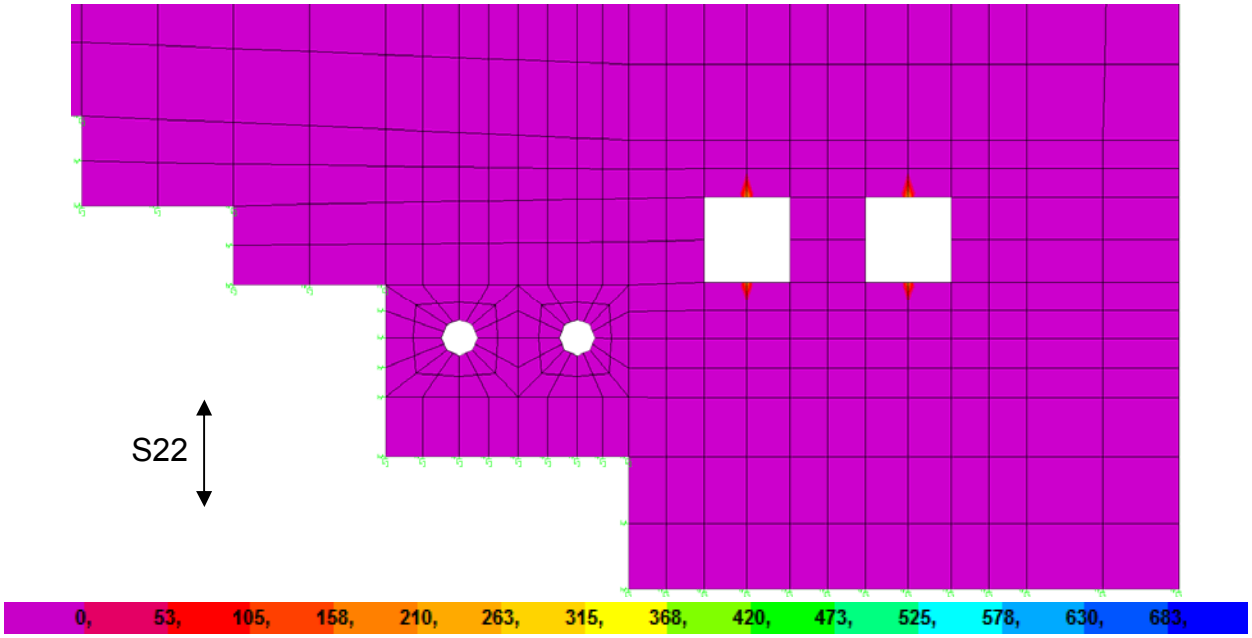



**Figura 76 – S22 – ELU CV**

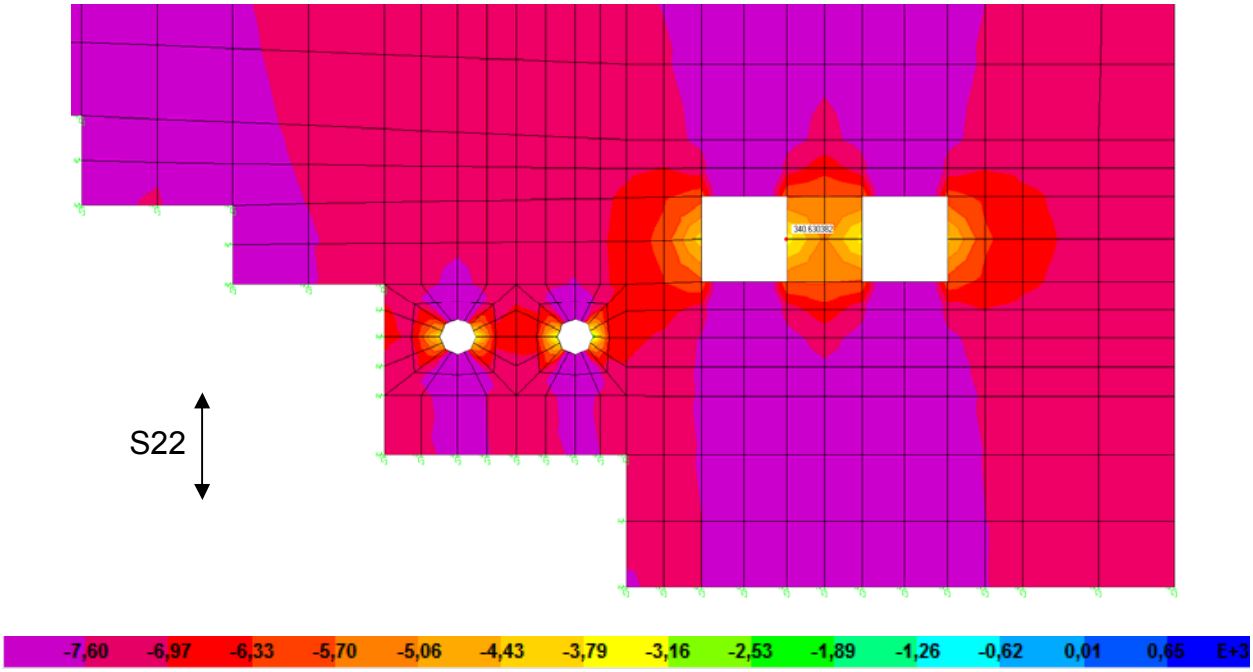



**Figura 77 – S22 – ELU CVM**

Como os esforços solicitantes encontrados são inferiores ao limite de resistência da armadura base (20c/20), esta será adotada em toda extensão dos condutos.

### 6.5.11.5.Laje de jusante

6.5.11.5.1.Modelagem numérica

O modelo é elaborado com uso de elementos de casca (*shells)*, onde toda a laje apresenta-se apoiada sobre CCR de regularização, com barras de ancoragem de Ø32c/3,0x3,0m

Considera-se como espessura da laje, apenas a parcela em CCV.

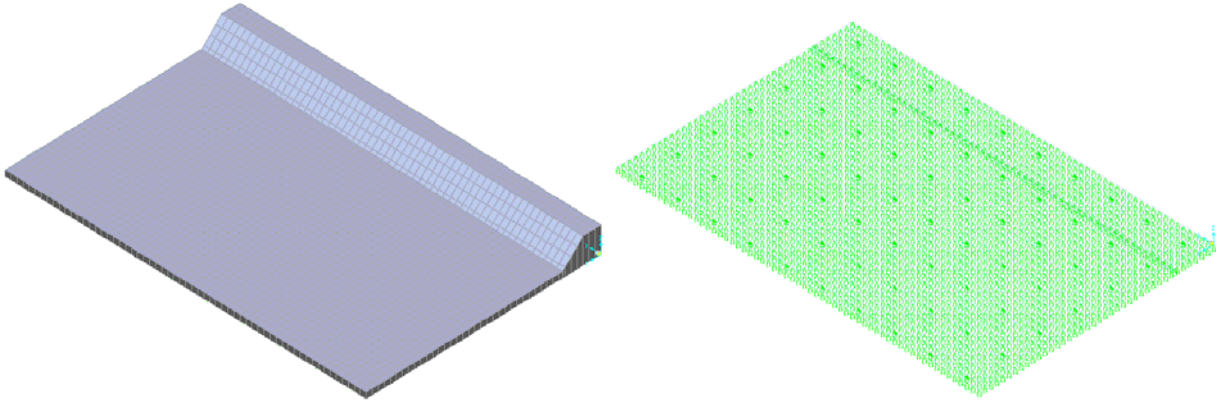


**Figura 78 - Modelagem numérica da laje de jusante**

6.5.11.5.2.Carregamentos

As cargas atuantes na laje de jusante são apenas o peso próprio da estrutura e a subpressão, considerada entre as cotas EL.90,5 e EL.92,7 (A ser ajustado conforme informação mais precisa da hidrologia).

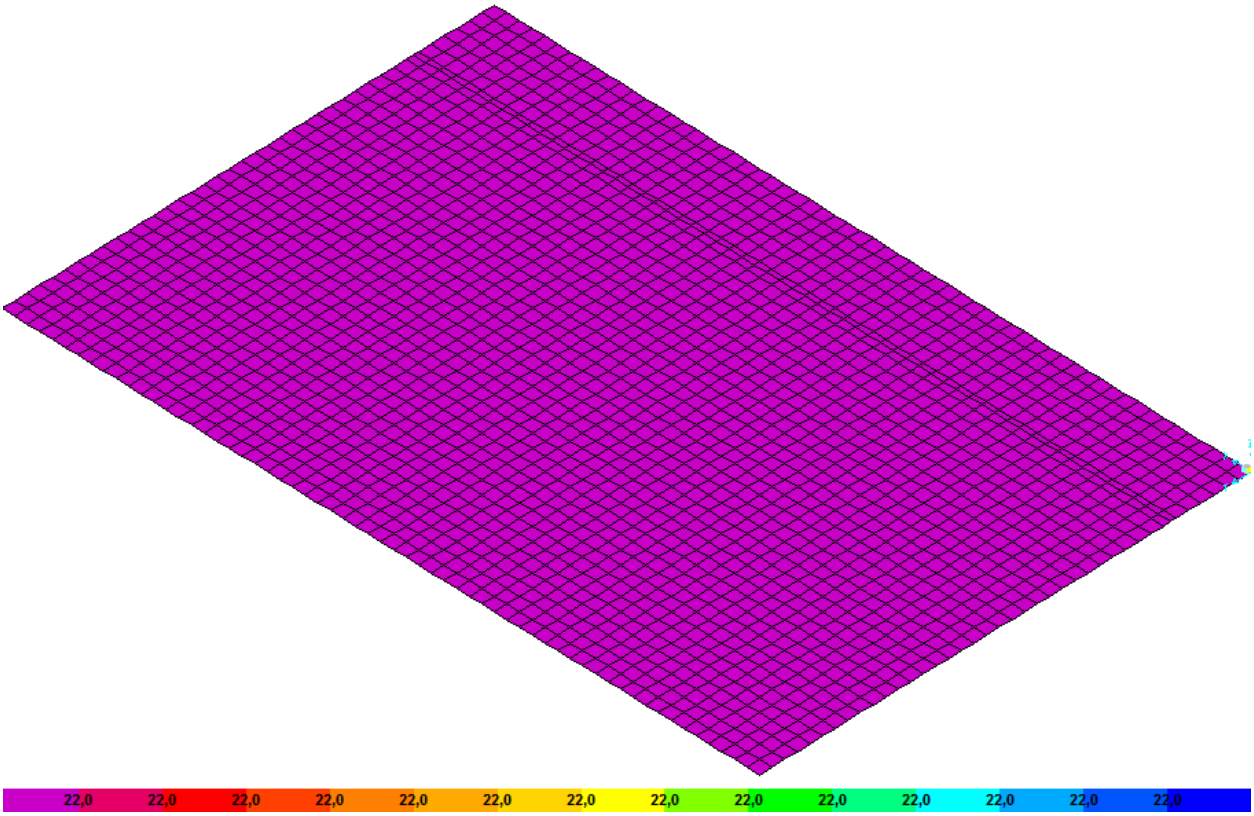



**Figura 79 – Esforço de subpressão**

6.5.11.5.3.Esforços solicitantes

Como a estrutura é solicitada exclusivamente por esforços perpendiculares ao plano do elemento, os esforços avaliados para cálculo das armaduras longitudinais são apenas momentos fletores. A avaliação dos esforços cortantes será realizada no item 9.4.5.

A seguir são demonstrados, por meio de diagramas de cores, os esforços resultantes das combinações de carregamentos consideradas conforme item 7.

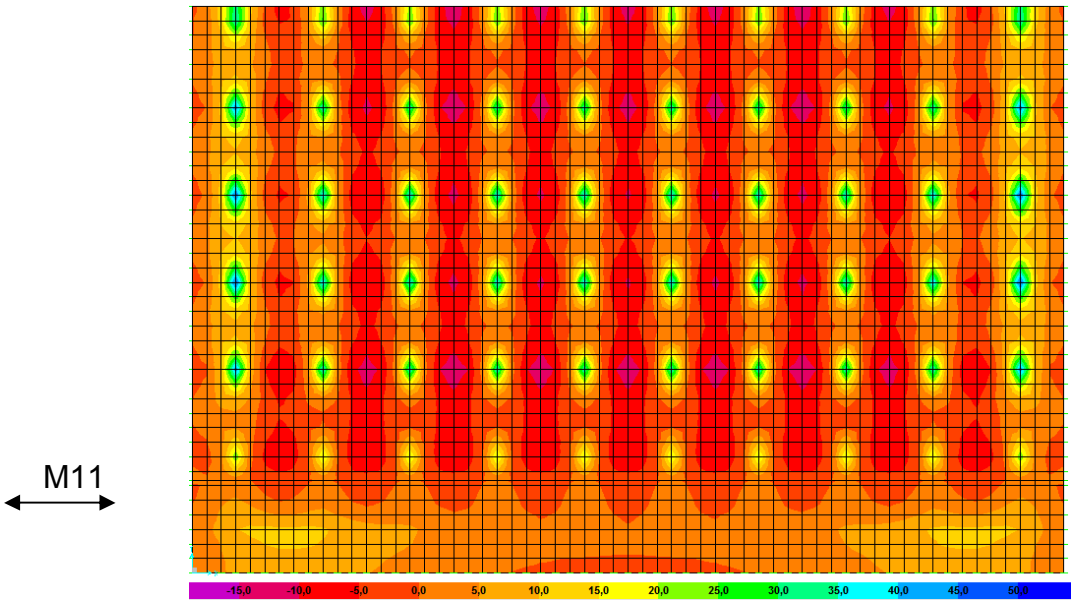



**Figura 80 – M11 – ELU CCN-Jus**

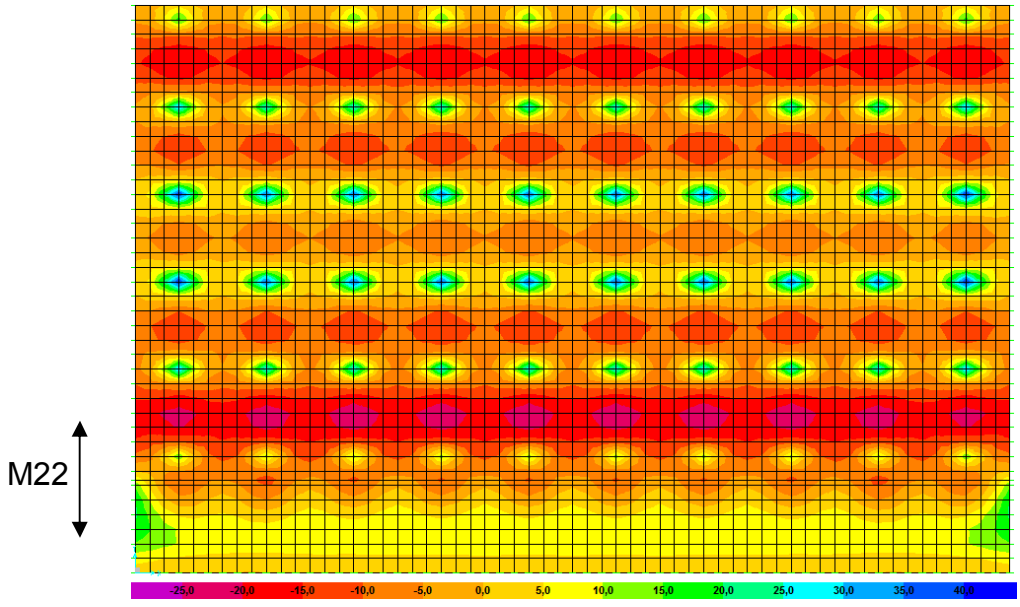



**Figura 81 – M22 – ELU CCN-Jus**

6.5.11.5.4.Armaduras longitudinais

As armaduras longitudinais são calculadas com base nos esforços solicitantes demonstrados em 9.4.5.

A seguir são demonstradas, por meio de diagramas de cores, as armaduras longitudinais. Para se obter a armadura em $cm^2$ devem-se multiplicar os valores por $10^4$.

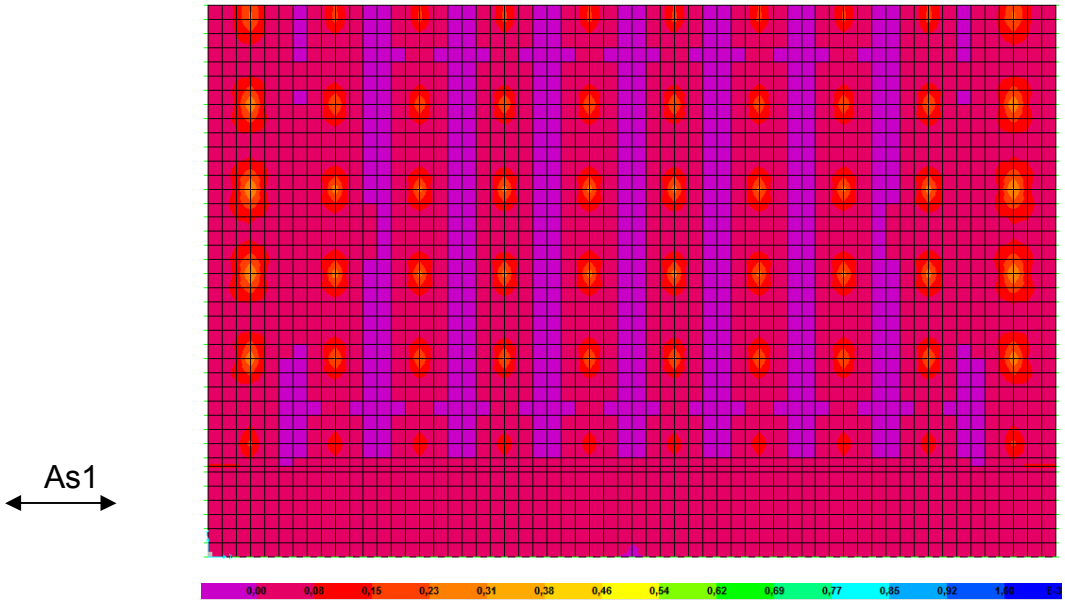



**Figura 82 – As1 – Face inferior – ELU CCN-Jus**

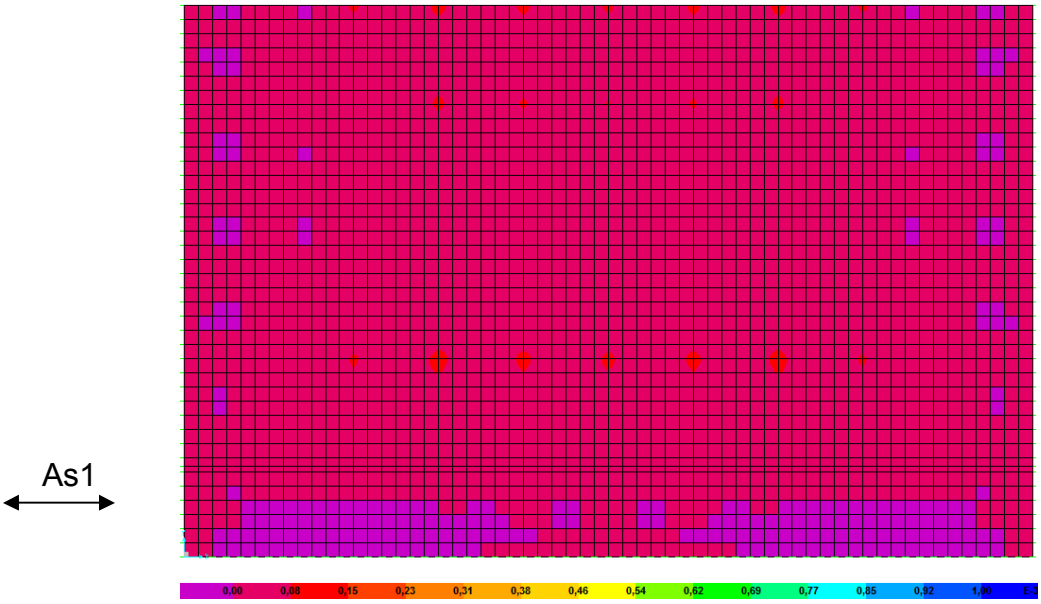



**Figura 83 – As1 – Face superior – ELU CCN-Jus**

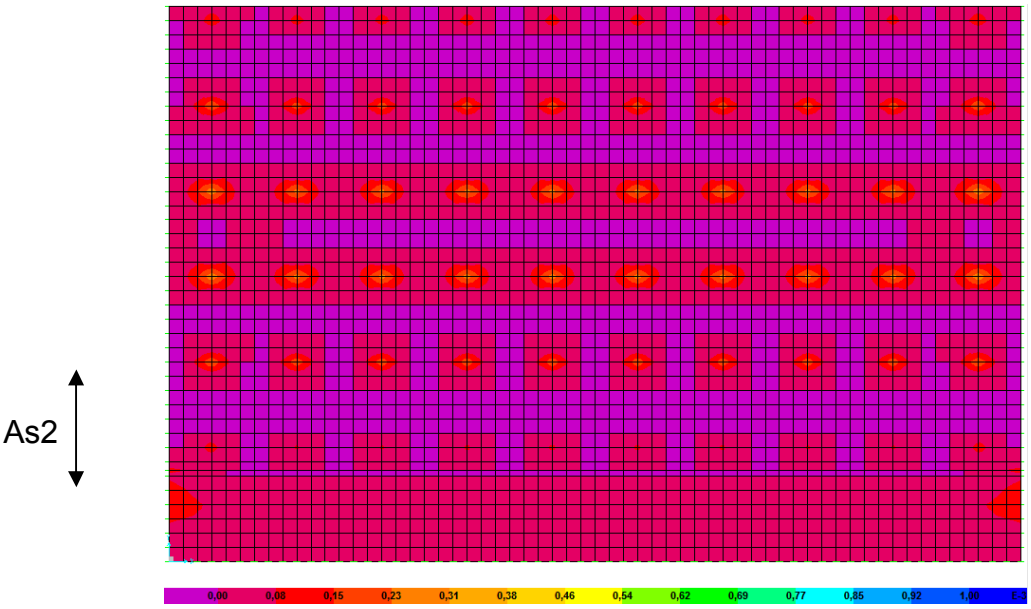



**Figura 84 – As2 – Face inferior – ELU CCN-Jus**

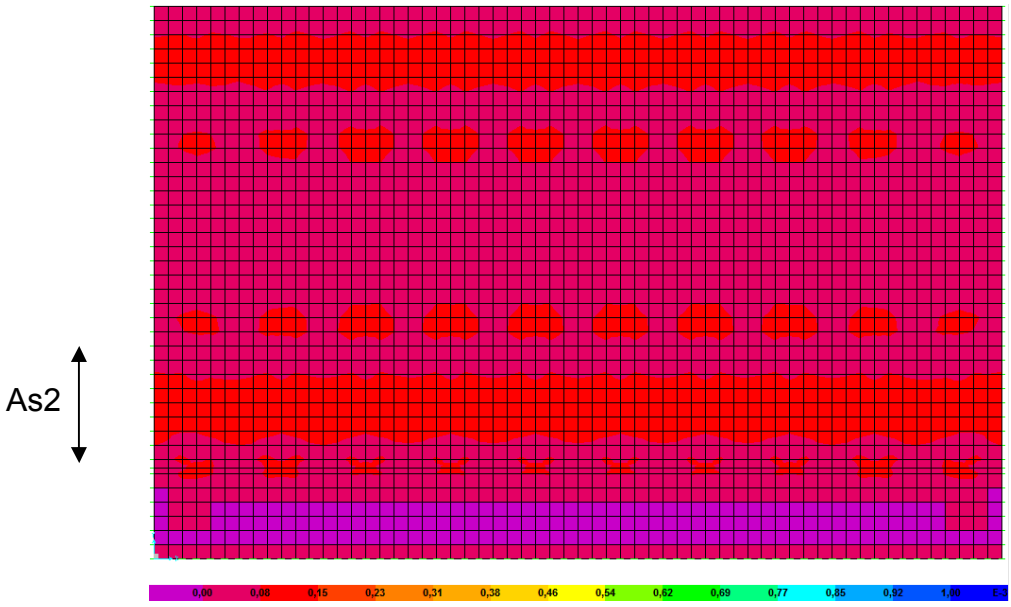



**Figura 85 – As2 – Face superior – ELU CCN-Jus**

Como se pode ver nos diagramas acima, a armadura base de Ø20c/20 demonstra-se superior à armadura necessária.

6.5.11.5.5.Armaduras transversais e ancoragens

Os esforços nas barras de ancoragem tendem a puncionar a laje, assim sendo, deve ser feita verificação de cisalhamento devido à puncionamento na laje, conforme NBR6118. Abaixo é demonstrada a barra de ancoragem que apresenta o maior esforço:

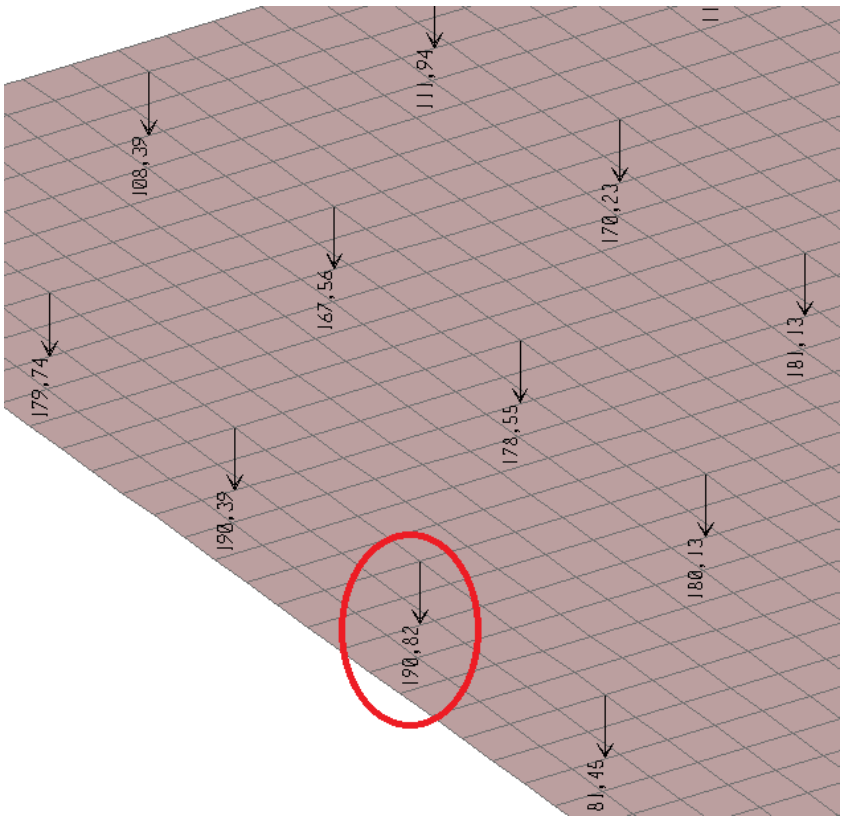



**Figura 86 – Esforços nas ancoragens**

$$\tau_{Sd} = \frac{F_{sd}}{u \times d} = 82{,}1\ kN/m^2$$

$$\tau_{Rd1} = 0{,}13\left(1 + \sqrt{20/d}\right) * (100 \times \rho \times f_{ck})^{1/3}$$

$$\tau_{Rd1} = 0{,}403\ MPa = 403\ \ kN/m^2$$

$$\tau_{Sd} < \tau_{Rd1} \rightarrow OK!$$

Para criação do modelo, considerou-se a adoção de barras de ancoragem de Ø32, sendo assim, deve-se verificar a tensão existente nestas barras e compará-la com a tensão admissível de um tirante de uso permanente:

$$\sigma_{atuante} = \frac{F(barra\ mais\ solicitada)}{A_{s,barra}} = \frac{190{,}82}{8{,}04} = 23{,}7\ kN/cm^2 = 237MPa$$

$$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1{,}75} \times 0{,}9 = 257MPa$$

$$\sigma_{adm} > \sigma_{atuante} \rightarrow OK!$$

### 6.5.11.6.Muros do vão vertente

6.5.11.6.1.Análise e dimensionamento

O muro é dimensionado como uma barra (trecho de 1m de largura) engastada em sua base, sendo solicitado por uma coluna d'água.

O trecho mais desfavorável para dimensionamento do muro é o trecho inclinado, caso em que a coluna d'água age em apenas um lado do muro, sendo este um caso excepcional para a estrutura em questão.

Adota-se linha d'água 1m abaixo do topo do muro.

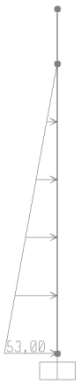



**Figura 87 – Modelo de cálculo do muro do vão vertente**

$$M = 248{,}1\ kN.m\ ;\ M_d = 297{,}7\ kN.m$$

$$h = 80cm\ ;\ d = 74cm\ ;\ f_{ck} = 30MPa$$

$$A_S = 9{,}4\ cm^2$$

A armadura necessária demonstra-se inferior à malha base de Ø20c/20, sendo adotada a segunda.

### 6.5.11.7.Galeria da válvula dispersora

#### 6.5.11.7.1.Análise e dimensionamento

A galeria da válvula dispersora é dimensionada como um conduto, sendo modelada como um trecho de 1m apoiado em sua base sobre molas não-lineares solicitadas somente à compressão.

O trecho mais desfavorável para dimensionamento da galeria é o trecho anterior à rampa de saída, caso em que a galeria apresenta as maiores dimensões, sem alteração da espessura dos elementos.

Como a galeria terá níveis de água semelhantes no seu interior e exterior, a única carga relevante ao seu dimensionamento será o peso próprio.

Será adotada armadura de malha base para a galeria da válvula dispersora.

### 6.5.11.8.Casa de comando

#### 6.5.11.8.1.Modelagem numérica

A casa de comando é modelada através de elementos de barra (*Frames*), em que os pilares são engastados em sua base e conectados às vigas por meio de elementos de rigidez infinita.

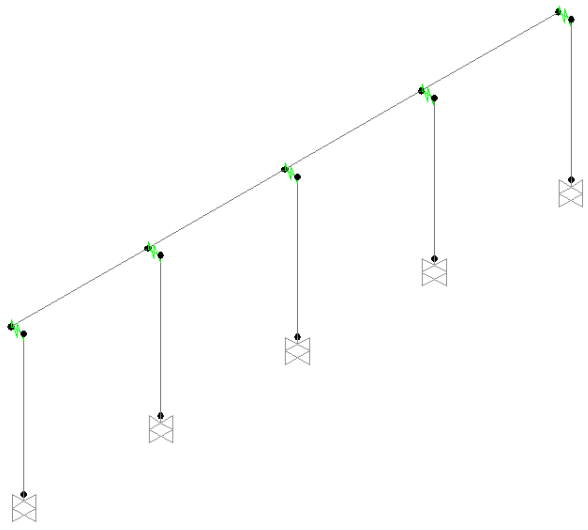


**Figura 88 – Modelo de cálculo da casa de comando**

6.5.11.8.2.Carregamentos

Utiliza-se o valor estimado de 200kN, no apoio da ponte rolante mais solicitado. A aplicação da carga da ponte rolante é feita com um fator de majoração adicional de 1,2, referente ao impacto dinâmico.

Por forma a considerar a carga advinda da ponte rolante, é aplicada carga móvel percorrendo toda extensão da viga, entre as barras 6 e 9 da figura abaixo:

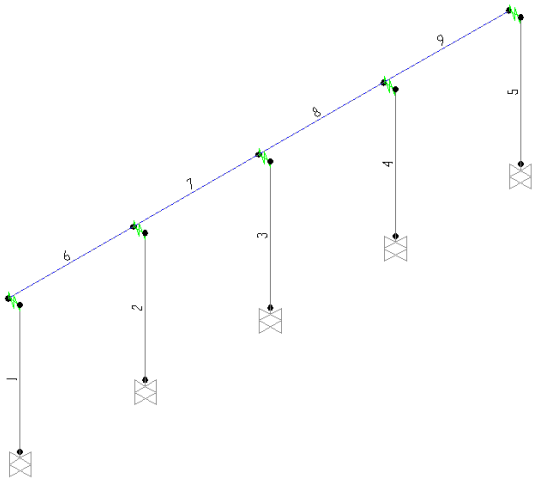



**Figura 89 – Caminho da ponte rolante – Numeração das barras**

O peso próprio da cobertura é considerada no topo do pilar onde considera-se sobrecarga de 1kN/m$^2$.

6.5.11.8.3.Análise e dimensionamento

Abaixo é demonstrado o esforço atuante na viga mais solicitada e seu dimensionamento (CCN-Barras):

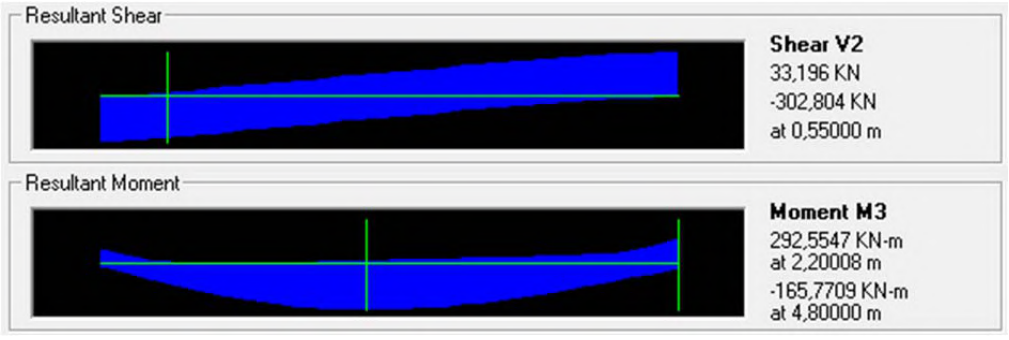



**Figura 90 – Esforços na viga mais solicitada**

$$M_{d,inf} = 292{,}5\ kN.m\ ;\ M_{d,sup} = 165{,}8\ kN.m$$

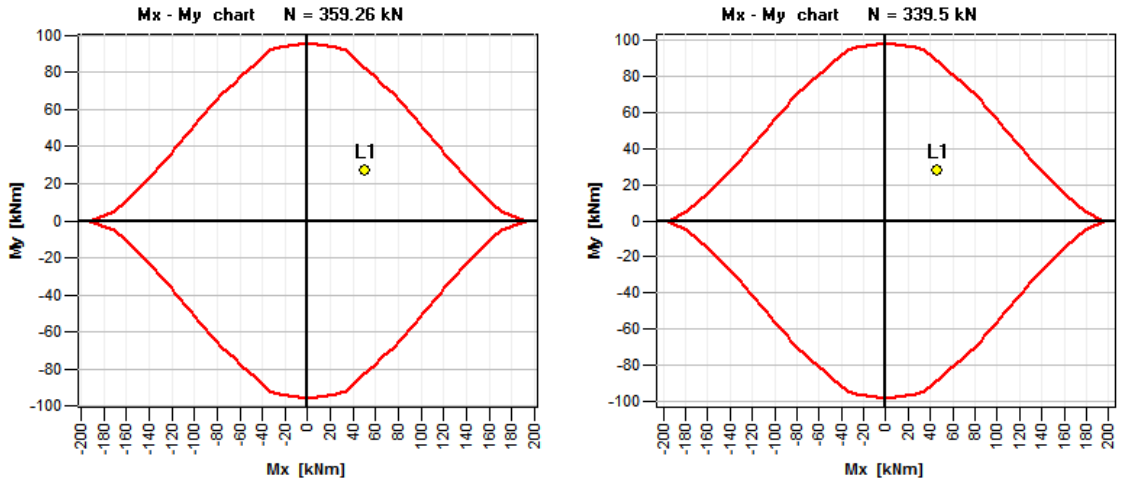
$$h = 60cm\ ;\ d = 55cm\ ;\ f_{ck} = 30MPa$$

$$A_{S,inf} = 13{,}6\ cm^2\ ;\ A_{S,sup} = 7{,}3\ cm^2$$

$$V_{sd} = 302{,}8\ kN\ ;\ V_{c0} = 143{,}4\ kN\ ;\ V_{Rd2} = 840{,}1\ kN$$

$$A_{S,w} = 7{,}6\ cm^2/m$$

Abaixo é demonstrado o diagrama de momentos resistentes dos pilares para cada situação de carregamento (CCN-Barras e CCN-F-Barras), onde considera-se armadura do pilar de 6Ø25:




CCN-Barras CCN-F-Barras

**Figura 91 – Diagramas de momentos resistentes – Consideração de momento de 2ª ordem**

## 6.5.11.9.Consoles e guias das comportas

6.5.11.9.1.Análise e dimensionamento

Os consoles e guias das comportas são dimensionados por meio do modelo de bielas e tirantes, conforme segue:

Classificação dos consolos quanto à geometria:

- Consolo de apoio das vigas da casa de comando:
$$a/d = 0{,}15/0{,}65 = 0{,}23 \rightarrow Consolo\ Muito\ Curto$$
- Consolo de apoio dos pilares da casa de comando:
$$a/d = 0{,}85/1{,}80 = 0{,}47 \rightarrow Consolo\ Muito\ Curto$$
- Consolo de apoio das comportas do descarregador de fundo:
$$a/d = 0{,}44/2{,}20 = 0{,}20 \rightarrow Consolo\ Muito\ Curto$$
- Guia das comportas: *"Guias são dimensionadas como consolo muito curto."*

6.5.11.9.2.Dimensionamento das armaduras:

- Consolo de apoio das vigas da casa de comando:
$V = 341kN$ ; $\gamma_n = 1{,}2$ ; $V_d = 409kN$ ; $H_d = 41kN$
Verificação de esmagamento: $V_d/bd = 2097\,kN/m^2 < 0{,}175 \times f_{cd} = 3750\,kN/m^2 \rightarrow OK!$
Tirantes: $A_{s,tir} = \frac{1}{f_{yd}}\left(\frac{0{,}8V_d}{\mu} + H_d\right) = 6{,}3cm^2$
- Consolo de apoio dos pilares da casa de comando:
$V = 359kN$ ; $\gamma_n = 1{,}2$ ; $V_d = 431kN$ ; $H_d = 43kN$
Verificação de esmagamento: $V_d/bd = 798\,kN/m^2 < 0{,}175 \times f_{cd} = 3750\,kN/m^2 \rightarrow OK!$
Tirantes: $A_{s,tir} = \frac{1}{f_{yd}}\left(\frac{0{,}8V_d}{\mu} + H_d\right) = 6{,}6cm^2$
- Consolo de apoio das comportas do descarregador de fundo:
$V = 10{,}7kN/m$ ; $\gamma_f = 1{,}4$ ; $\gamma_n = 1{,}2$ ; $V_d = 18kN$ ; $H_d = 2kN$
Verificação de esmagamento: $V_d/bd = 8{,}2\,kN/m^2 < 0{,}175 \times f_{cd} = 3750\,kN/m^2 \rightarrow OK!$
Tirantes: $A_{s,tir} = \frac{1}{f_{yd}}\left(\frac{0{,}8V_d}{\mu} + H_d\right) = 0{,}3cm^2/m$
- Guia das comportas:
$V = 234kN/m$ ; $\gamma_f = 1{,}4$ ; $\gamma_n = 1{,}2$ ; $V_d = 393kN$ ; $H_d = 39kN$

Tirantes: $A_{s,tir} = \frac{1}{f_{yd}}\left(\frac{0{,}8V_d}{\mu} + H_d\right) = 6{,}1cm^2/m$

## 6.5.12.CROQUIS

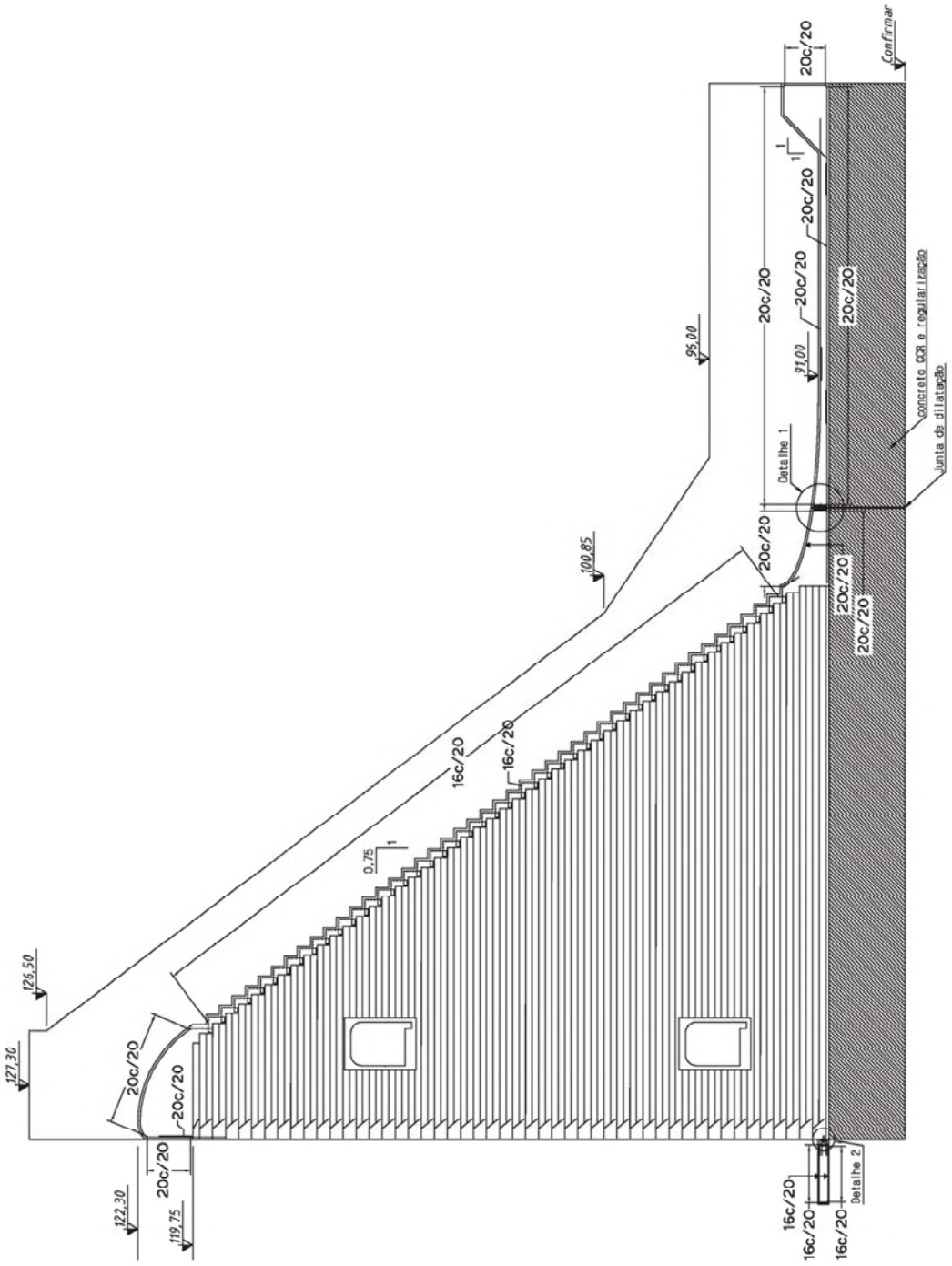



**Figura 92 - Seção A – Armadura do vão vertente**

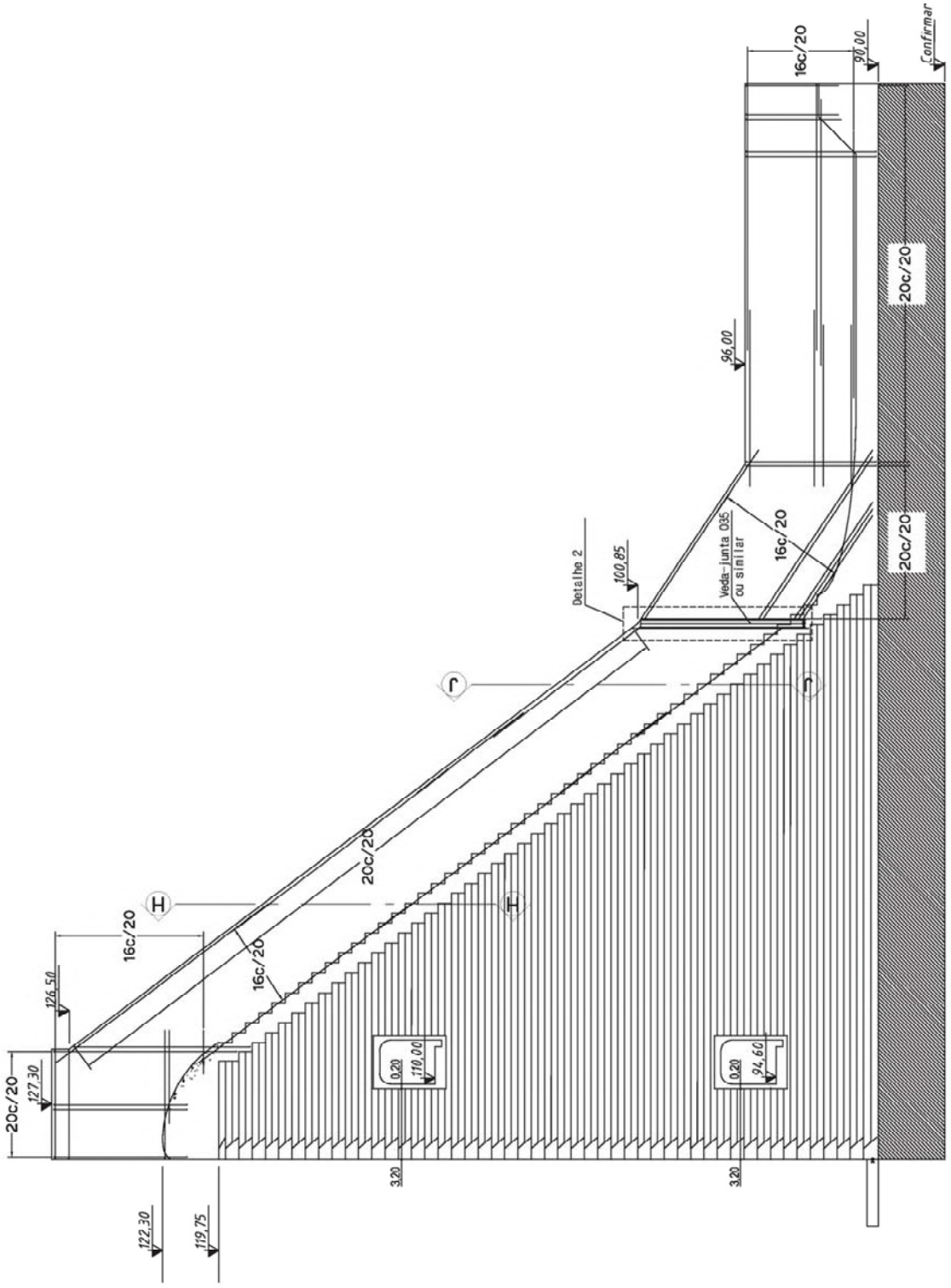



**Figura 93 - Seção B - Armadura do muro**

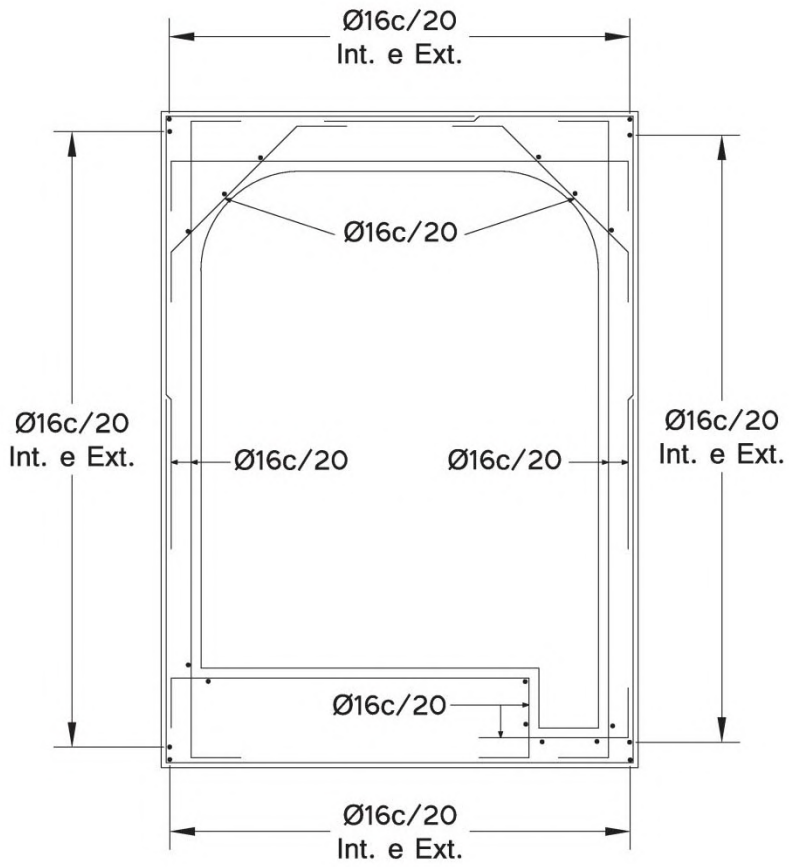



**Figura 94 – Armadura da galeria de drenagem**

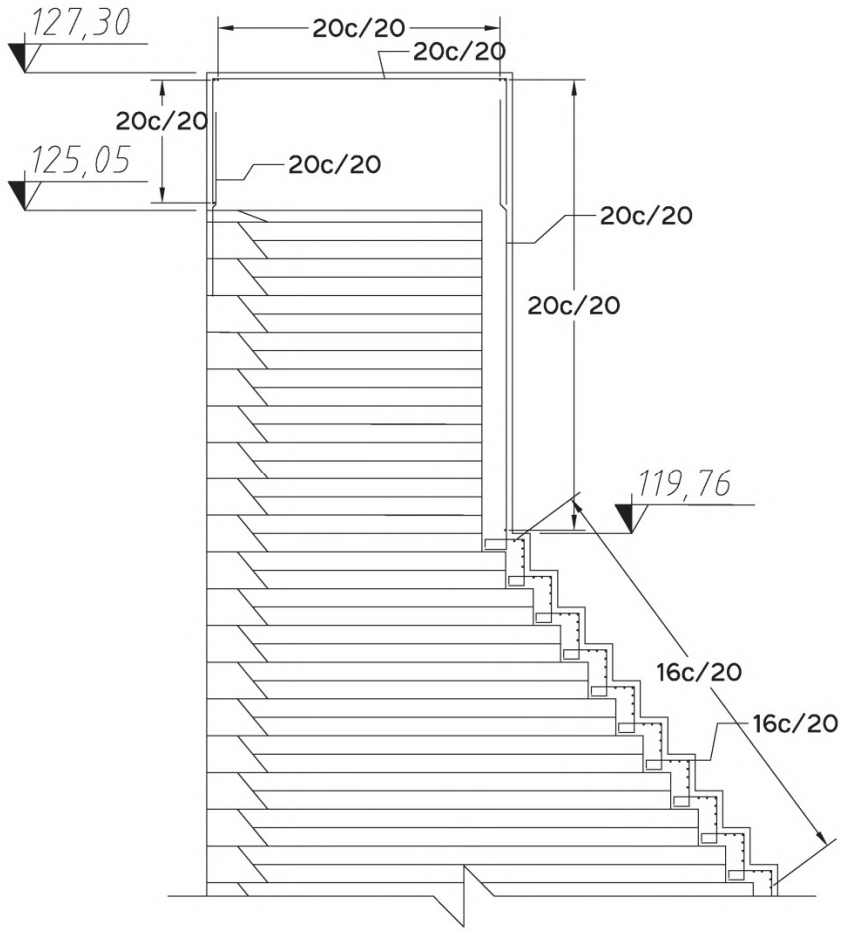



**Figura 95 - Seção C - Armadura do topo da barragem**

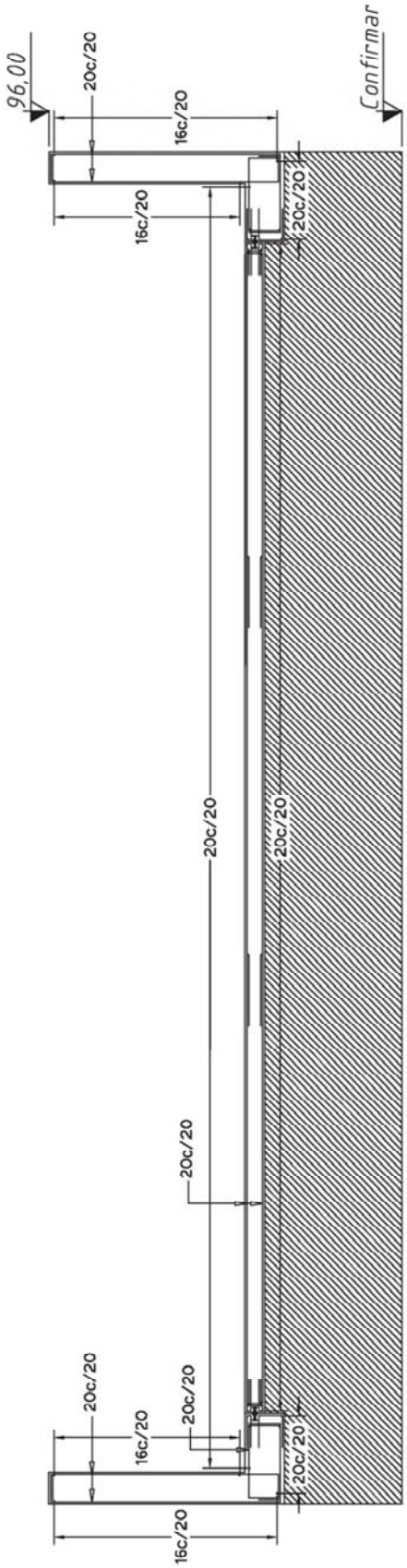



**Figura 96 - Seção D - Armadura da laje de jusante e muros**

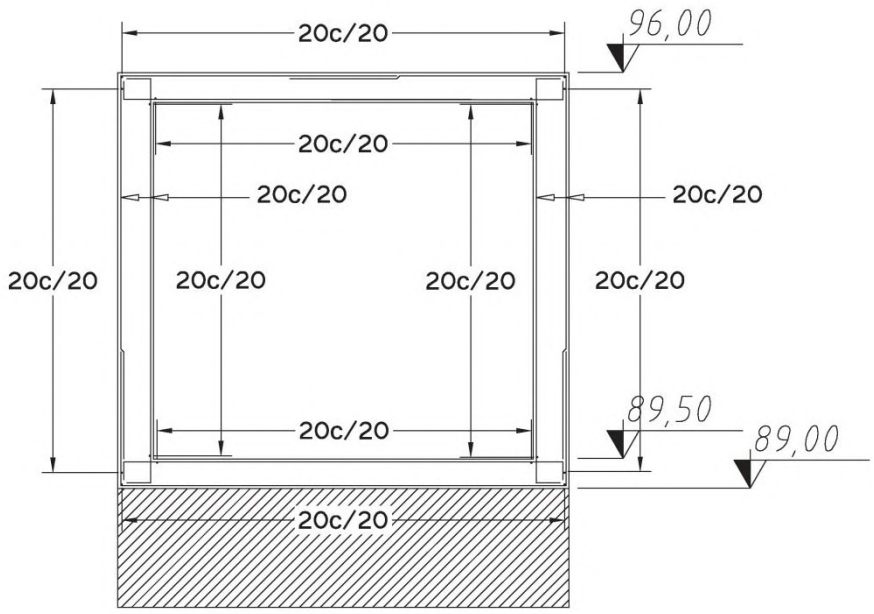



**Figura 97 - Seção E - Armadura da galeria da válvula dissipadora**

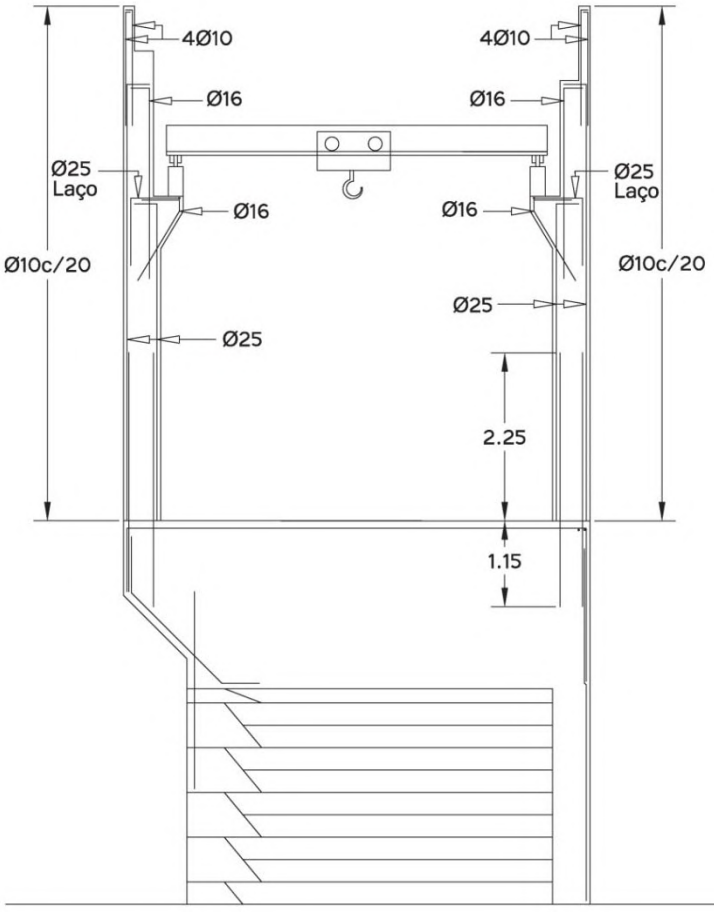



**Figura 98 - Seção F - Armadura dos pilares da casa de comando**

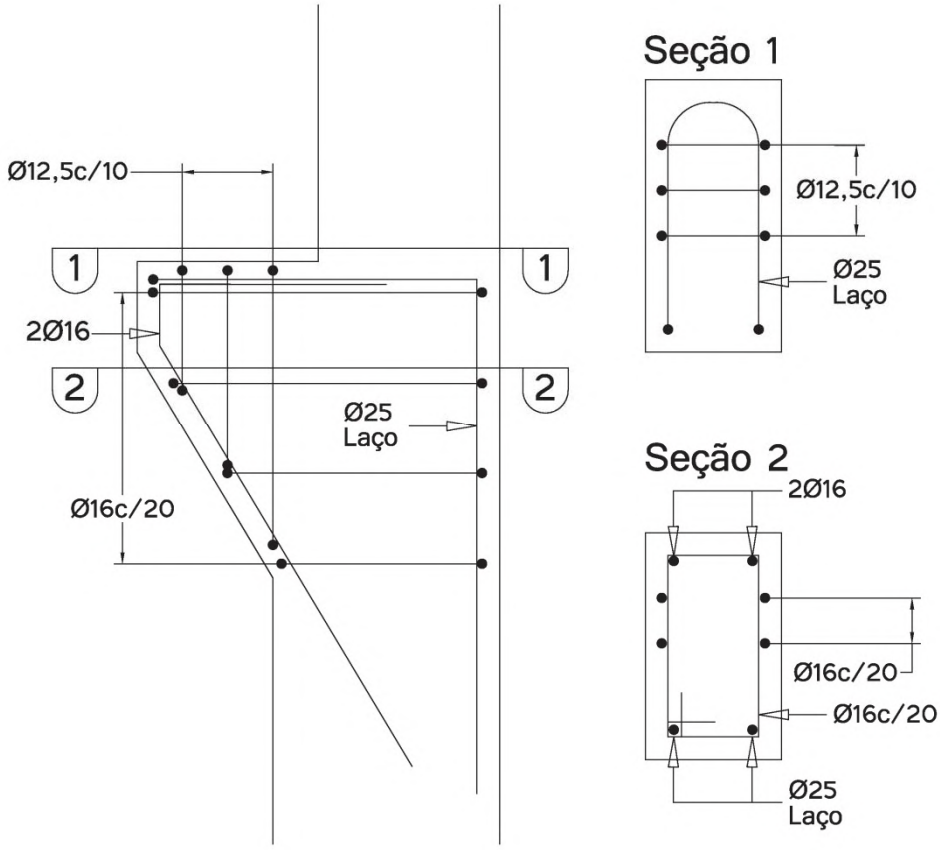



**Figura 99 - Seção F - Armadura dos pilares da casa de comando**

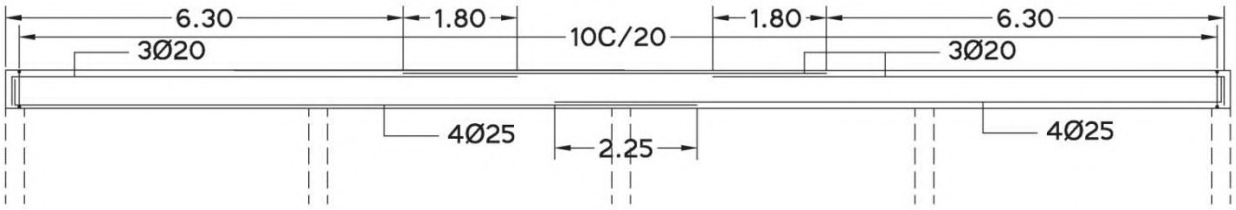



**Figura 100 - Armadura das vigas da casa de comando**

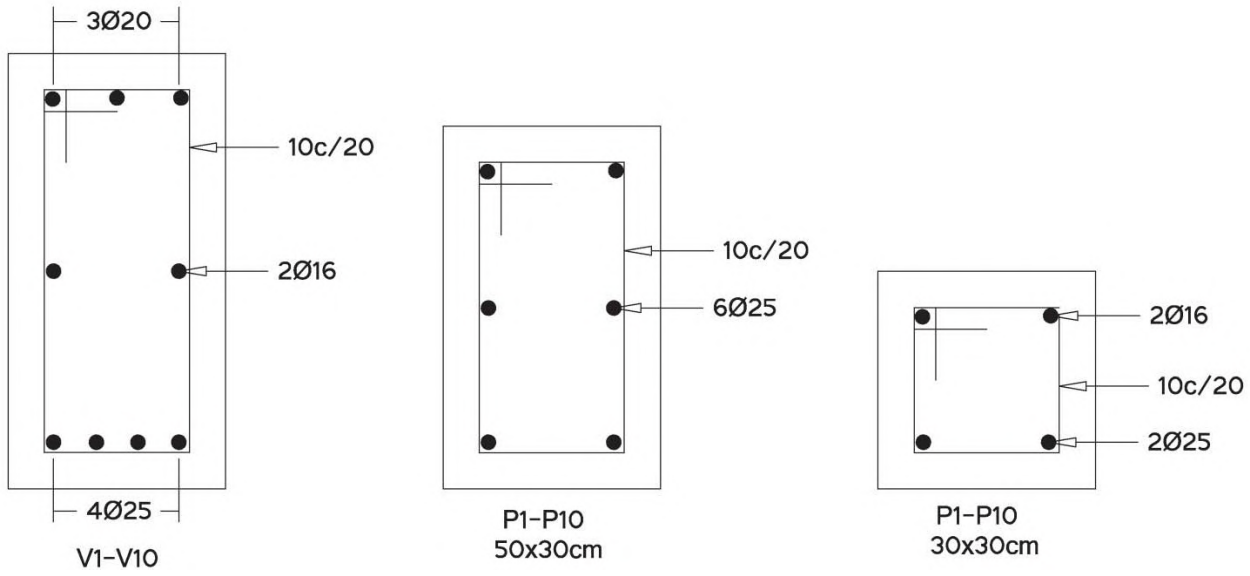



**Figura 101 - Seções dos elementos da casa de comando**

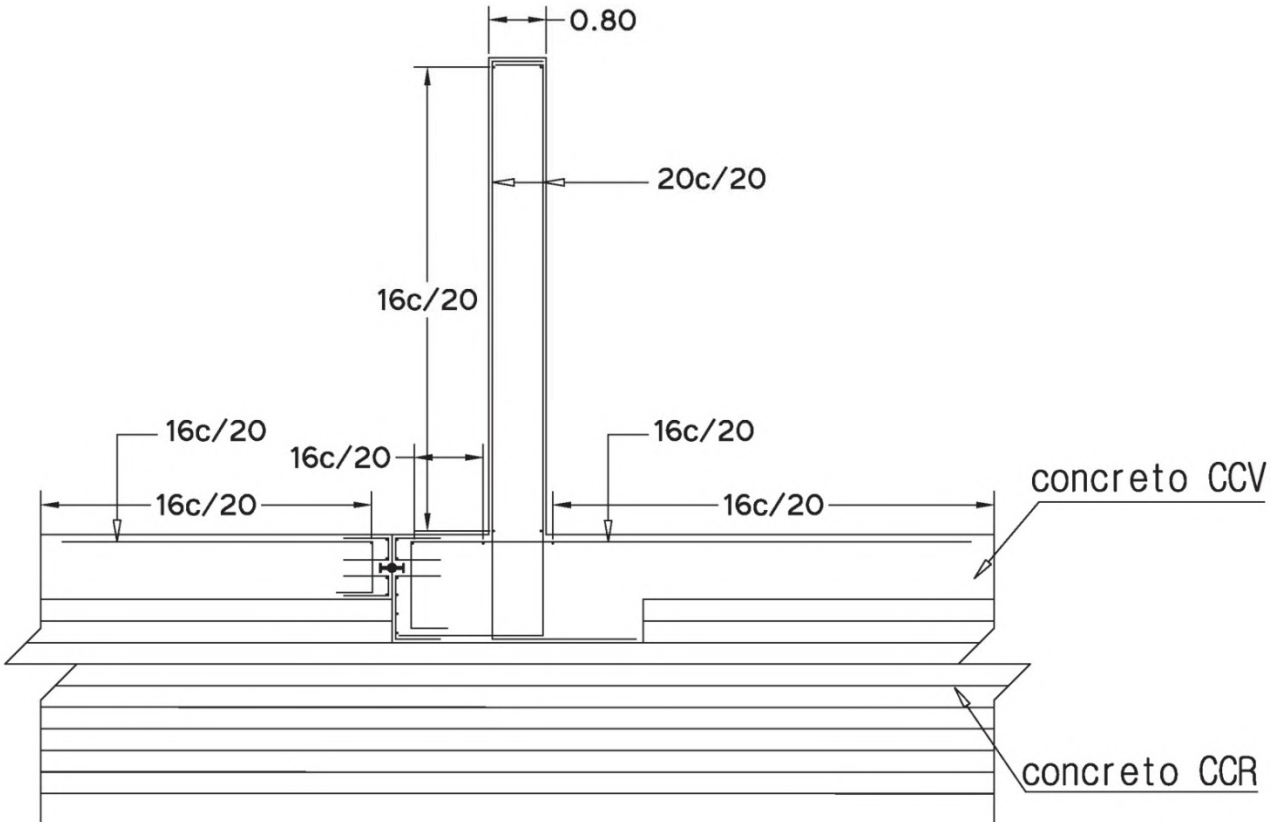



**Figura 102 - Seção H**

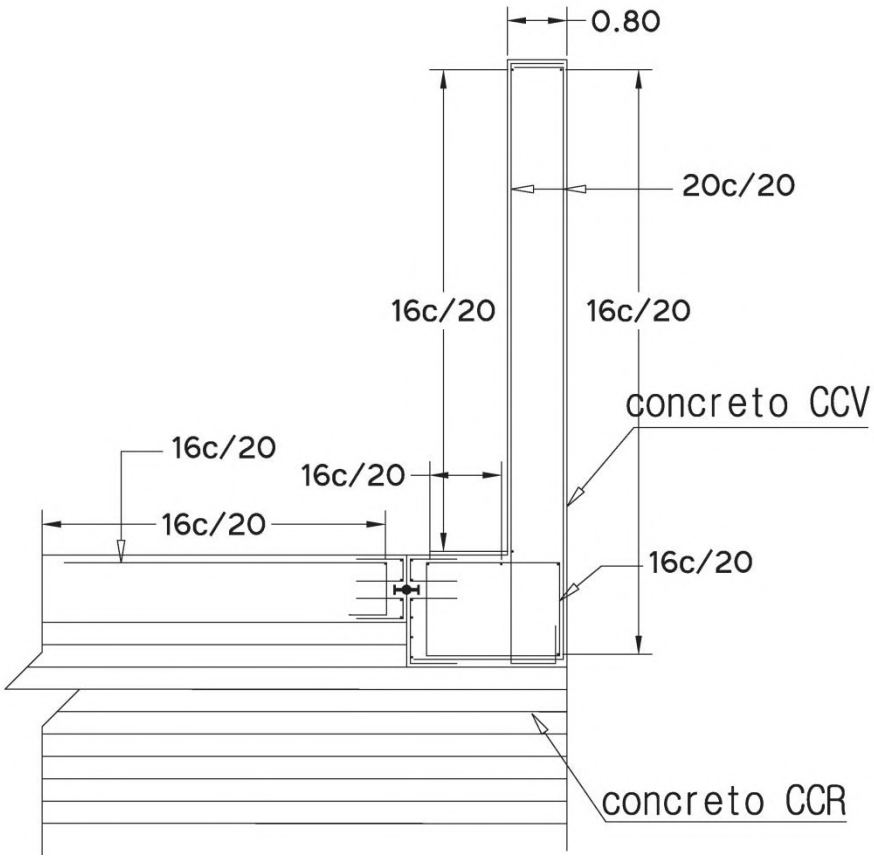



**Figura 103 - Seção J**

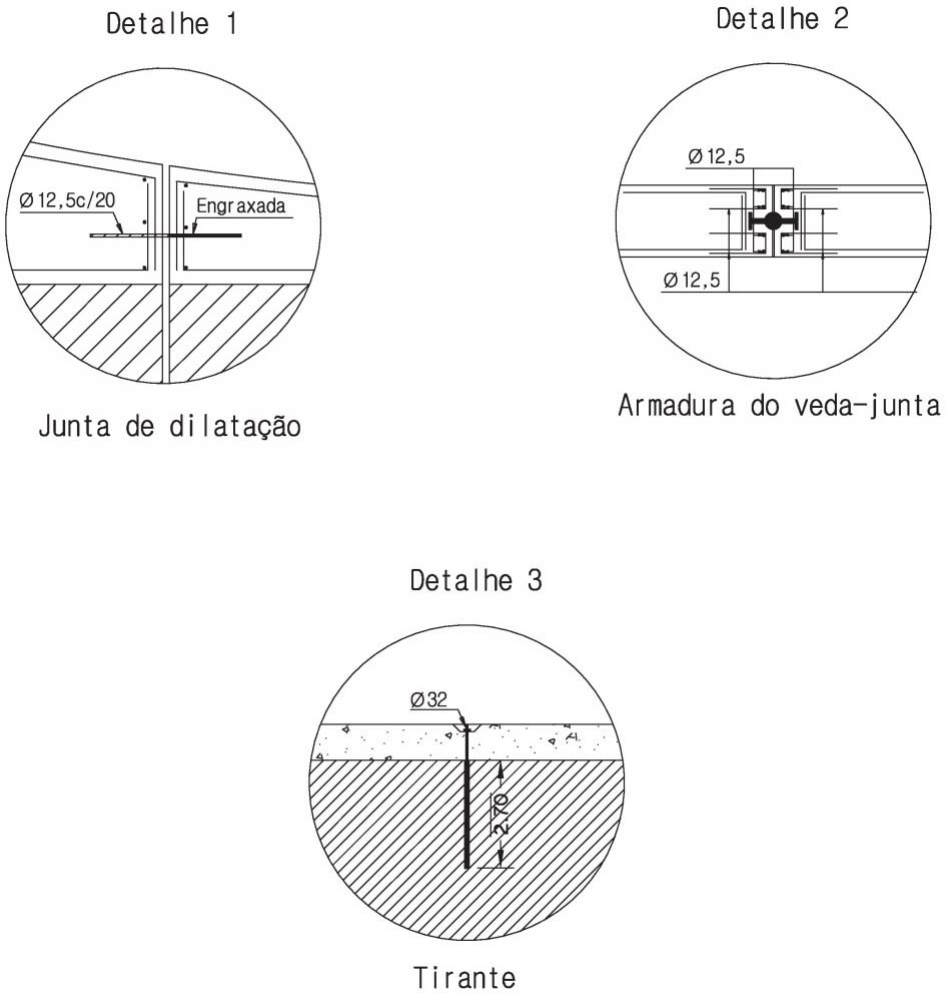



**Figura 104 - Detalhes**

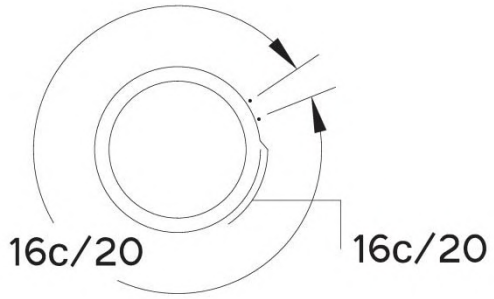



**Figura 105 - Conduto da válvula dissipadora**

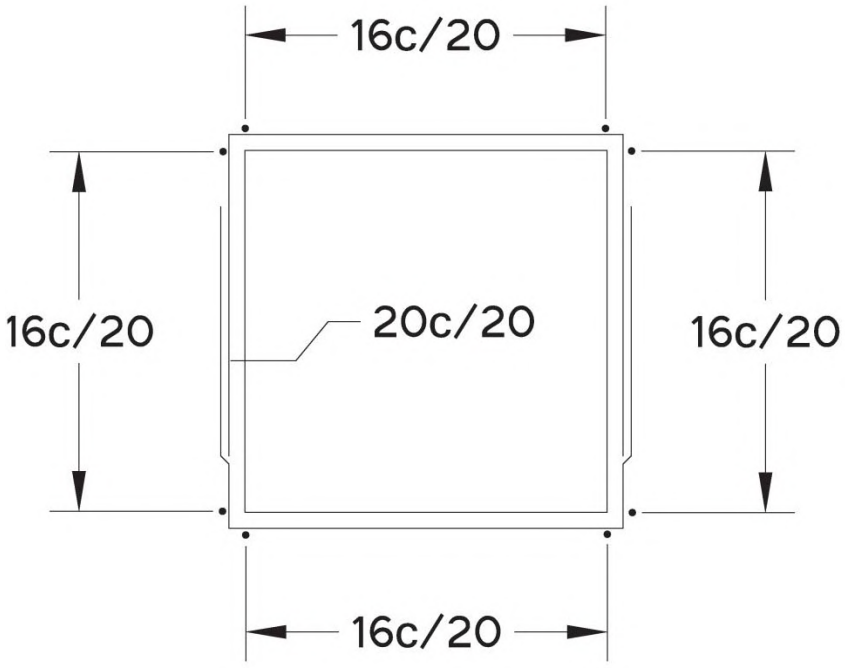



**Figura 106 – Revestimento do conduto de descarga de fundo**

## 6.6. Estrutura de fechamento do túnel de desvio

Esta memória de cálculo tem por objetivo demonstrar de forma sucinta os aspectos mais relevantes no dimensionamento estrutural dos reforços da estrutura de fechamento do túnel de desvio, no canal de desvio da barragem para contenção de cheias do Rio Itajaí Mirim, denominada Barragem Botuverá.

### 6.6.1. Documentos de referência

- 5039-DE-CV-001/010: OBRAS CIVIS – BARRAGEM BOTUVERÁ;
- 5039-DE-GG-003: LOCALIZAÇÃO DAS SONDAGENS;
- BARRAGEM BOTUVERÁ – ANÁLISE DE ESTABILIDADE – MEMÓRIA DE CÁLCULO;
- BARRAGEM BOTUVERÁ – DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL – MEMÓRIA DE CÁLCULO.

### 6.6.2. Bibliografia principal


- CBDB. Guia Básico de Segurança de Barragens. CBDB, Rio de Janeiro/RJ, 1999;
- Centrais Elétricas Brasileiras S.A. Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas. CBDB/Eletrobrás, 1993.
- DEPARTAMENT OF THE ARMY. EM 1110-2-2200 - Gravity Dam Design. Department of the Army, Washington/DC/EUA, 1995.
- ABNT NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento


### 6.6.3. Pârametros de projeto

#### 6.6.3.1.Níveis de Água

Adotou-se para a tomada d'água os mesmos níveis d'água admitidos para a barragem:

| Tempo de Retorno | Nível d'água à montante(m) |
|---|---|
| Normal | 107,30 |
| Máximo (1000 anos) | 122,30 |

**Tabela 79 – Níveis de Água de Projeto à montante da barragem**

### 6.6.3.2.Parâmetros Geotécnicos da Fundação

O maciço rochoso presente no leito do rio é constituído de rochas metamórficas xistosas, Micaxisto. A definição dos parâmetros de resistência foi feita de forma conservadora, com base na literatura, estes valores devem ser revistos em estudo geotécnico adequado.

### 6.6.3.3.Parâmetros da interface concreto-rocha

$\sigma$admissível na rocha de fundação ..... 10 MPa

K (coeficiente de reação da fundação) .....200.000kN/m$^3$

### 6.6.3.4.Peso Próprio dos Materiais

Concreto armado .....$\gamma$= 25 kN/m$^3$

Água .....$\gamma$= 10 kN/m$^3$

Solo .....$\gamma$= 18 kN/m$^3$

### 6.6.4. Modelagem estrutural

Para o dimensionamento da tomada d'água foi adotado modelos numérico formados de elementos de casca (*shell)*, onde ocorrem esforços fora do plano do elemento.

Como condição de contorno considerou-se que a estrutura encontra-se apoiada sobre molas não-lineares que agem apenas à compressão, em toda região de contato da estrutura com o maciço.

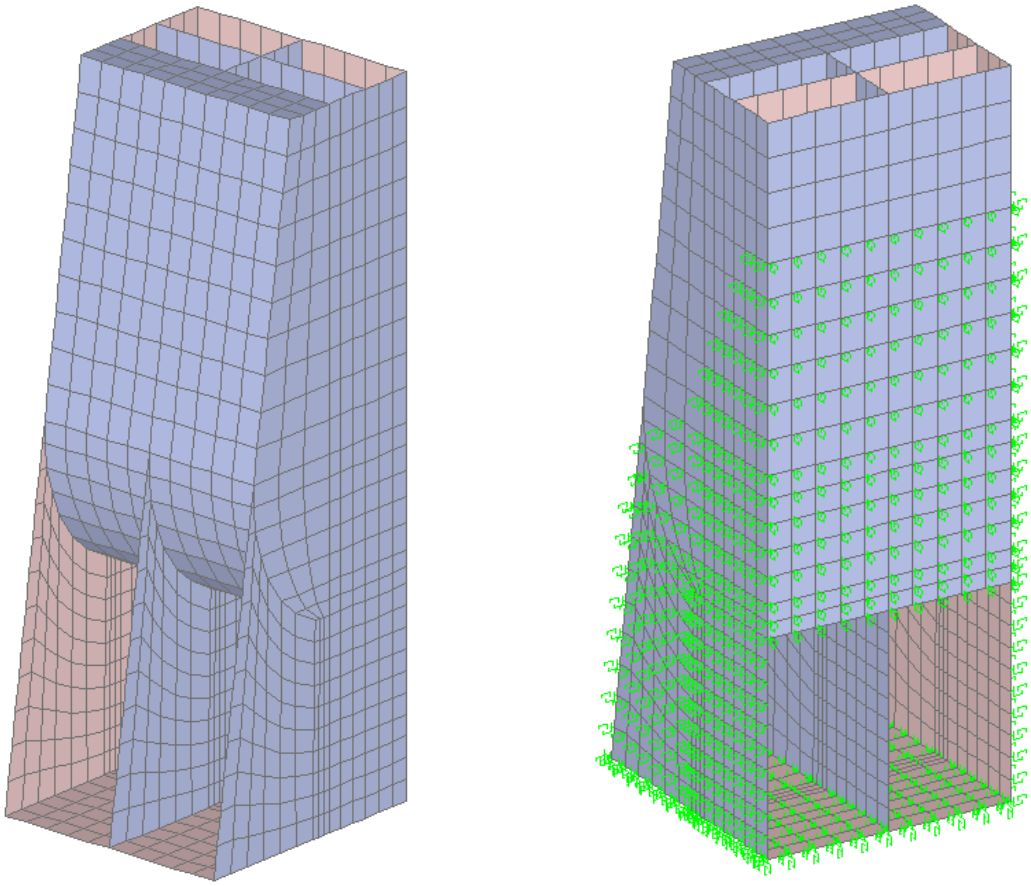


**Figura 107 – Geometria do modelo numérico da Tomada d'água**

## 6.6.5. CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO

As condições de carregamento adotadas são separadas de acordo com o tipo de elemento a ser analisado, adotando desta forma apenas os carregamentos relevantes a cada elemento.

### 6.6.5.1.Corpo da barragem e galeria do dissipador

6.6.5.1.1.Caso de Carregamento Normal – Comportas abertas (CCN-Aberto)

- Nível de água normal: El. 107,30 m;
- Peso próprio;
- Empuxo hidrostático;
- Subpressão;
- Comportas Abertas.

6.6.5.1.2.Caso de Carregamento Normal – Comportas Fechadas (CCN-Fechado)

- Nível de água normal: El. 107,30 m;
- Peso próprio;
- Empuxo hidrostático;
- Subpressão;
- Comportas Fechadas.

6.6.5.1.3.Caso de Carregamento Normal – Comportas abertas (CCE-Aberto)

- Nível de água máximo (1000 anos): El. 122,30 m;
- Peso próprio;
- Empuxo hidrostático;
- Subpressão;
- Comportas Abertas.

6.6.5.1.4.Caso de Carregamento Normal – Comportas Fechadas (CCE-Fechado)

- Nível de água máximo (1000 anos): El. 122,30 m;
- Peso próprio;
- Empuxo hidrostático;
- Subpressão;
- Comportas Fechadas.

## 6.6.6. COMBINAÇÕES DE CARREGAMENTO

As combinações de carregamento incorporam aos casos de carregamento os correspondentes coeficientes de majoração:

**CCN-Aberto**: 1,4 DEAD + 1,4 EA + 1,4 SUB

**CCN-Fechado**: 1,4 DEAD + 1,4 EA + 1,4 SUB

**CCE-Aberto**: 1,2 DEAD + 1,2 EA + 1,2 SUB

**CCE-Fechado**: 1,2 DEAD + 1,2 EA + 1,2 SUB

Legenda:

DEAD: Peso próprio

EA : Empuxo d'água com NA correspondente ao caso de carregamento

SUB: Subpressão

### 6.6.7. Geometria da estrutura

#### 6.6.7.1.Plantas e cortes da estrutura

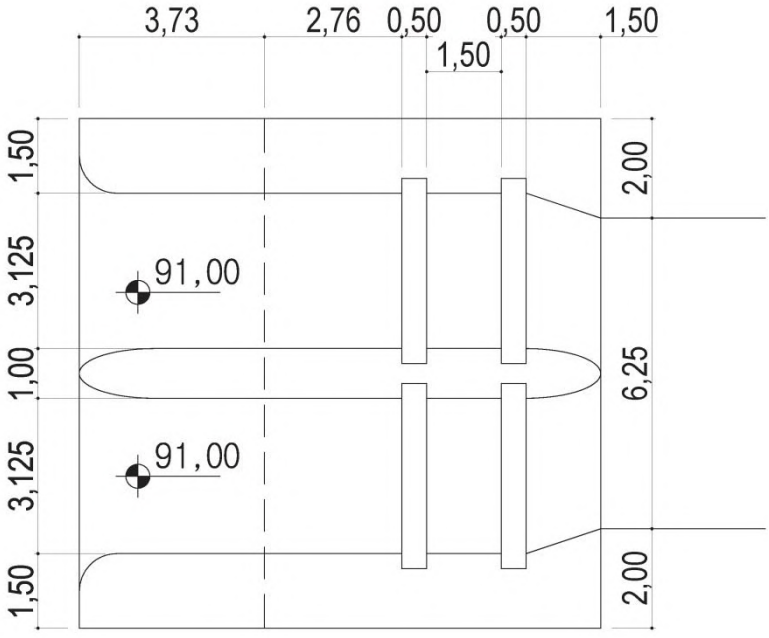



**Figura 108 - Planta baixa da TA**

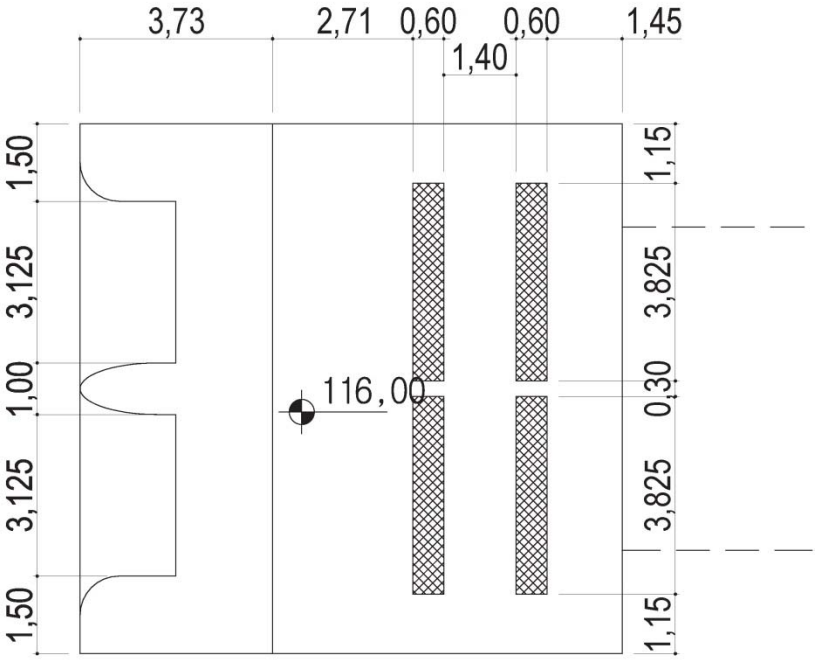



**Figura 109 - Planta de cobertura da TA**

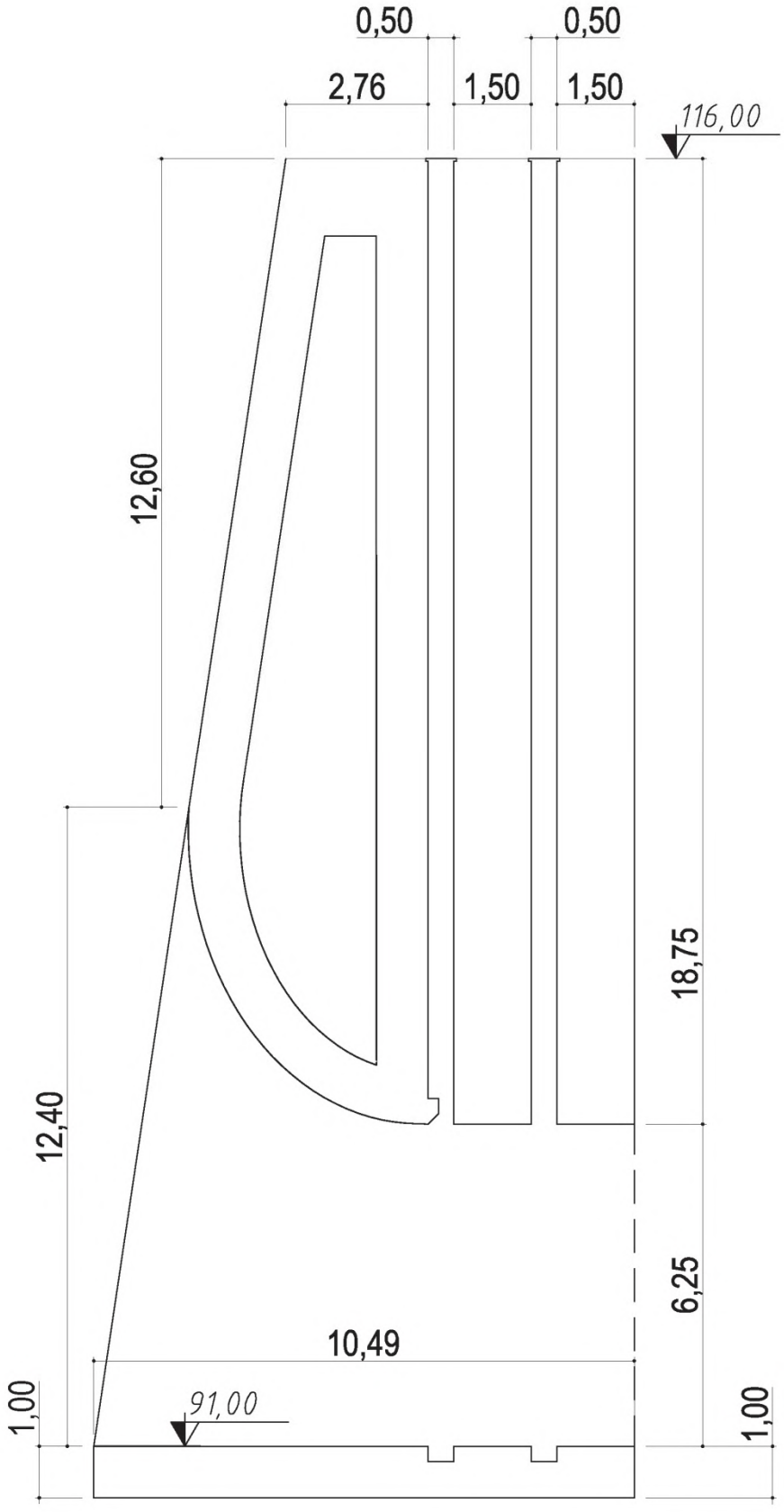



**Figura 110 - Planta de cobertura da TA**

### 6.6.8. Dimensionamento estrutural

O dimensionamento estrutural da tomada d'água leva a tensões relevantes apenas na laje inferior e paredes laterais, sendo assim, apenas estas regiões serão aqui demonstradas, adotando armadura mínima de Ø16c/20 nas paredes sem contato com fluxo, e de Ø20c/20 nas paredes que apresentam contato com o fluxo de água.

Abaixo são demonstrados os diagramas de armaduras necessárias para atender aos casos de carregamento correspondentes (Limite de 15,7cm$^2$ é correspondente à armadura de Ø20c/20):

#### 6.6.8.1.Laje de fundo

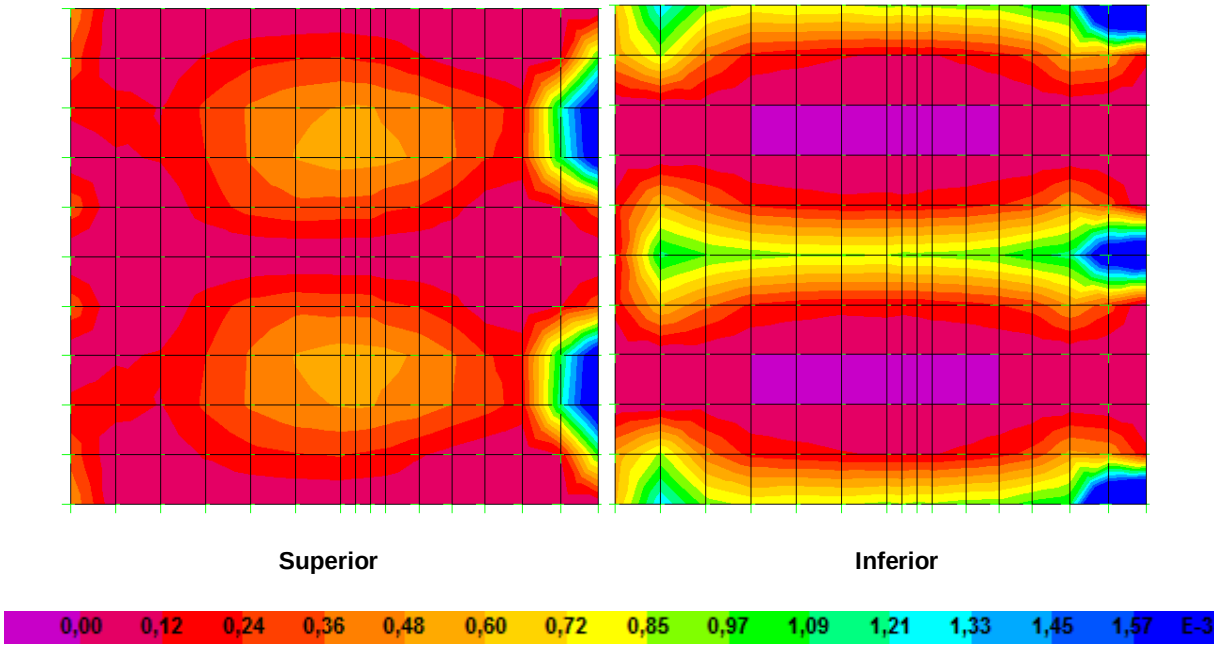



**Figura 111 – Laje inferior – CCN-Aberto – As1**

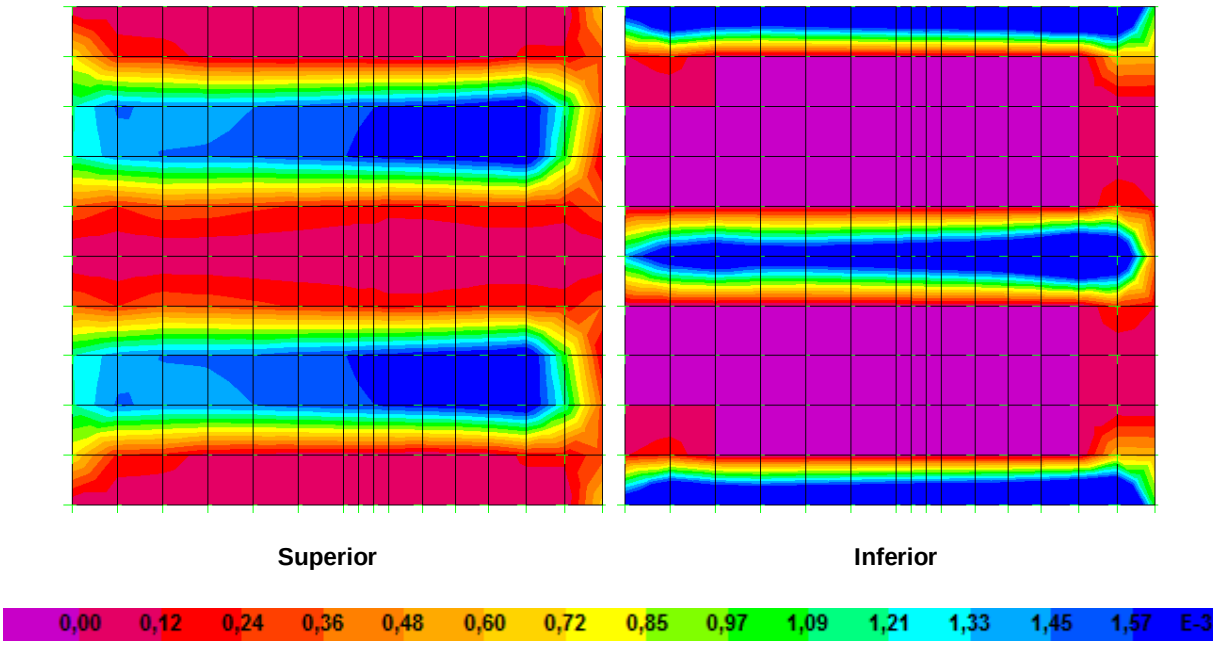



**Figura 112 - Laje inferior – CCN-Aberto – As2**

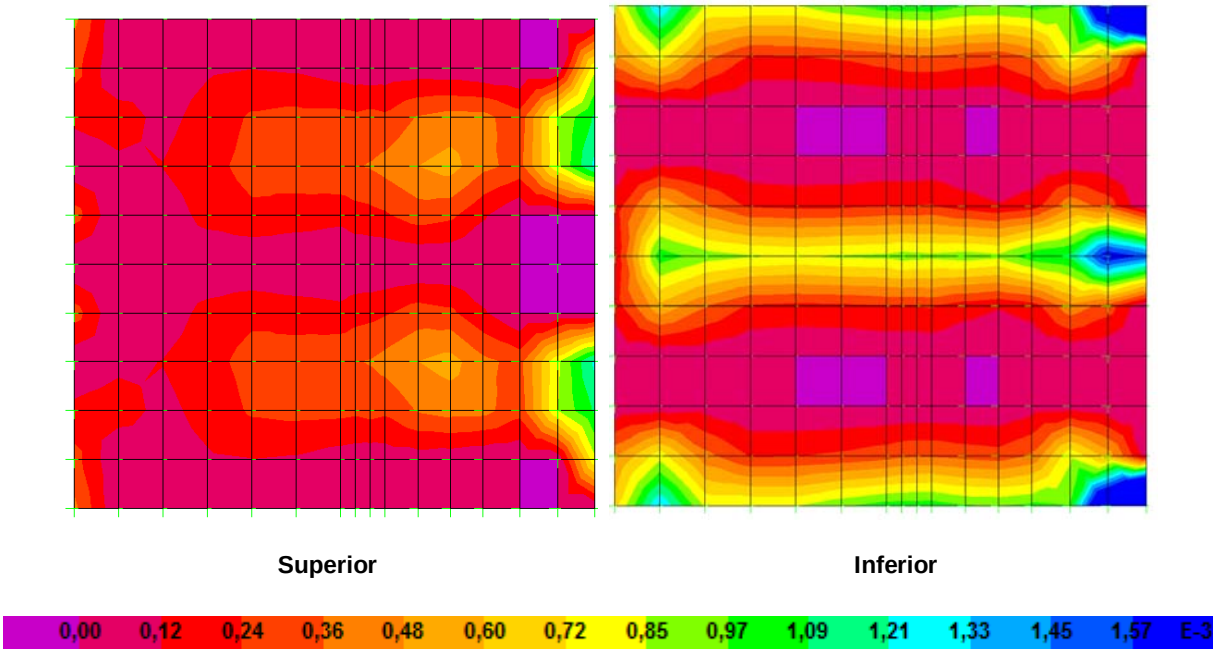



**Figura 113 – Laje inferior – CCN-fechado – As1**

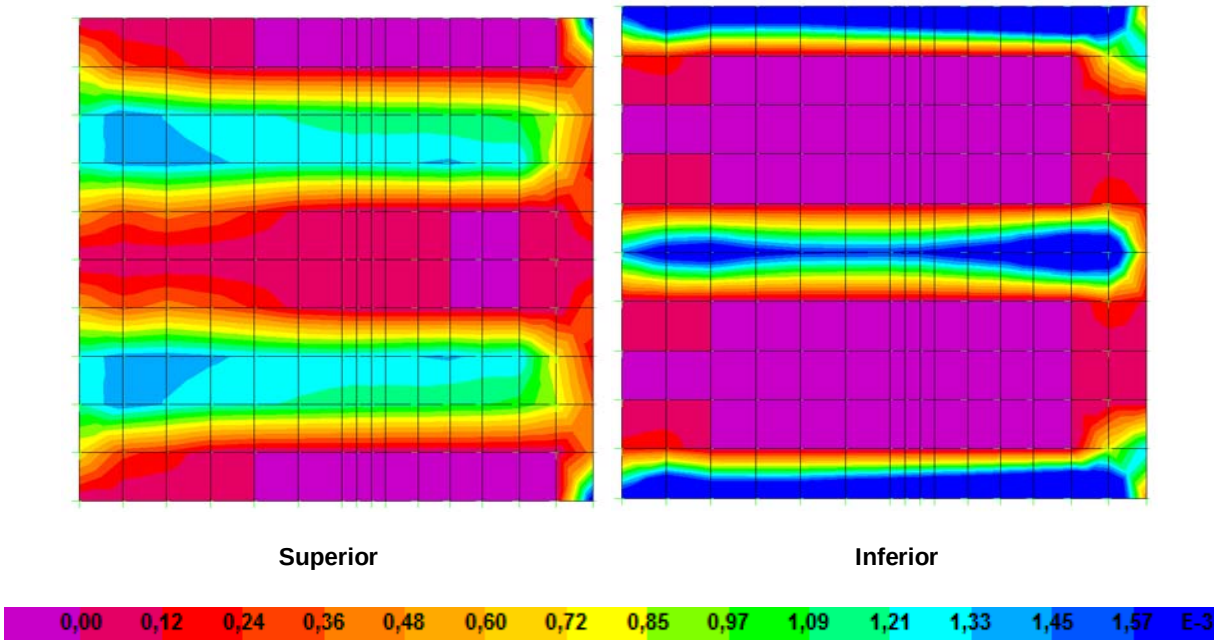



**Figura 114 - Laje inferior – CCN-Fechado – As2**

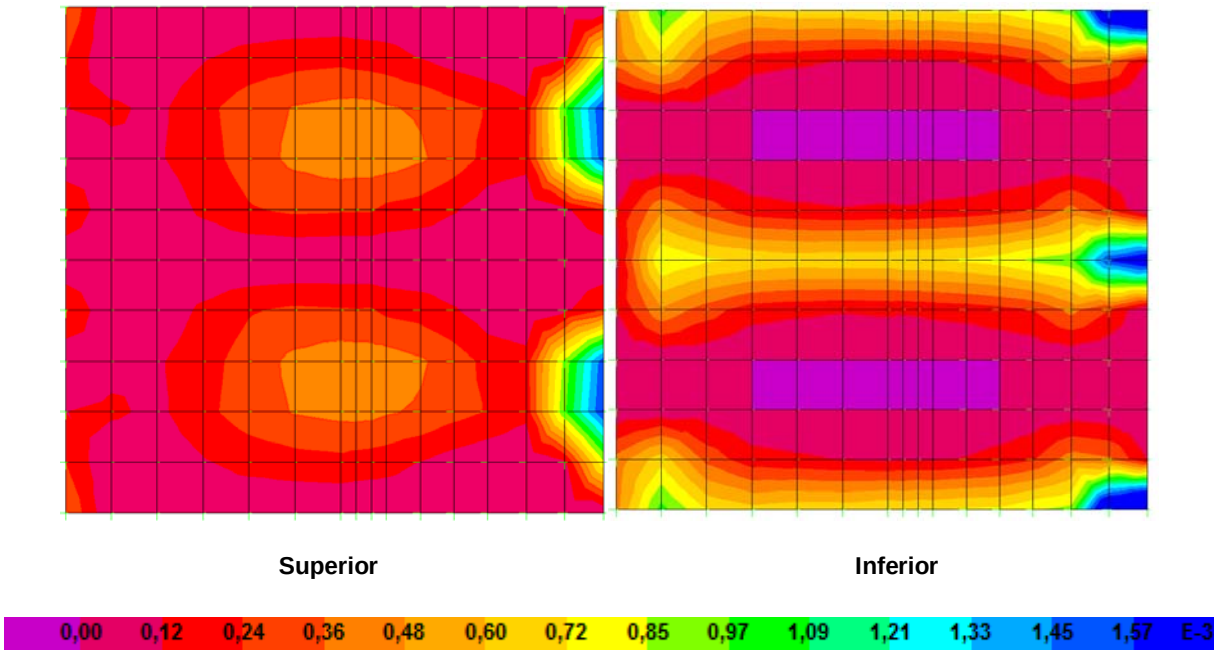



**Figura 115 – Laje inferior – CCE-Aberto – As1**

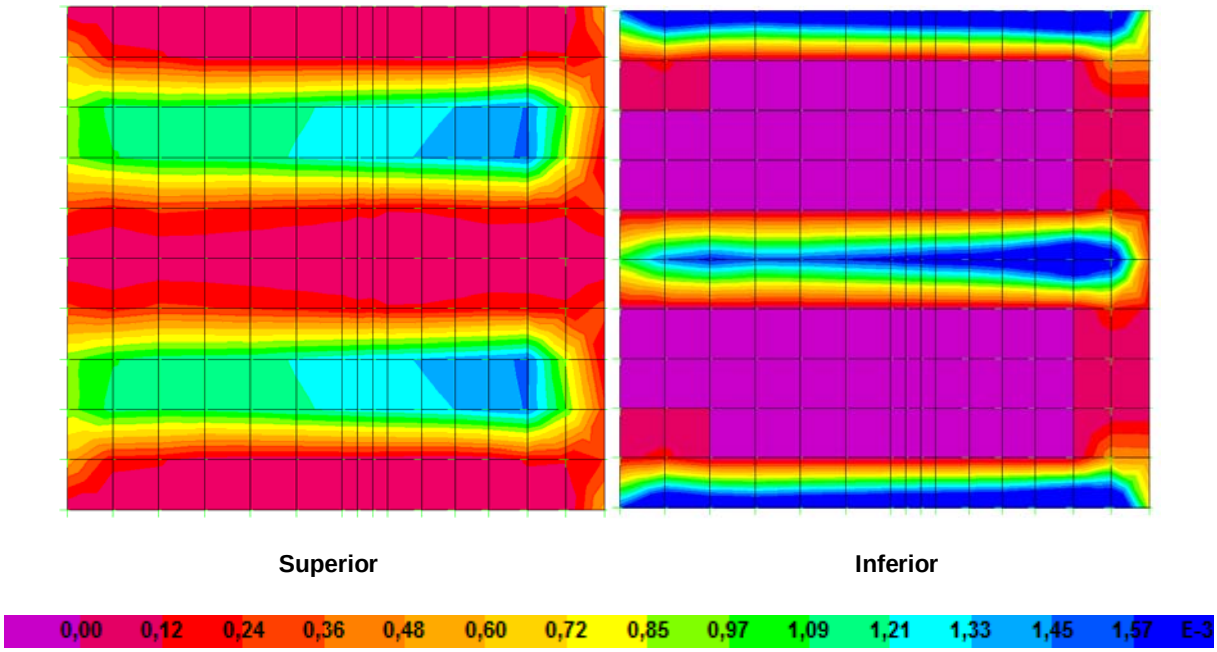



**Figura 116 - Laje inferior – CCE-Aberto – As2**

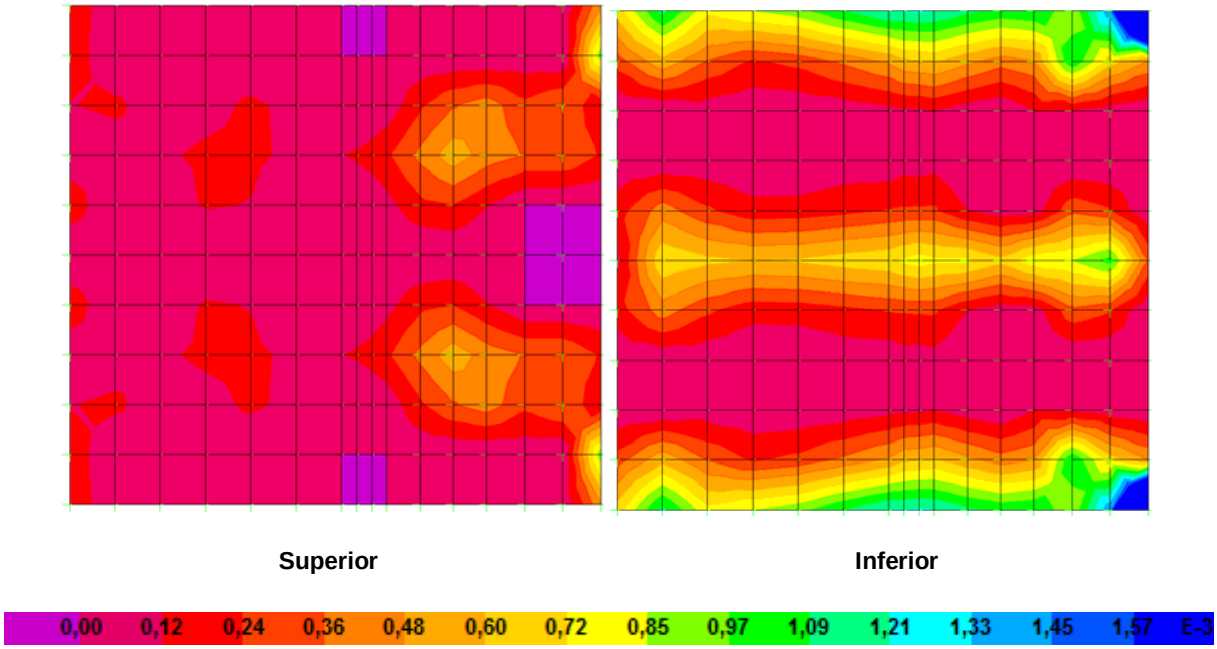



**Figura 117 – Laje inferior – CCN-Fechado – As1**

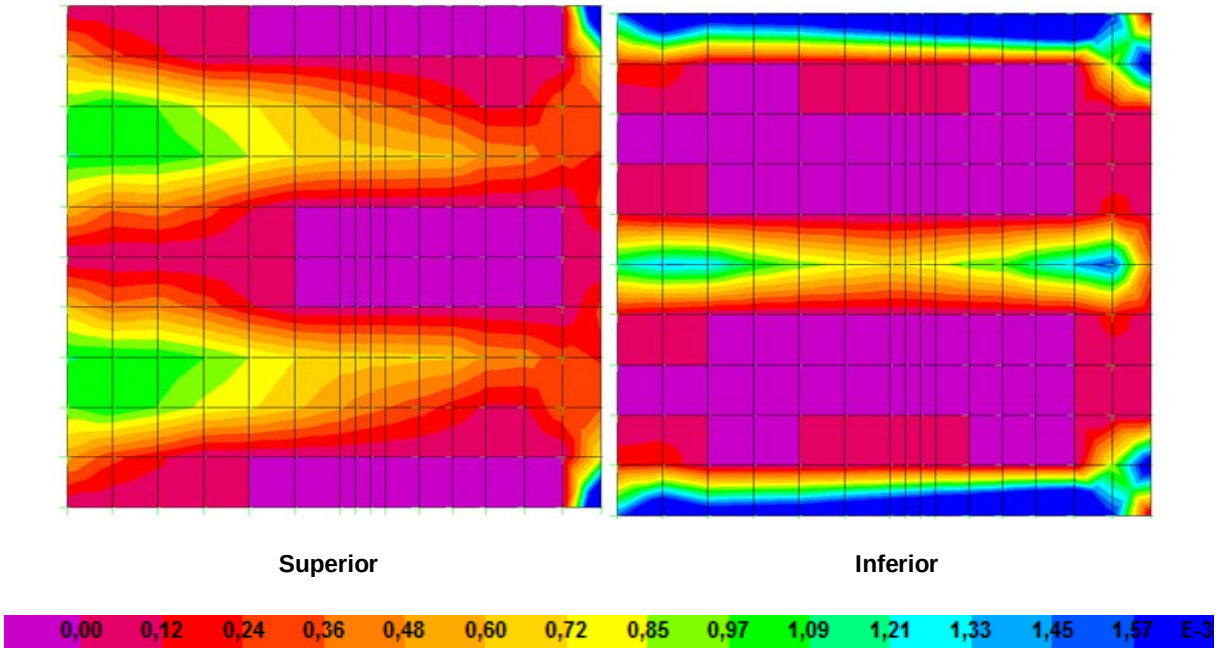



**Figura 118 - Laje inferior – CCN-Fechado – As2**

### 6.6.8.2.Parede lateral

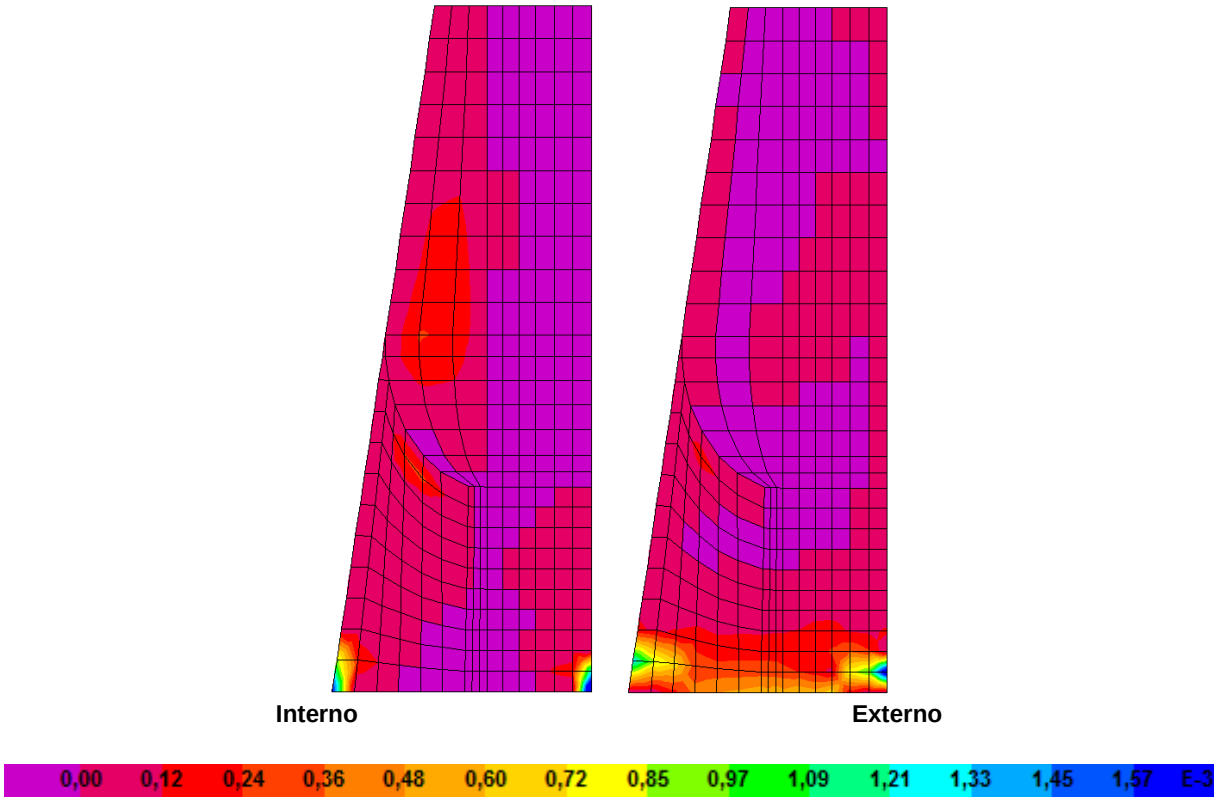



**Figura 119 – Parede lateral – CCN-Aberto – As1**

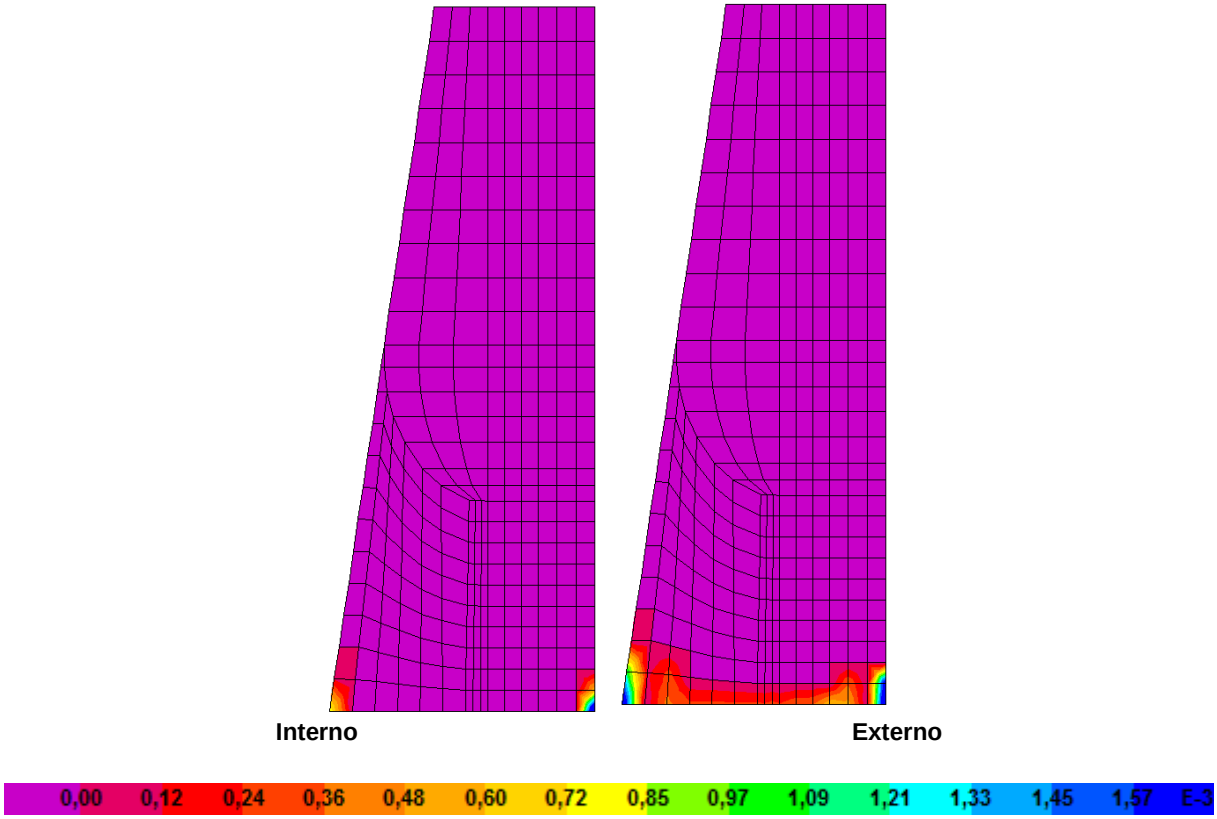



**Figura 120 – Parede lateral – CCN-Aberto – As2**

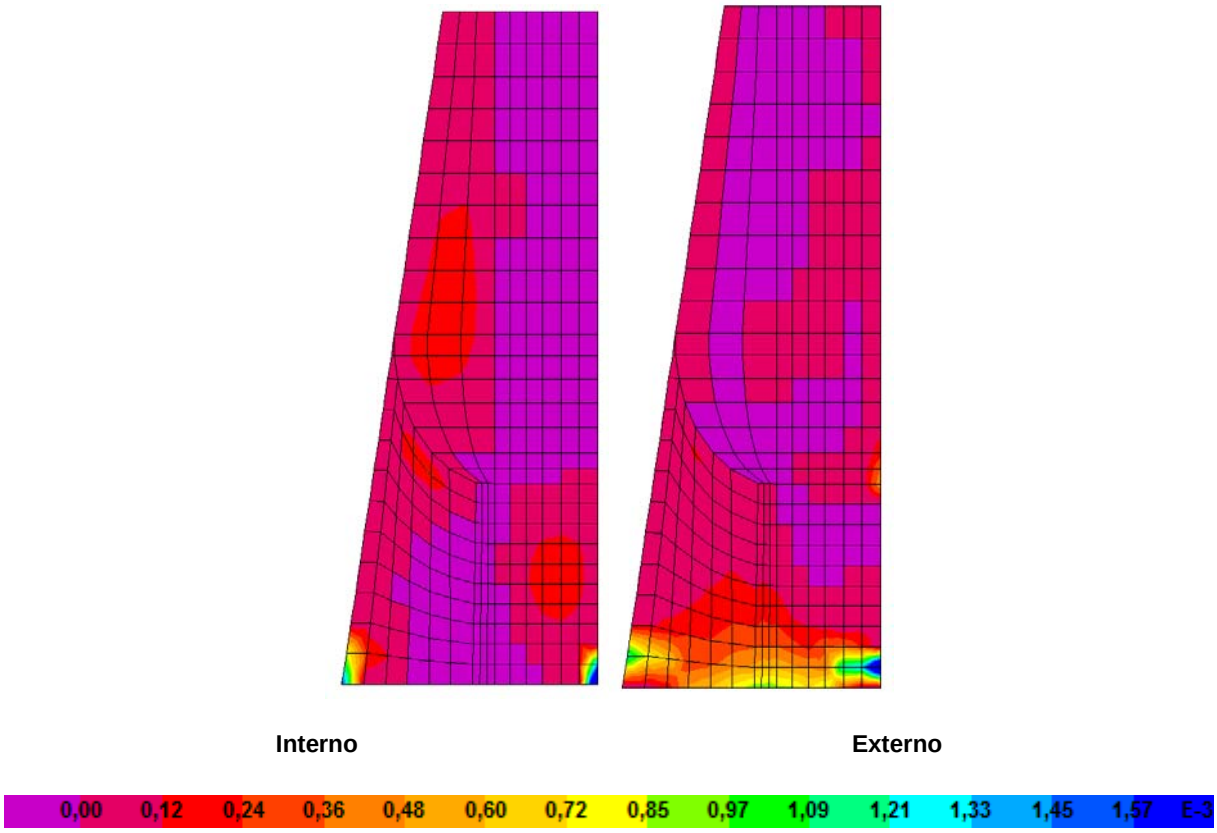



**Figura 121 – Parede lateral – CCN-Fechado – As1**

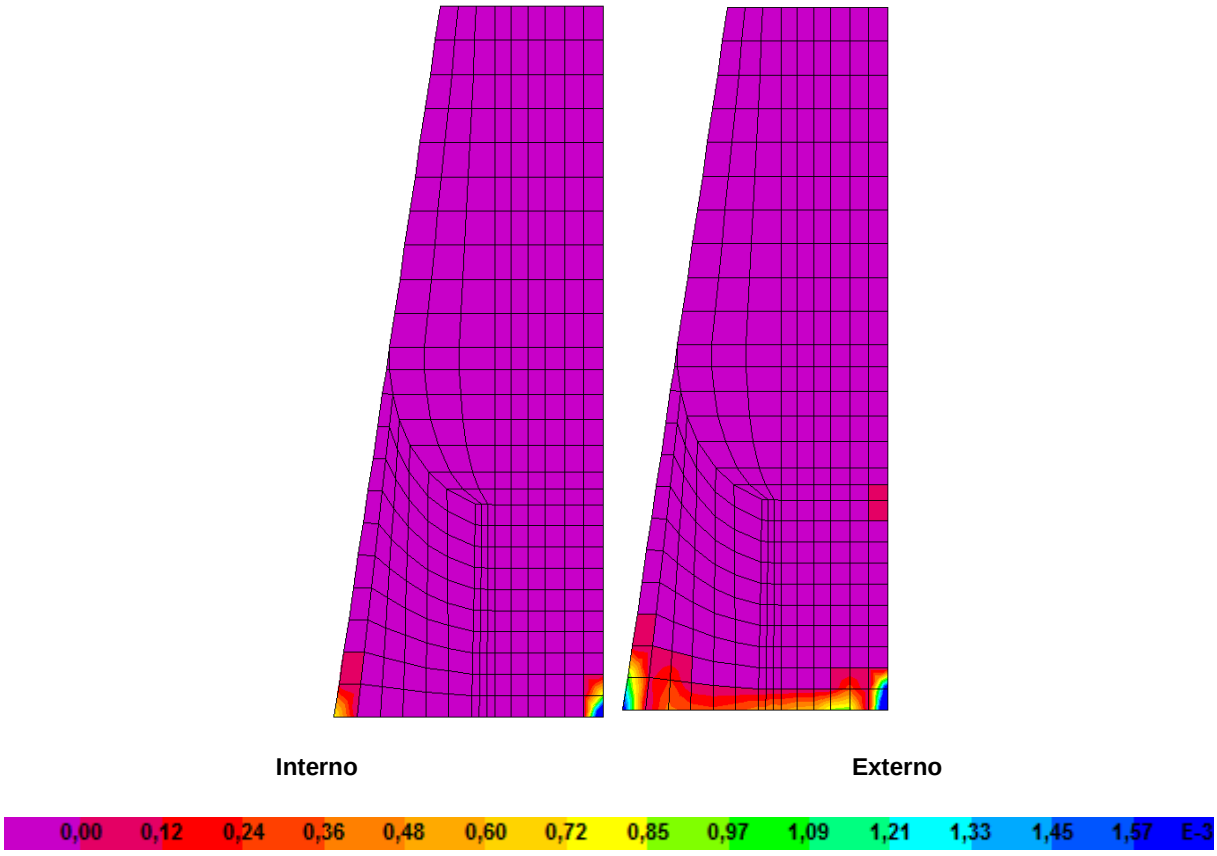



**Figura 122 – Parede lateral – CCN-Fechado – As2**

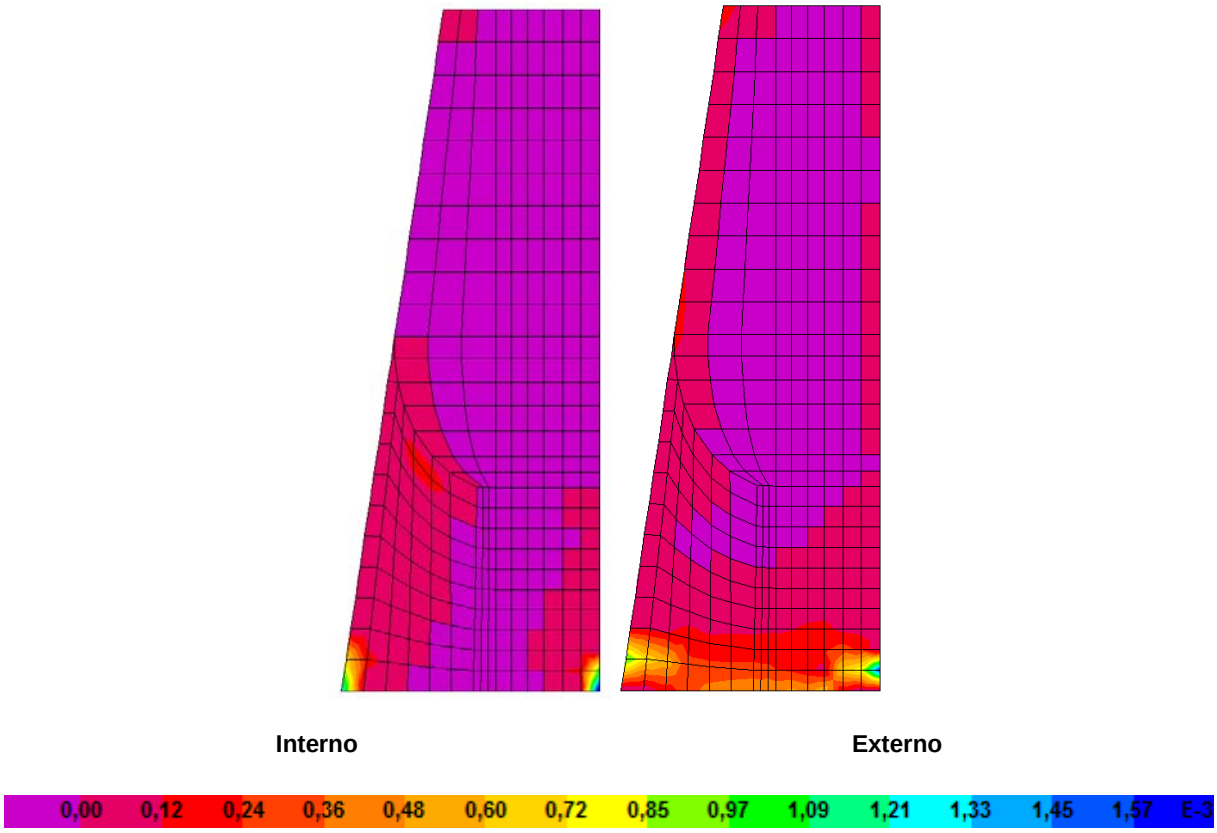



**Figura 123 – Parede lateral – CCE-Aberto – As1**

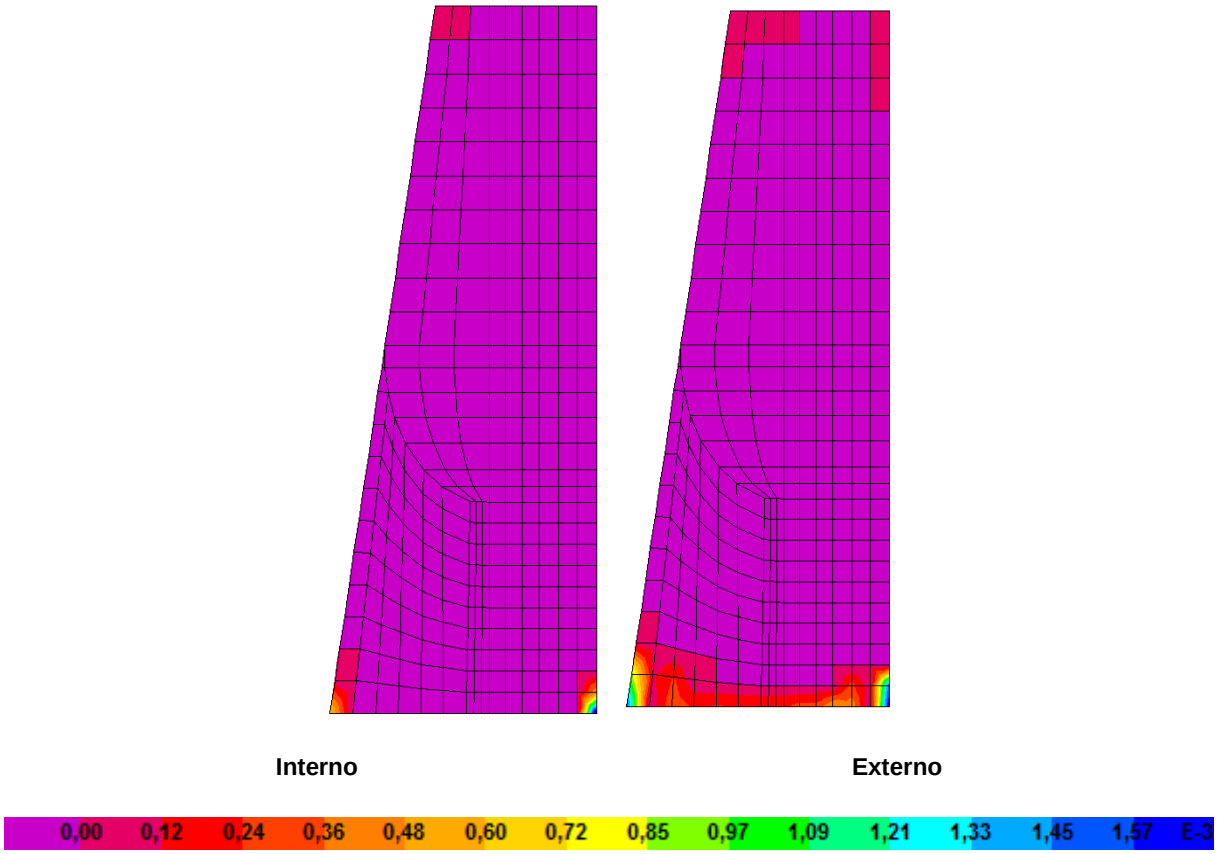



**Figura 124 – Parede lateral – CCE-Aberto – As2**

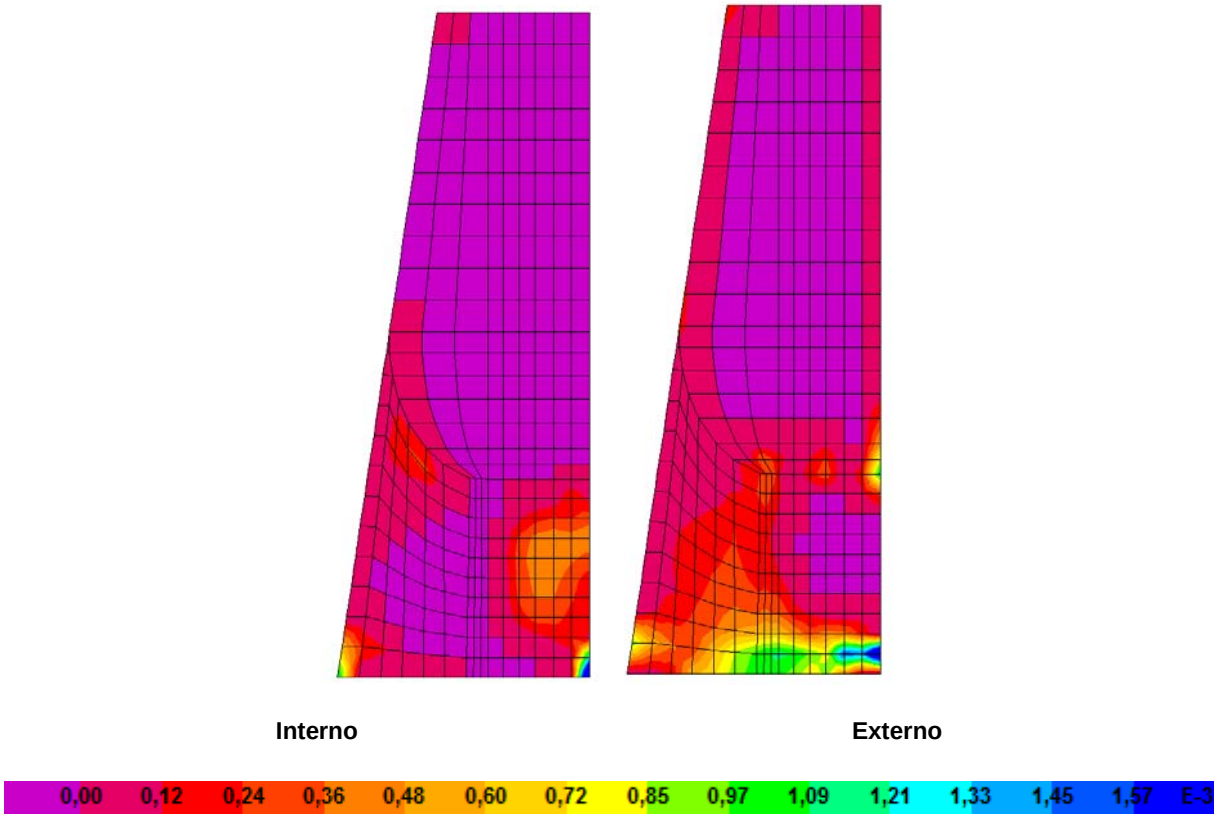



**Figura 125 – Parede lateral – CCE-Fechado – As1**

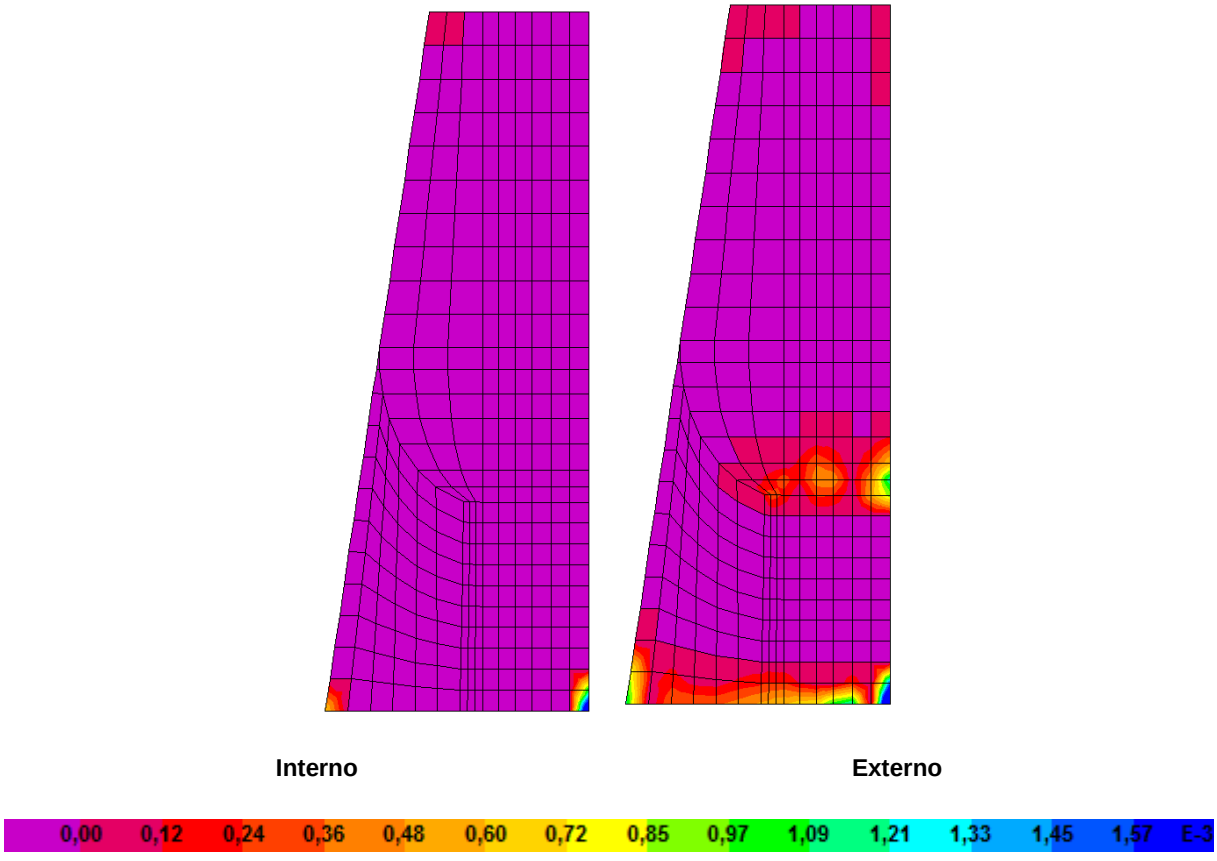



**Figura 126 – Parede lateral – CCE-Fechado – As2**

### 6.6.9. CROQUIS

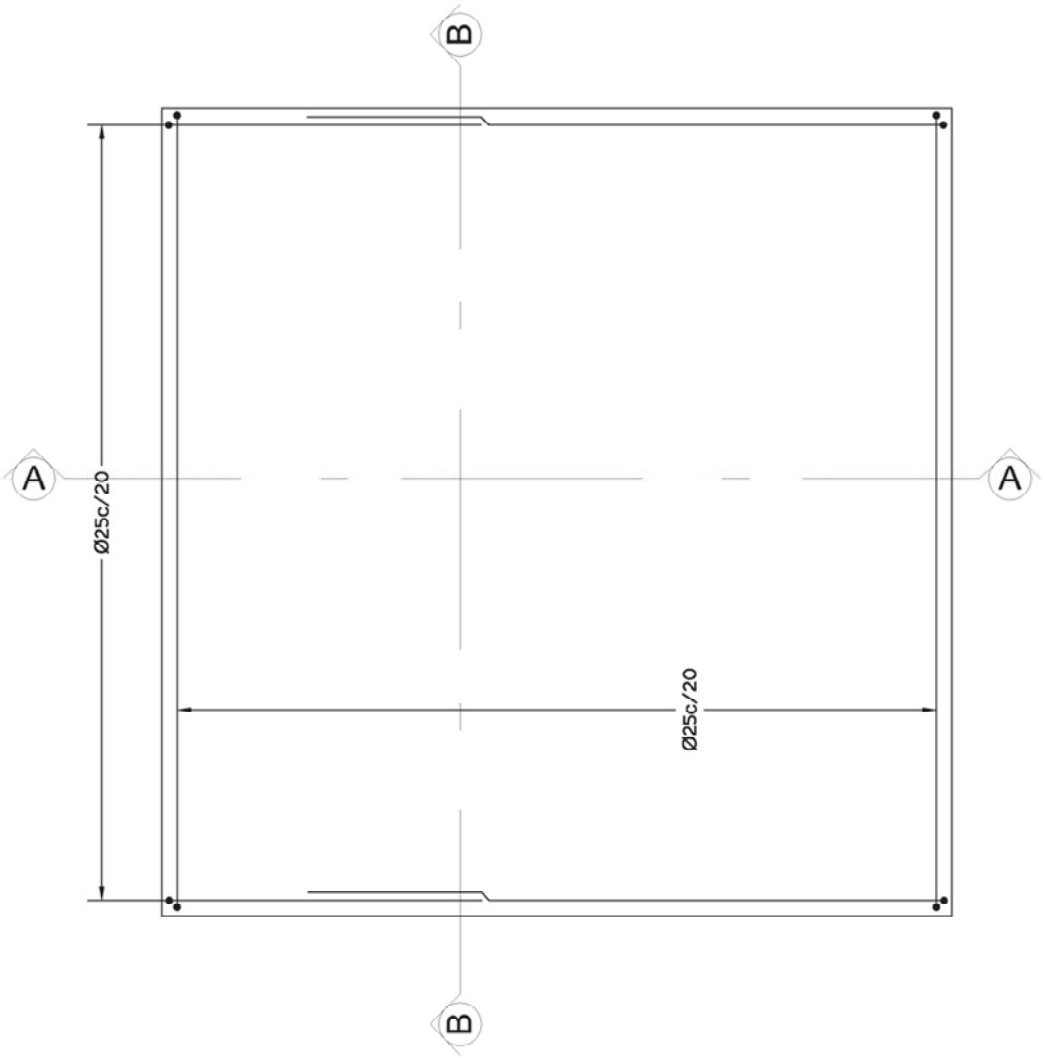



**Figura 127 – Laje inferior – Face inferior**

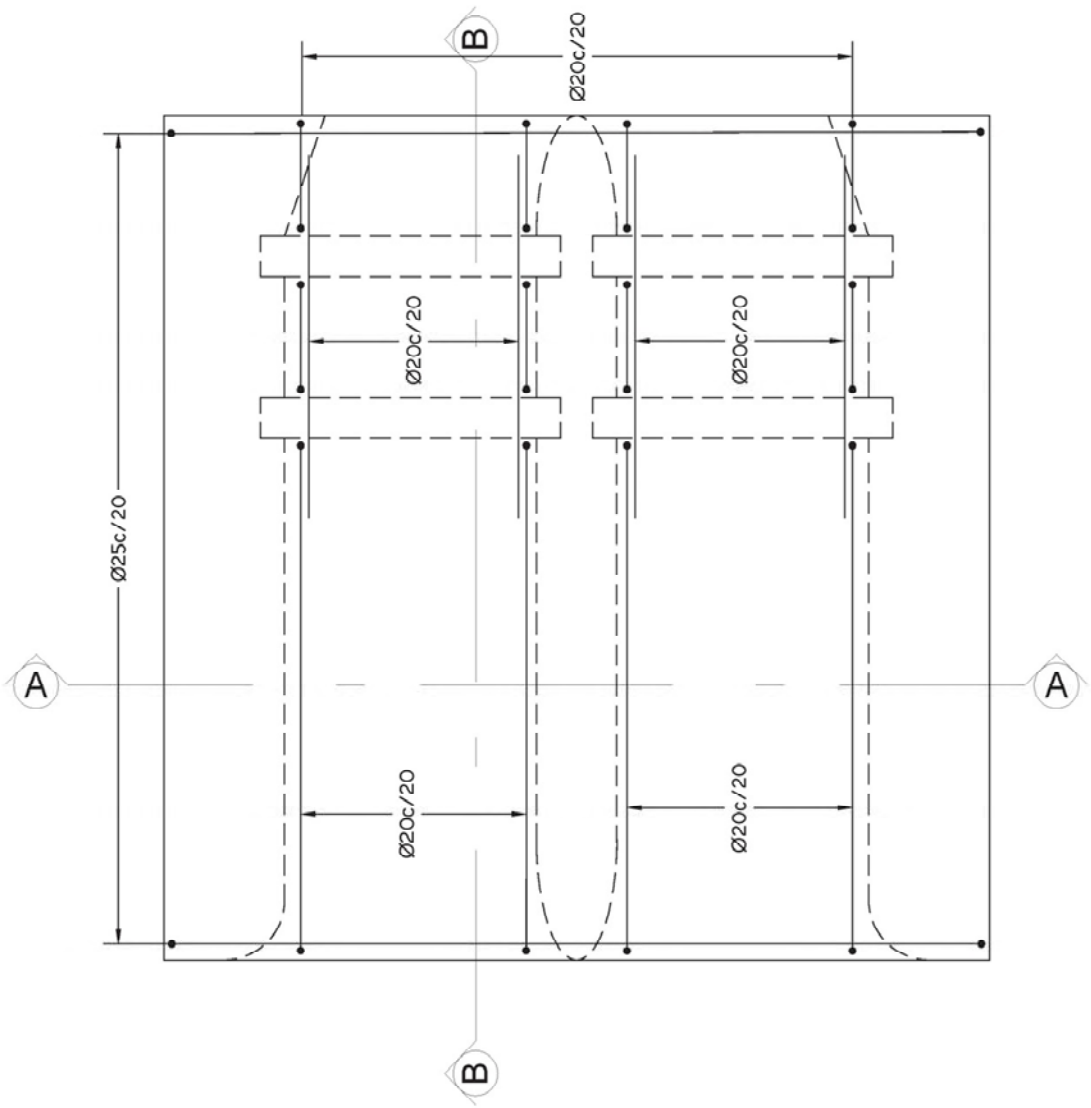



**Figura 128 – Laje inferior – Face Superior**

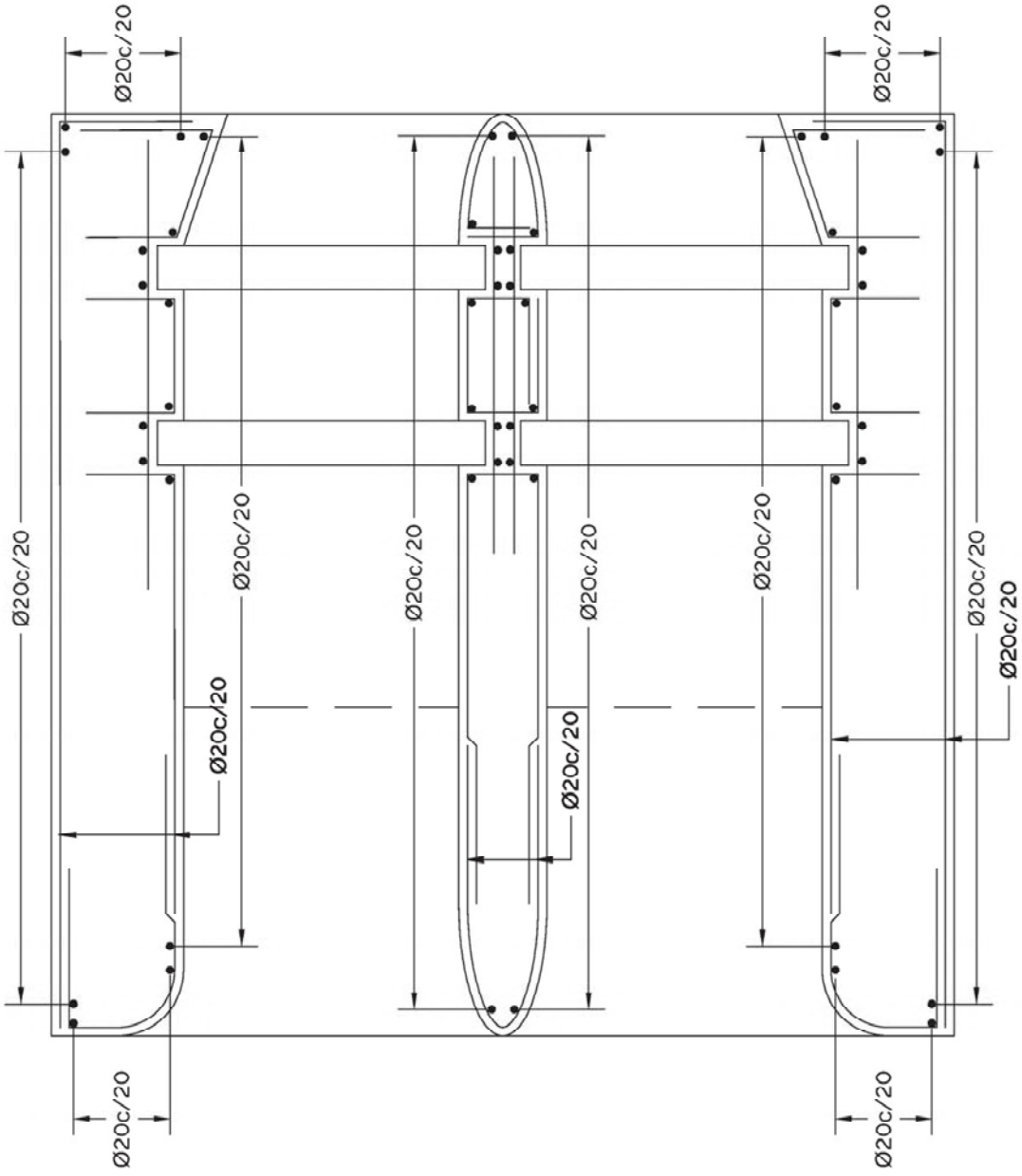



**Figura 129 – Planta El.95,00**

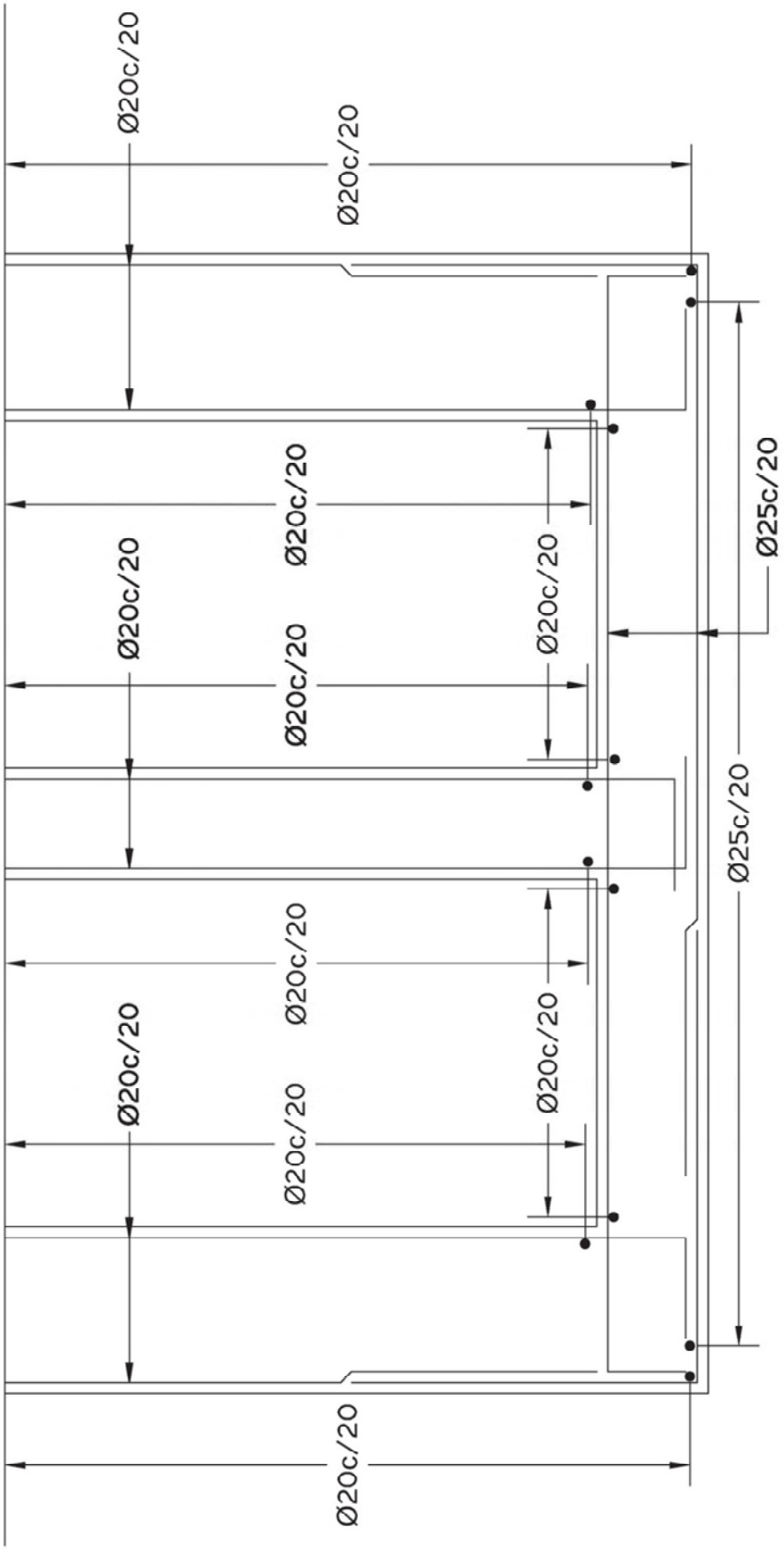



**Figura 130 – Seção A**

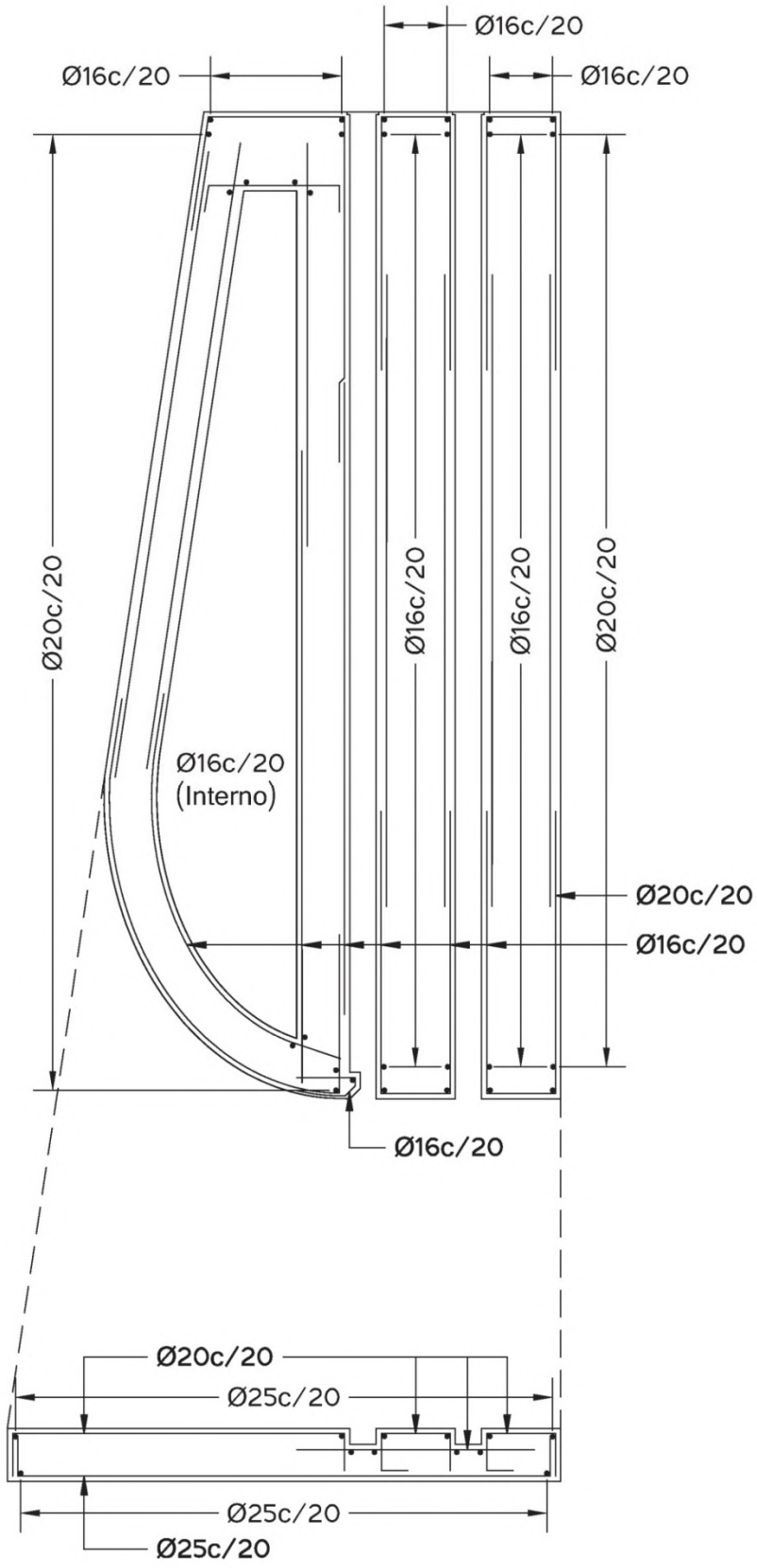



**Figura 131 – Seção A**

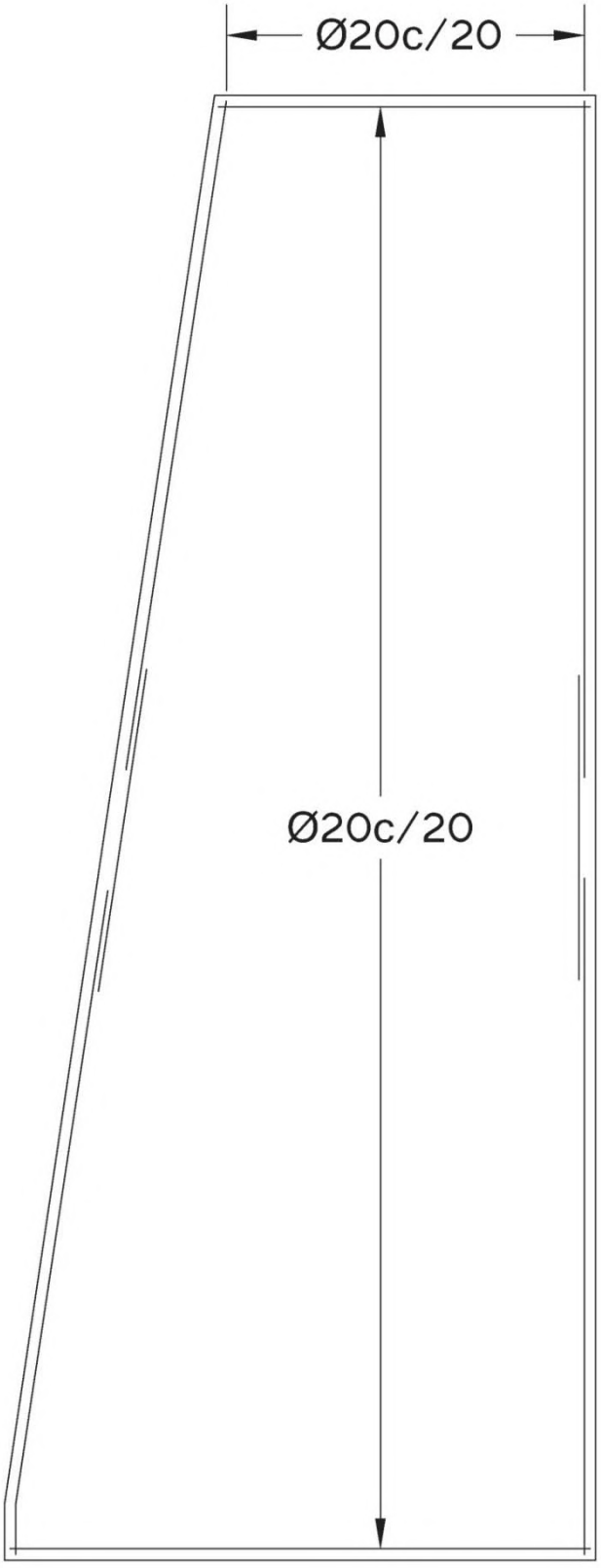



**Figura 132 – Face interna das paredes**

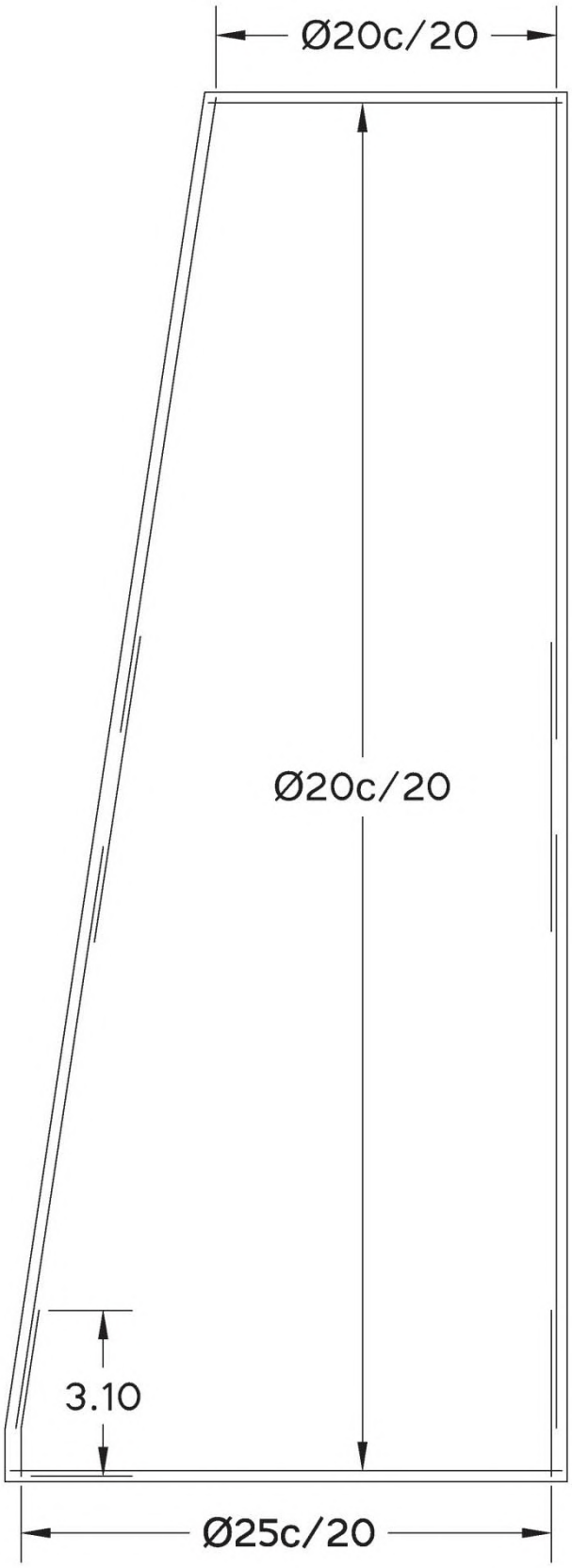



**Figura 133 – Face externa das paredes**

# CAPÍTULO 7 – QUANTITATIVOS DE SERVIÇOS

# 7. QUANTITATIVOS DE SERVIÇOS

## 7.1. Introdução

As quantidades de serviços e materiais para execução das obras civis foram calculadas a partir das características geométricas das estruturas, conforme se descreve a seguir.

## 7.2. Cálculo das quantidades de serviços

### 7.2.1. Túnel de desvio

#### 7.2.1.1.Emboque do desvio

- ESCAVAÇÃO EM SOLO:

481,43m² (conforme Fig.01) x 10,25m (largura total do emboque) = 4934,66m³

+

305,50m²/2 (área solo contido pelas cortinas) x 5,00m (média da larg. das cort.) = 763,75m³

=

5698,41m³

Total + 5% (contingência) = **5983,33m³**




**Figura 01 – Seção da Escavação do Emboque**

- CONCRETO CONVENCIONAL:

148,77m² (conforme Fig.02) x 10,25m (largura total do emboque) = 1524,89m³

+

128,98m² (conforme Fig.02) x 4,00m (soma da largura das paredes) = 515,92m³

= 2040,81m³

Total + 5% (contingência) = **2142,85m³**

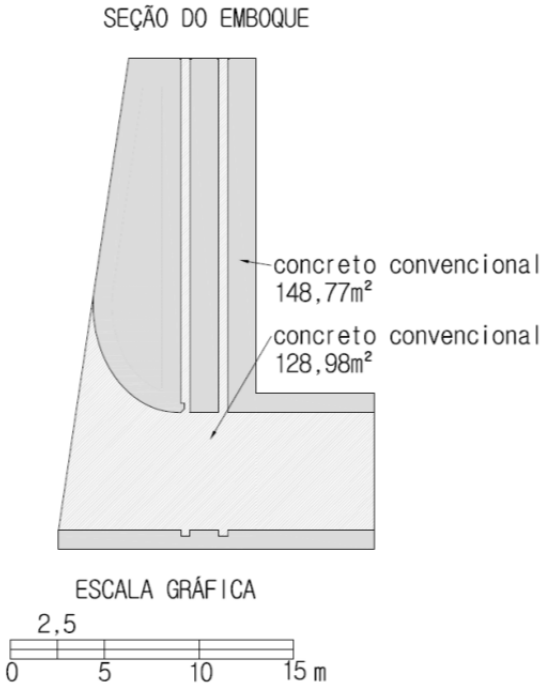



**Figura 02 – Seção do Emboque**

- CONCRETO PROJETADO:

10,25m (largura do emboque)

x

18,75m (altura da parede de fundo em contato com a rocha+solo)

=

192,19m²

Total + 5% (contingência) = **201,80m²**

- CONCRETO CCV CORTINA ATIRANTADA:

60,00m lineares x 0,25m de espessura x 6,00m de altura = 90,00m³ (trechos cortina reta)

+

60,00m lineares x 0,25m de espessura x 6,00m de altura/2 = 45,00m³ (trechos cortina inclinada)

=

135,00m³

Total + 5% (contingência) = **141,75m³**

- TIRANTES:

Área de cortina em concreto = 540,00m² (60m x 6m + 60m x 6m/2)

Distanciamento dos tirantes (conforme projeto) = 0,25 tirante/m²

540,00m² x 0,25 tirante/m² = 135 tirantes

Cada tirante com 11,00m de comprimento = 135 tirantes x 11,00m/tirante = 1485,00m

Total + 5% (contingência) = **1559,25m**

**7.2.1.2.Desemboque do desvio e túnel em solo**

- ESCAVAÇÃO EM SOLO:

15,68m (conforme Fig. 03)/2 x 56,63m² (área da seção do camboteamento) = 443,98m³

+

24,47m (conforme Fig. 03) x 56,63m² (área da seção do camboteamento) = 1385,74m³

=

1829,72m³

Total + 5% (contingência) = **1921,21m³**

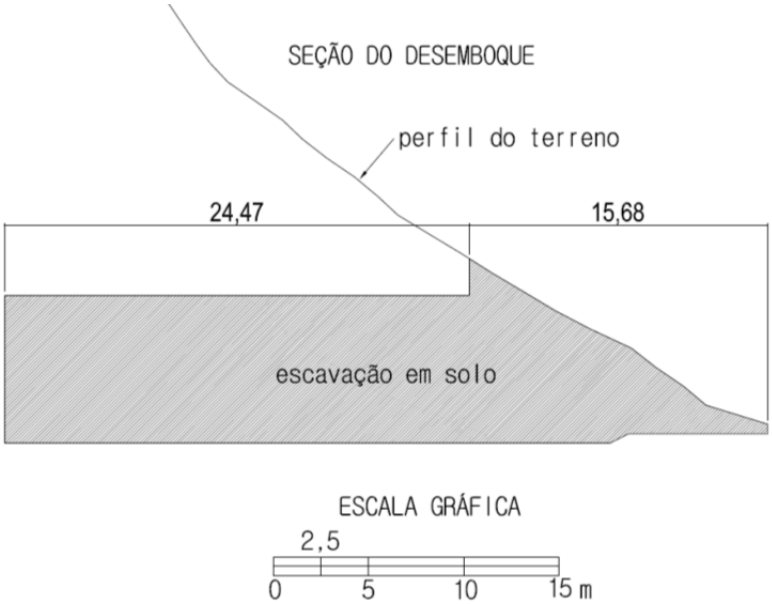



**Figura 03 – Seção da Escavação do Desemboque**

- CONCRETO CONVENCIONAL:

21,76m² (área em concreto da seção do camboteamento) x 26,72m lineares = 581,43m³

Total + 5% (contingência) = 610,50m³

- CONCRETO CCV CORTINA ATIRANTADA:

13,00m lineares x 0,25m de espessura x 6,00m de altura = 19,50m³ (trecho cortina reta)

+

62,28m lineares x 0,25m de espessura x 6,00m de altura/2 = 46,71m³ (trechos cortina inclinada)

=

66,21m³

Total + 5% (contingência) = **69,52m³**

- TIRANTES:

Área de cortina em concreto = 264,84m² (13m x 6m + 62,28m x 6m/2)

Distanciamento dos tirantes (conforme projeto) = 0,25 tirante/m²

264,84m² x 0,25 tirante/m² ~= 66 tirantes

Cada tirante com 11,00m de comprimento = 66 tirantes x 11,00m/tirante = 726,00m

Total + 5% (contingência) = **762,30m**

**7.2.1.3.Túnel em rocha**

- ESCAVAÇÃO EM ROCHA SUBTERRÂNEA:

224,61m lineares (comprimento do túnel) x 34,87m² (área da seção do túnel) = 7832,15m³

Total + 5% (contingência) = **8223,76m³**

- CONCRETO PROJETADO:

224,61m lineares (comprimento do túnel) x 16,07m (perímetro do túnel) = 3609,48m²

Total + 5% (contingência) = **3789,95m²**

- CONCRETO REGULARIZAÇÃO DO PISO:

224,61m lineares (comprimento do túnel) x 1,25m² (área da seção do piso) = 280,76m³

Total + 5% (contingência) = **294,80m³**

**7.2.2. BARRAGEM**

**7.2.2.1.Vertedouro de soleira livre sobre a barragem**

- CONCRETO CONVENCIONAL:

57,90m² (área em concreto da seção do vert.) x 33,00m lineares (vão vertente) = 1910,70m³

Total + 5% (contingência) = **2006,24m³**

- TIRANTES/CHUMBADORES:

102 unid. x 7,00m (comprimento de cada tirante) = 714,00m

Total + 5% (contingência) = **749,70m**

Galerias de drenagem

- CONCRETO CONVENCIONAL:

2,94m² (área da seção em concreto da galeria – Fig. 04) x 192,38m lineares = 565,60m³

Total + 5% (contingência) = **593,88m³**

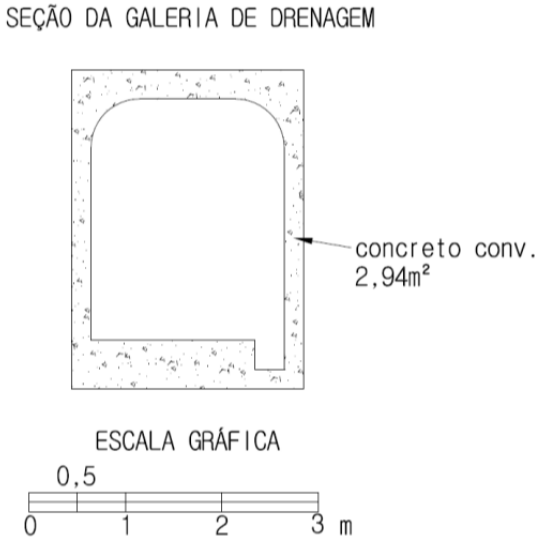



**Figura 04 – Seção da Galeria de Drenagem**

### 7.2.2.2.Válvulas dispersoras

- CONCRETO CONVENCIONAL:

19,23m² (área da seção do envelopamento dos condutos – Fig. 05) x 23,33m lin. = 448,64m³

+

13,80m² (área da seção em concreto da caixa dissipadora) x 19,00m lineares = 262,20m³

=

710,84m³

Total + 5% (contingência) = **746,38m³**

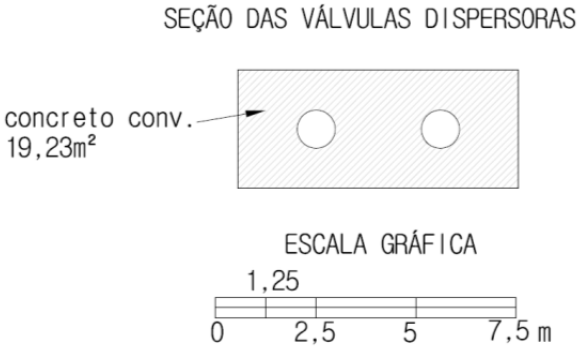



**Figura 05 – Seção das Válvulas Dispersoras**

### 7.2.2.3.Descarregador de fundo

- CONCRETO CONVENCIONAL:

45,00m² (área do envelopamento dos descarregadores - Fig. 06) x 19,64m lineares = 883,80m³

Total + 5% (contingência) = **927,99m³**

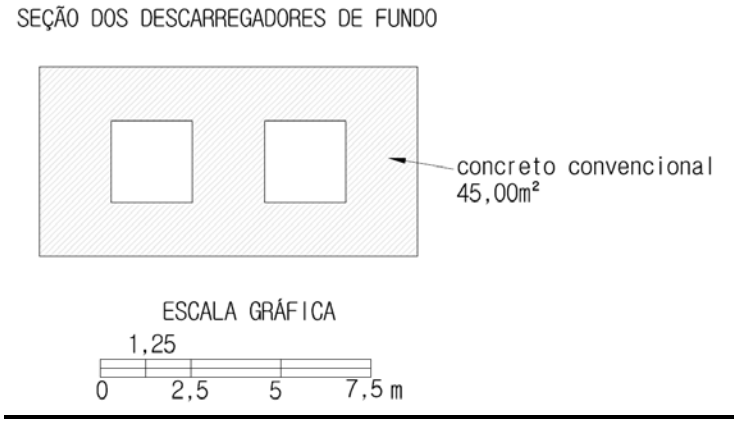



**Figura 06 – Seção dos Descarregadores de Fundo**

### 7.2.2.4. Muros de contenção laterais – calha do rio

- CONCRETO CCV CORTINA ATIRANTADA:

90,88m lineares x 0,25m espessura x 6,00m de altura = 136,32 m³ (margem esquerda)

+

113,40m lineares x 0,25m espessura x 6,00m de altura = 170,10 m³ (margem direita)

=

306,42m³

Total + 5% (contingência) = **321,74m³**

- TIRANTES:

Área de cortina em concreto = 1225,68m²

Distanciamento dos tirantes (conforme projeto) = 0,25 tirante/m²

1225,68m² x 0,25 tirante/m² ~= 306 tirantes

Cada tirante com 10,00m de comprimento = 306 tirantes x 10,00m/tirante = 3060,00m

Total + 5% (contingência) = **3213,00m**

**7.2.2.5.Muros laterais – vertedouro**

- CONCRETO CONVENCIONAL:

263,90m² (área da seção do muro) x 2 x 2,50m (espessura do muro) = 1319,50m³

Total + 5% (contingência) = **1385,48m³**

**7.2.2.6. Corpo da barragem**

- ESCAVAÇÃO EM SOLO:

4011,19m² (área da base da barragem) x 10,00m (profund. média da rocha) = 40111,90m³ (margem direita)

+

1889,57m² (área da base da barragem) x 5,00m (profund. média da rocha) = 9447,85m³

=

49559,75m³

Total + 5% (contingência) = **52037,74m³**

- ESCAVAÇÃO EM ROCHA:

O volume de escavação em rocha foi calculado de acordo com a metodologia apresentada na Figura 07 (abaixo). Multiplica-se a média da profundidade da barragem (Seção Transversal à esquerda) pela área escavada em rocha (Seção Longitudinal à direita), separando a barragem em fatias de 5m de altura.

Multiplicando-se os valores abaixo (profundidade x área), e somando o produto de cada linha, chega-se ao volume de escavação em rocha = 7753,43 m³

Total + 5% (contingência) = **8141,10m³**

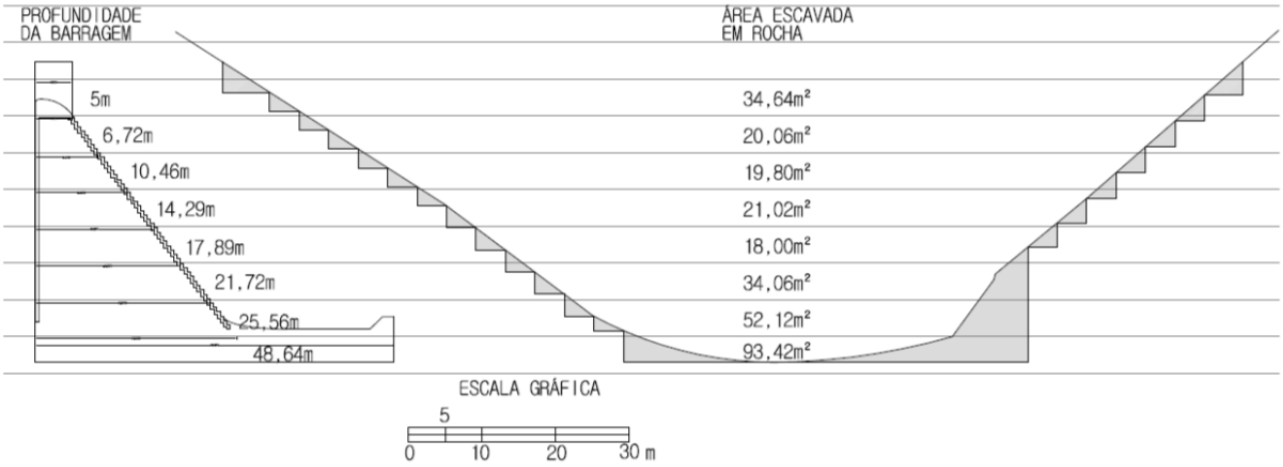



**Figura 07 – Metodologia para Cálculo de Escavação em Rocha**

- CONCRETO DE REGULARIZAÇÃO:

O volume de concreto de regularização foi calculado de acordo com a metodologia apresentada na Figura 08 (abaixo). Multiplica-se a média da profundidade da barragem (Seção Transversal à esquerda) pela área de concreto (Seção Longitudinal à direita), separando a barragem em fatias de 5m de altura.

Multiplicando-se os valores abaixo (profundidade x área), e somando o produto de cada linha, chega-se ao volume de concreto de regularização = 2534,15m³

Soma-se a esse valor o concreto de regularização das faces montante e jusante da barragem: 2 x 199,29m² x 0,50m (espessura da regularização) = 199,29m³

Total = 2534,15 + 199,29 = 2733,44m³

Total + 5% (contingência) = **2870,11m³**

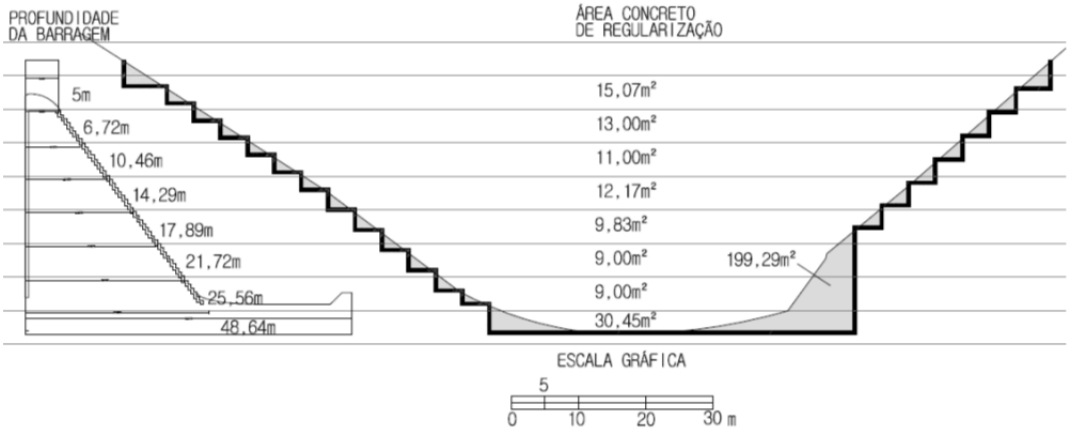



**Figura 08 – Metodologia para Cálculo do Concreto de Regularização**

- CONCRETO CCV (CONVENCIONAL):
O volume de concreto convencional foi calculado de acordo com a metodologia apresentada na Figura 09 (abaixo). Multiplica-se a área de CCV de cada margem pelo seu comprimento e divide-se por 2, visto que cada ombreira forma um triângulo (Seção Longitudinal ao meio). O cálculo é o seguinte:

50,88m² x 70,80m /2 = 1801,15m³ (margem direita)

35,83m² x 28,65m /2 = 1026,53m³ (margem esquerda)

Total = 2827,68m³

Total + 5% (contingência) = **2969,06m³**

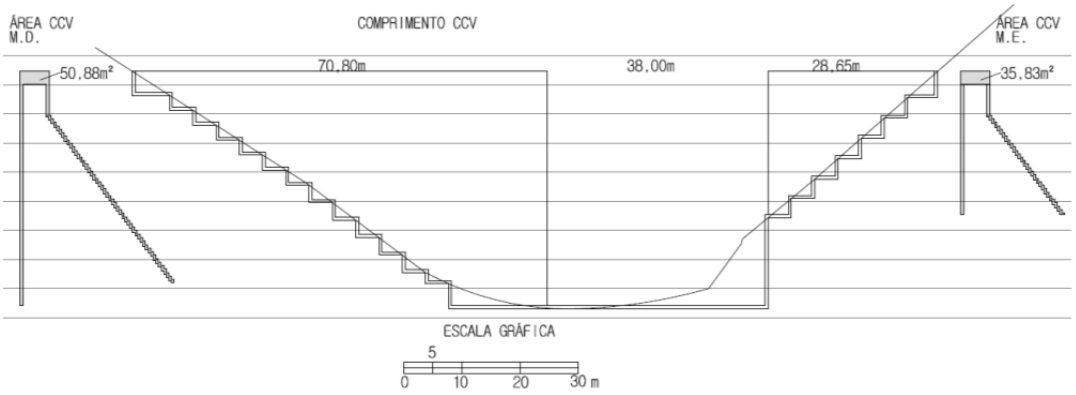



**Figura 09 – Metodologia para Cálculo do Concreto de Regularização**

- CONCRETO CCR (COMPACTADO A ROLO):

O volume de concreto compactado a rolo foi calculado de acordo com a metodologia apresentada na Figura 10 (abaixo). Multiplica-se a média da profundidade do CCR (Seção Transversal à esquerda) pela sua largura (Seção Longitudinal à direita) e pela altura de cada “fatia”.

Multiplicando-se os valores abaixo (profundidade x largura x altura), e somando o produto de cada linha, chega-se ao volume de concreto compactado a rolo = 44939,53m³

Total + 5% (contingência) = **47186,51m³**

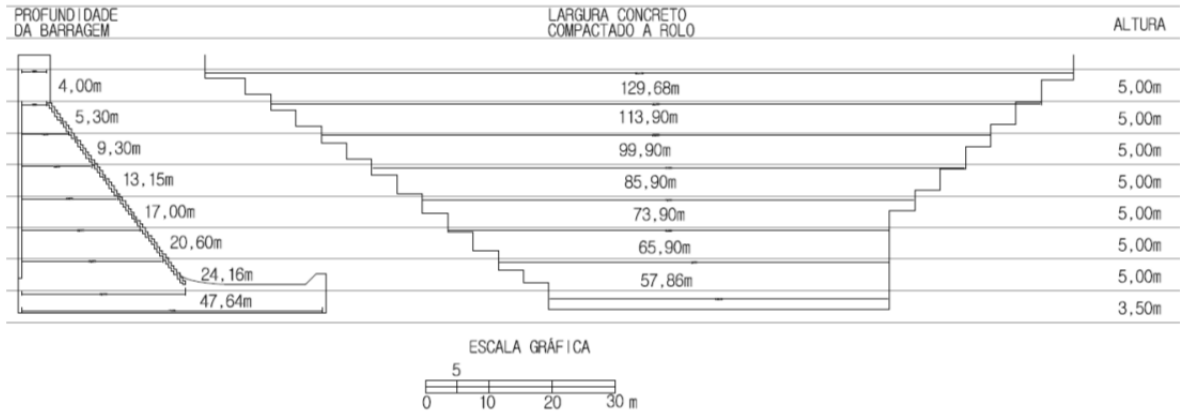



**Figura 10 – Metodologia para Cálculo do Concreto Compactado a Rolo**

- CONCRETO CCV CORTINA ATIRANTADA:

54,53m lineares x 0,25m espessura x 6,00m de altura = 81,80 m³ (margem esquerda)

+

179,08m lineares x 0,25m espessura x 6,00m de altura = 268,62 m³ (margem direita)

=

350,42m³

Total + 5% (contingência) = 367,94m³

- TIRANTES:

Área de cortina em concreto = (54,53+179,08)m x 6,00m = 1401,66m²

Distanciamento dos tirantes (conforme projeto) = 0,25 tirante/m²

1401,66m² x 0,25 tirante/m² ~= 350 tirantes

Cada tirante com em média 14,00m de comp. = 350 tirantes x 14,00m/tirante = 3060,00m

Total + 5% (contingência) = 3213,00m

### 7.2.2.7. Laje de regularização – saída do descarregador

- CONCRETO CONVENCIONAL:

550,18m² (área da laje) x 0,50m (espessura da laje) = 275,09m³

Total + 5% (contingência) = 288,84m³

### 7.2.2.8. Guarda corpo de concreto

Todo o perímetro do topo da barragem = 185,20m

Total + 5% (contingência) = **194,46m**

## 7.2.3. Ensecadeiras

### 7.2.3.1.Ensecadeira de montante

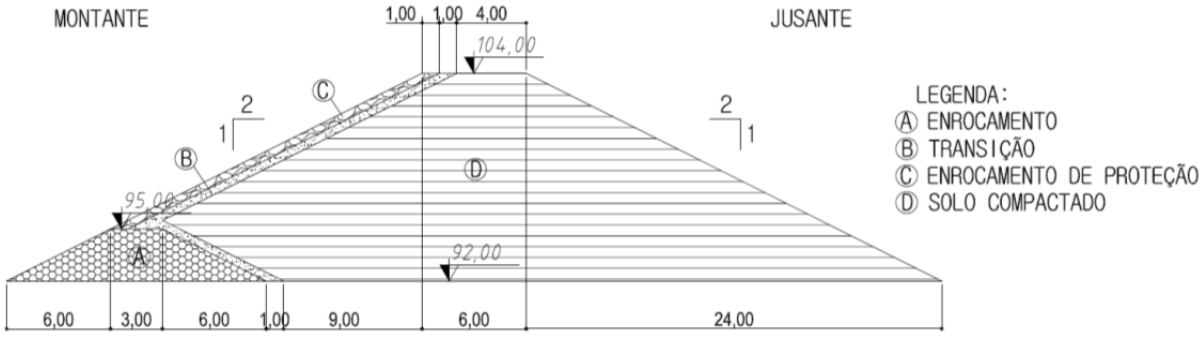



**Figura 11 – Seção da Ensecadeira de Montante**

**- ENROCAMENTO:** 27,00m² (área na seção) x 46,00m (comp. médio da ensec.) = 1242,00m³

Total + 5% (contingência) = **1304,10m³**

**- TRANSIÇÃO:** 12,50m² (área na seção) x 46,00m (comp. médio da ensec.) = 575,00m³

Total + 5% (contingência) = **603,75m³**

**- ENROCAMENTO DE PROTEÇÃO:** 9,00m² (área na seção) x 46,00m (comp. médio da ensec.) = 414,00m³

Total + 5% (contingência) = **434,70m³**

**- SOLO COMPACTADO:** 311,74m² (área na seção) x 46,00m (comp. médio da ensec.) = 14340,04m³

Total + 5% (contingência) = **15057,04m³**

### 7.2.3.2.Ensecadeira de jusante

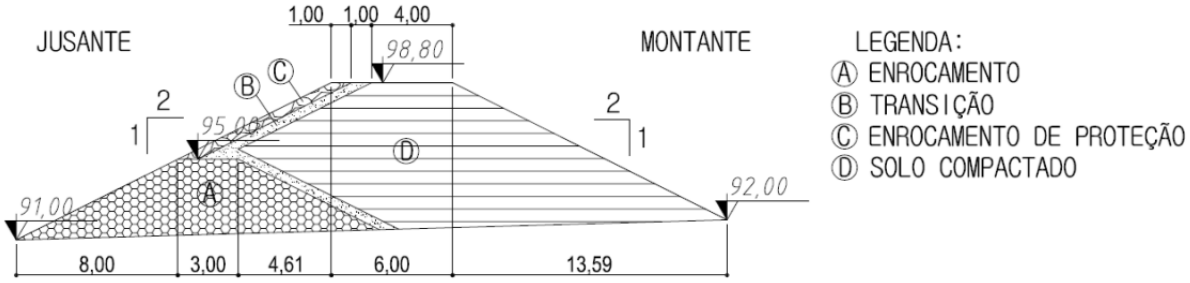



**Figura 12 – Seção da Ensecadeira de Jusante**

**- ENROCAMENTO:** 39,15m² (área na seção) x 42,34m (comp. médio da ensec.) = 1657,61m³

Total + 5% (contingência) = **1740,49m³**

**- TRANSIÇÃO:** 7,77m² (área na seção) x 42,34m (comp. médio da ensec.) = 328,98m³

Total + 5% (contingência) = **345,43m³**

**- ENROCAMENTO DE PROTEÇÃO:** 3,79m² (área na seção) x 42,34m (comp. médio da ensec.) = 160,47m³

Total + 5% (contingência) = **168,49m³**

**- SOLO COMPACTADO:** 99,08m² (área na seção) x 42,34m (comp. médio da ensec.) = 4195,05m³

Total + 5% (contingência) = **4404,80m³**

### 7.2.4. Outras informações

1 – Área afetada por todas as estruturas civis = 24587,46m²

2 – Projeção horizontal da ÁREA da barragem = 3454,72m²

**ESTADO DE SANTA CATARINA**
SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL - SDC
DIRETORIA DE RESPOSTA AOS DESASTRES
GERÊNCIA DE OPERAÇÕES E ASSISTÊNCIA

# ELABORAÇÃO DE ESTUDOS E PROJETOS PARA A CONSTRUÇÃO DE UMA BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS NO RIO ITAJAÍ MIRIM A MONTANTE DA CIDADE DE BOTUVERÁ/SC

## FASE B – PROJETO EXECUTIVO

## TOMO V – RELATÓRIO DE PROJETO

## VOLUME 5 – ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS

**Consórcio:** **IGUATEMI - Consultoria e Serviços de Engenharia Ltda.**
**KL – Serviços de Engenharia S.A.**

**DEZEMBRO - 2014**

**SUMÁRIO**


**APRESENTAÇÃO ..... 6**

**1. INTRODUÇÃO ..... 8**

**1.1. Objeto ..... 8**
**1.2. Mobilização ..... 8**
**1.3. Canteiro de serviço e construção das instalações ..... 8**
**1.4. Operação e manutenção do canteiro de serviço ..... 8**
**1.5. Desmobilização e limpeza ..... 8**

**2. LEVANTAMENTOS DE CAMPO COMPLEMENTARES ..... 11**

**2.1. Introdução ..... 11**
**2.2. Objetivo ..... 11**
**2.3. Referências ..... 11**
**2.4. Especificação para Coleta de Amostras em Poço de Inspeção 12**
**2.5. Especificação para a Determinação da Densidade "*in situ*" e Teor de Umidade Natural ..... 13**
**2.6. Especificação Técnica dos Ensaios de Laboratório ..... 13**
**2.7. Locais de Coleta das Amostras ..... 15**
**2.8. Escavações Obrigatórias no Sítio de Construção da Barragem (AE-04) ..... 16**
**2.9. Programação de Ensaios ..... 16**

**3. DESVIO E CONTROLE DO RIO ..... 19**

**3.1. Objeto ..... 19**
**3.2. Esquema de desvio do rio ..... 19**
**3.3. Construção e manutenção das ensecadeiras ..... 20**
**3.4. Responsabilidades ..... 22**
**3.5. Esgotamento da água nas áreas de construção ..... 22**
**3.6. Tamponamento do túnel de desvio ..... 23**

**4. DESMATAMENTO, ESCAVAÇÃO E PREPARO DE FUNDAÇÃO 25**

**4.1. Objeto ..... 25**
**4.2. Desmatamento, destocamento e raspagem ..... 25**
**4.3. Alinhamentos, declividades e taludes ..... 25**

4.4. Escavação seletiva, estoques e bota-foras ..... 26
4.5. Escavação comum ..... 27
4.6. Critérios gerais para escavação em rocha ..... 27
4.7. Escavação em rocha a céu aberto ..... 28
4.8. Escavação dos túneis ..... 30
4.9. Preparo das fundações ..... 33
4.10. Tratamento e proteção dos taludes de escavação ..... 34

5. CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM/ VERTEDOURO EM CCR E ATERROS DIVERSOS ..... 36

5.1. Generalidades ..... 36
5.2. Construção de aterros diversos ..... 37
5.3. Preparo das fundações ..... 39

6. PERFURAÇÕES E INJEÇÕES ..... 41

6.1. Objeto ..... 41
6.2. Programa ..... 41
6.3. Equipamentos ..... 42
6.4. Tubos - Guia ..... 43
6.5. Classificação, dimensões, profundidades e métodos executivos dos furos ..... 44
6.6. Lavagem e ensaio das perfurações ..... 45
6.7. Método executivo geral das injeções ..... 47
6.8. Injeções ao longo da barragem/vertedouro ..... 49
6.9. Injeção do tampão do túnel de desvio ..... 49
6.10. Proteção a drenos e trabalhos de limpeza ..... 50
6.11. Controle e registro dos trabalhos de perfuração, ensaio e injeção 50
6.12. Drenagem ..... 50
6.13. Limpeza das frentes de serviço ..... 51

7. DRENAGEM, PROTEÇÃO SUPERFICIAL E PAVIMENTAÇÃO ... 53

7.1. Objeto ..... 53
7.2. Drenagem e proteção superficial ..... 53
7.3. Pavimentação ..... 58

8. INSTALAÇÕES, ACABAMENTOS ARQUITETÔNICOS E URBANIZAÇÃO ..... 61

8.1. Objeto ..... 61
8.2. Condições gerais ..... 61
8.3. Estruturas de concreto aparente ..... 61
8.4. Alvenaria ..... 63
8.5. Acabamento de pisos ..... 66
8.6. Acabamento de paredes ..... 75
8.7. Tetos rebocados ..... 79
8.8. Esquadrias ..... 80
8.9. Divisórias ..... 84
8.10. Vidros ..... 84
8.11. Ferragens ..... 85
8.12. Peças metálicas diversas ..... 86
8.13. Forro ..... 87
8.14. Aparelhos e acessórios para sanitários ..... 88
8.15. Instalações prediais hidrossanitárias ..... 90
8.16. Instalações elétricas ..... 90
8.17. Conforto acústico e proteção anti-vibração ..... 92
8.18. Cobertura ..... 93
8.19. Impermeabilização ..... 95
8.20. Pintura ..... 96
8.21. Urbanização ..... 100
9. INSTRUMENTAÇÃO ..... 102
10. DISPOSIÇÕES AMBIENTAIS ..... 105

# APRESENTAÇÃO

## APRESENTAÇÃO

O presente relatório, intitulado ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS, é parte integrante dos Estudos de Engenharia para OBRAS DE CONSTRUÇÃO DE UMA BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS NO RIO ITAJAÍ MIRIM A MONTANTE DA CIDADE DE BOTUVERÁ/SC.

O relatório foi elaborado pelas empresas IGUATEMI - Consultoria e Serviços de Engenharia Ltda e KL – Serviços de Engenharia S.A. em conformidade com o Contrato celebrado com a Secretaria de Estado da Defesa Civil, cujos elementos principais estão relacionados a seguir.

| | |
|---|---|
| **Número do Contrato :** | **021/2013** |
| **Data de Assinatura do Contrato :** | **31/10/2013** |
| **Número da Ordem de Serviço :** | **62/2013/SDC** |
| **Data de Assinatura da Ordem de Serviço :** | **01/11/2013** |
| **Prazo Contratual :** | **365 dias** |

# CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. Objeto

Esta Seção trata dos serviços que deverão ser executados pela CONSTRUTORA, para propiciar os meios necessários à realização das obras civis, referentes à construção das estruturas que compõem a BARRAGEM DE BOTUVERÁ, incluindo, sem necessariamente se limitar, as obras de desvio do rio, das ensecadeiras, da barragem/ vertedouro, da tomada de água, túnel de desvio, descarregadores de fundo, válvulas dispersoras, da área de descarga e montagem, da subestação e outras previstas no projeto.

Entende-se como Desenhos de Projeto, as especificações técnicas, instruções de serviços e desenhos propriamente ditos a serem elaborados com o objetivo de definir a perfeita execução dos serviços, respeitando-se os conceitos de engenharia, sejam eles relacionados aos aspectos técnicos, funcionais, estéticos e econômicos.

## 1.2. Mobilização

A CONSTRUTORA deverá tomar todas as providências relativas à mobilização dos equipamentos, mão-de-obra e materiais, imediatamente após a ordem de serviço, de forma a poder dar efetivo início às obras e possibilitar o cumprimento do cronograma de construção, obedecendo aos marcos estabelecidos em Contrato.

## 1.3. Canteiro de serviço e construção das instalações

O canteiro de serviço propriamente dito com todas as instalações industriais (centrais de britagem, de concreto convencional, concreto rolado, oficina industrial, etc), deverá ser construído a partir do projeto desenvolvido pela CONSTRUTORA, com base no plano geral apresentado em sua Proposta, e detalhado após a ordem de serviço.

## 1.4. Operação e manutenção do canteiro de serviço

A operação e manutenção do canteiro de serviço envolverão as edificações, instalações industriais, equipamentos fixos e outros, de forma a manter a área perfeitamente limpa e em condições de funcionamento, conforme previsto nas normas ambientais e de segurança usuais.

A manutenção do sistema viário, a cargo da CONSTRUTORA, envolverá, sem necessariamente se limitar, a conservação de estradas provisórias, no que se refere a reparos no revestimento, drenagem superficial, proteção de taludes, controle de águas, desobstrução e limpeza de bueiros, retirada de entulhos e desmoronamentos, sinalização, controle de acessos e orientação do tráfego, onde necessário.

## 1.5. Desmobilização e limpeza

No final das obras, a CONSTRUTORA deverá remover todas as instalações do canteiro de serviço, tais como: equipamentos, edificações temporárias, sobras de material, sucatas e entulhos de construção de qualquer espécie.

A CONSTRUTORA deverá, ainda, manter em estado de completa limpeza os pisos de concreto, passeios e passarelas. Todas as superfícies de estruturas permanentes deverão se apresentar absolutamente lisas e planas, sem fendas ou falhas, com arestas vivas e cantos em perfeito esquadro, bem como limpas de manchas e materiais estranhos.

A CONSTRUTORA deverá deixar o canteiro de serviço, inclusive estoques, pedreiras, áreas de empréstimo, bota-foras, áreas de trabalho e acessos temporários, em condições seguras e com bom aspecto, como especificado.

Imediatamente antes do término das obras, a CONSTRUTORA deverá concluir o tratamento e a proteção dos taludes e bermas das escavações das estruturas permanentes, de acordo com as disposto neste Especificação.

Os taludes de escavação e aterro, localizados em áreas de empréstimo ou em escavações que se mostrarem instáveis, deverão ser abatidos e nivelados, de modo a garantir a sua estabilidade.

# CAPÍTULO 2 – LEVANTAMENTOS DE CAMPO COMPLEMENTARES

# 2. LEVANTAMENTOS DE CAMPO COMPLEMENTARES

## 2.1. Introdução

Descrevem-se as programações de amostragem e os ensaios de laboratório a serem executados para suporte ao desenvolvimento dos estudos da Barragem de Contenção de Cheias de Botuverá situada no Rio Itajaí Mirim.

Esses ensaios serão úteis para a determinação das características dos materiais geotécnicos de interesse e demais materiais de construção, bem como, complementar à campanha de sondagens já executada.

Os serviços contidos nesta especificação deverão incluir o fornecimento de mão-de-obra, materiais, equipamentos, transporte, instalação e tudo o mais que se fizer necessário para a perfeita execução dos mesmos, tanto no campo quanto no escritório.

## 2.2. Objetivo

Este documento tem por objetivo definir o programa de ensaios geológico-geotécnicos nas amostras coletadas das áreas de escavação obrigatória, fundação e jazidas a serem exploradas para a construção das estruturas de solo e rocha da Barragem de Botuverá bem como para os demais materiais de construção a serem empregados nas estruturas de concreto.

O objetivo final deste documento então são a quantificação da programação de ensaios e a locação dos poços de inspeção, trados e amostragem.

Também são apresentados os procedimentos de abertura de poços, amostragem e determinação das características físicas e hidráulicas dos materiais que serão utilizados nas ensecadeiras e dos materiais que serão utilizados como agregado para as estruturas de concreto, complementando as campanhas de sondagens anteriormente realizadas, buscando ratificar e complementar o banco de dados existente.

## 2.3. Referências

[1] Departamento Nacional de Estrada de Rodagens - **DNER-ME 213/94** - Solos - Determinação do Teor de Umidade;

[2] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) - **NBR 6457/86** - Amostras de Solo - Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização;

[3] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) - **NBR 6459/84** - Solo - Determinação do Limite de Liquidez;

[4] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) - **NBR 6508/84** - Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm - Determinação da Massa Específica;

[5] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) - **NBR 7180/84** - Solo - Determinação do Limite de Plasticidade;

[6] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) - **NBR 7181/84** - Solo - Análise Granulométrica;

[7] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) - **NBR 7182/86** - Solo – Ensaio de Compactação;

[8] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) - **NBR 9604/86**: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas;

[9] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) - **NBR 9813/87** - Determinação da massa específica aparente "*In-Situ*".

[10] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) - **NBR 14545/00** - Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável;

[11] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) **- NBR 7389 -** Apreciação petrográfica de materiais naturais, para utilização como agregado em concreto

[12] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) - **NBR NM 52** - Agregado miudo - Determinacao de massa especifica e massa especifica aparente

[13] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) - **NBR 5485** - Resistência à Compressão Uniaxial

[14] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) - **ABNT NBR NM 51:2001** - Agregados - Determinação da abrasão "Los Angeles"

[15] Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) - **NBR 12697** - Agregados - Avaliação do comportamento mediante a ciclagem acelerada com etilenoglicol.

[16] Desenhos de locação de jazidas.

## 2.4. Especificação para Coleta de Amostras em Poço de Inspeção

Os poços têm por finalidade fornecer uma visão "*in loco*" da estratificação do terreno a ser estudado, a coleta de amostras deformadas a serem utilizadas nos ensaios de laboratório e permitir a determinação do peso específico e umidade natural do material, podendo ser abertos a pá e picareta ou por equipamentos mecânicos.

Os poços deverão chegar a uma profundidade mínima de 3,0m, podendo parar nesta, desde que não se observe alteração na estratigrafia.

Quando os poços alcançarem as profundidades especificadas, um técnico de solos deverá confirmar em que camada se encontra (colúvio, solo residual, etc.) e fazer o **registro fotográfico**. Feito isso, deverão ser executadas três determinações de peso específico seco "*in-situ*" em cada horizonte (a umidade da amostra deverá ser determinada no laboratório), através do método do balão volumétrico ou cravação de cilindro amostrador biselado de aço de parede fina, sendo que este volume deve ser de no mínimo de 1000cm³.

Adjacente ao local onde foram realizados os ensaios de densidade "*in-situ*", deve-se coletar amostra deformada de solo para a realização de ensaios de caracterização e condutividade hidráulica no laboratório. As amostras deformadas deverão ser acondicionadas em sacos plásticos hermeticamente vedados para evitar perda de

umidade e identificadas com o local da coleta, profundidade e data para então serem transportados para o laboratório.

Todos os poços de inspeção deverão ser escorados, se necessário, para evitar desmoronamento de paredes durante a escavação, inspeção e coleta de amostras, devendo-se deixar janelas de inspeção a cada 2,0m de profundidade ou a cada mudança de material (textura, coloração, umidade, etc). Essas janelas de inspeção deverão permitir a inspeção quase contínua das paredes do poço.

Concluídas as atividades de coleta, descrição geológico-geotécnica e posterior inspeção das paredes de poços, os mesmos deverão ser reaterrados em camadas com espessuras máximas de 20cm e compactadas vigorosamente com soquetes manuais ou mecânicos. Em princípio, o solo do reaterrodeverá atingir graus de compactação mínimos de 95% referidos aoensaioProctor Normal, para minimizar conseqüências de possível recalque devido a colapso do material do reaterro.

Será de responsabilidade da empresa encarregada das investigações de campo, além de retirada das amostras, a guarda e preservação das mesmas e o seu transporte criterioso até o laboratório credenciado pelo cliente.

### 2.5. Especificação para a Determinação da Densidade "*in situ*" e Teor de Umidade Natural

O peso específico natural do material deverá ser determinado no interior dos poços de inspeção. As amostras poderão ser coletadas no fundo do poço na medida em que este for aprofundado ou nas paredes após o término da escavação.

Em qualquer caso deverá ser utilizada a técnica do cilindro bizelado, conforme a norma ABNT NBR 9813/87 - Determinação da massa específica aparente "*In-Situ*", com emprego de cilindro de cravação. A pesagem da amostra retirada poderá ser feita no campo, em balança apropriada, ou em laboratório. Durante o processo de pesagem e/ou transporte para o laboratório a amostra deverá ser adequadamente protegida contra perda de umidade.

Logo após a pesagem, o solo deverá ser retirado do cilindro e as amostras deverão ser coletadas e armazenadas em cápsula ou vidro que deverão ser mantidos fechados até a chegada ao laboratório para determinação do teor de umidade natural. Pelo menos uma amostra deverá ser coletada para cada determinação de densidade.

O valor do teor de umidade deverá ser determinado conforme norma do DNER-ME 213/94 ou pelo método da estufa descrito no ANEXO da NBR 6457/86. Pelo menos três determinações serão feitas em cada profundidade.

### 2.6. Especificação Técnica dos Ensaios de Laboratório

As investigações de laboratório compreendem a execução de ensaios de caracterização (sedimentação, determinação de limites de consistência, determinação da densidade real dos grãos e compactação) e condutividade hidráulica, em material proveniente de amostras retiradas dos poços e trados e caracterizaçãodos materiais rochosos sendo areias, britas para transições, filtros, agregados para concreto e enrocamentos.

### 2.6.1. Ensaios de Caracterização dos materiais terrosos

A caracterização dos materiais será feita pela determinação da sua granulometria completa (peneiramento e sedimentação com e sem defloculante), limites de consistência, densidade real dos grãos e curva de compactação.

Estes ensaios de caracterização e compactação deverão ser realizados segundo as normas técnicas especificadas abaixo:

- NBR 6457/86 - Amostras de Solo - Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização;
- NBR 7181/84 - Solo - Análise Granulométrica;
- NBR 6508/84 - Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm - Determinação da massa específica;
- NBR 6459/84 - Solo - Determinação do limite de liquidez;
- NBR 7180/84 - Solo - Determinação do limite de plasticidade;
- NBR 7182/86 - Solo – Ensaio de Compactação;

O material a ser ensaiado será obtido das amostras deformadas (saco) do solo retirado durante a escavação de cada poço ou trado.

### 2.6.2. Ensaios de Condutividade Hidráulica

O ensaio de condutividade hidráulica em laboratório deverá ser realizado segundo a norma técnica ABNT NBR 14545/00 - Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos a carga variável. Apesar da norma ser denominda como *determinação do coeficiente de permeabilidade solos argilosos* ela se aplica a todos os materiais com permeabilidade menor que $10^{-3}$cm/s (Item 1.2).

A amostra empregada neste ensaio deverá ser obtida a partir de amostras deformadas e compactadas a 98% do Grau de Compactação.

### 2.6.3. Ensaios de Caracterização dos materiais granulares

Estes materiais compreendem as areias, britas para transições, filtros, agregados para concreto e enrocamentos.

NA bacia do Rio Itajaí existe camada aluvionar que distribuem-se amplamente na parte jusante da bacia do Rio Itajaí-açu, Rio Itajaí Mirim e Rio Luiz Aves, com profundidade superior a 30m. A largura de distribuição de camada aluvial vai-se ampliando no Rio Itajaí-açu, proximidades de Gaspar, e nas proximidades da confluência com Rios Luiz Alves e Itajaí Mirim, para o lado a jusante. Sedimentos aluviais são compostos principalmente de silte arenoso ou areia siltosa, intercalados por camadas de cascalho.aiados para serem utilizados como material de construção.

Para a caracterização dos enrocamentos e agregados provenientes dos depósitos de cascalho ao longo do leito do rio Itajaí Mirim as amostras poderão ser retiradas nas proximidades do empreendimento.

De acordo com a geologia Local, a rocha existente é classificada macroscopicamente como Micaxisto e provavelmente não poderá ser utilizada como agregado das estruturas de concreto, porém podem ser utilizadas como randon para as ensecadeiras e aterros provisórios.

Para a caracterização dos enrocamentos e agregados provenientes de escavações obrigatórias, as amostras poderão ser obtidas de bate-chocos nos afloramentos de rocha, de forma que sejam representativos da litologia local, ou retirados dos furos rotativos.

É fundamental a orientação do geólogo do projeto para a escolha das amostras a serem ensaiadas.

Serão realizados ensaios de:

- Análise Petrográfica – NBR 7389;
- Porosidade, Absorção de Água e Massa Específica – NBR NM 52 ou NBR NM 53;
- Resistência à Compressão Uniaxial (ensaiadas no estado natural seco e com forma cilíndrica) – NBR 5485;
- Ensaio da Abrasão Los Angeles – NBR 6465;
- Ensaio de Ciclagem Acelerada com Etilenoglicol – NBR 12697.

## 2.7. Locais de Coleta das Amostras

Os materiais de empréstimo serão obtidos das escavações obrigatórias a serem executadas na região do sitio de construção da barragem bem como das escavações dos canteiros de obras previstos no projeto básico, sendo um situado a montante do barramento e dois a jusante.

### 2.7.1. Área de Empréstimo 01 (AE-01) - Canteiro de Obras a Montante

Prevê-se a realização de 1 poço de inspeção e coleta e 2 investigações a trado, de onde deverão ser coletados amostras deformadas para a caracterização do material e realização de ensaios de condutividade hidráulica.**Erro! Fonte de referência não encontrada.**

### 2.7.2. Área de Empréstimo 02 (AE-02) Canteiro de Obras a Jusante

Prevê-se a realização de 1 poço de inspeção e coleta e 2 investigações a trado de onde deverão ser coletados amostras deformadas para a caracterização do material e realização de ensaios de condutividade hidráulica.

### 2.7.3. Área de Empréstimo 03 (AE-03) - Canteiro de Obras a Jusante

Prevê-se a realização de 1 poço de inspeção e coleta e 2 investigações a trado de onde deverão ser coletados amostras deformadas para a caracterização do material e realização de ensaios de condutividade hidráulica.

## 2.8. Escavações Obrigatórias no Sítio de Construção da Barragem (AE-04)

Prevê-se a realização de 1 poço de inspeção e coleta e 3 investigações a trado de onde deverão ser coletados amostras deformadas para a caracterização do material e realização de ensaios de condutividade hidráulica.

## 2.9. Programação de Ensaios

O QUADRO 2.1 apresenta a programação resumida de ensaios de laboratório com as amostras deformadas retiradas de poços de inspeção e trados escavados para esse fim.

## QUADRO 2.1 - RESUMO GERAL DA PROGRAMAÇÃO DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO

| ÁREA DE EMPRESTIMO | POÇO/TRADO P/COLTEA | PROF. ESTIMADA (m) | PROF. ESTIMADA (m) AM. DEF. | UMIDADE "IN SITU" | DENS. SECA "IN SITU" | GRANULOMETRIA PENEIRAMENTO | | LL/LP | PROCTOR | ENSAIOS DE CONDUTIVIDADE HIDRÁULICA |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | | S / Defloculente | C / Defloculente | | | |
| AE-01 | ST-AE01-01 | 3,00 | 3,0 (50kg) | - | - | 1 por amostra | 1 por amostra | 1 determinação por amostra | 1 curva por amostra | 1 ensaio por amostra |
| | ST-AE01-02 | 3,00 | 3,0 (50kg) | - | - | 1 por amostra | 1 por amostra | 1 determinação por amostra | 1 curva por amostra | 1 ensaio por amostra |
| | PI-AE01-02 | 3,00 | 2,0 (50kg) | 3 determ.. | 3 determ.. | 1 por amostra | 1 por amostra | 1 determinação por amostra | 1 curva por amostra | 1 ensaio por amostra |
| AE-02 | ST-AE02-01 | 3,00 | 3,0 (50kg) | - | - | 1 por amostra | 1 por amostra | 1 determinação por amostra | 1 curva por amostra | 1 ensaio por amostra |
| | ST-AE02-02 | 3,00 | 3,0 (50kg) | - | - | 1 por amostra | 1 por amostra | 1 determinação por amostra | 1 curva por amostra | 1 ensaio por amostra |
| | PI-AE02-01 | 3,00 | 2,0 (50kg) | 3 determ.. | 3 determ.. | 1 por amostra | 1 por amostra | 1 determinação por amostra | 1 curva por amostra | 1 ensaio por amostra |
| AE-03 | ST-AE03-01 | 3,00 | 3,0 (50kg) | - | - | 1 por amostra | 1 por amostra | 1 determinação por amostra | 1 curva por amostra | 1 ensaio por amostra |
| | ST-AE03-02 | 3,00 | 3,0 (50kg)) | - | - | 1 por amostra | 1 por amostra | 1 determinação por amostra | 1 curva por amostra | 1 ensaio por amostra |
| | PI-AE03-02 | 3,00 | 2,0 (50kg) | 3 determ.. | 3 determ.. | 1 por amostra | 1 por amostra | 1 determinação por amostra | 1 curva por amostra | 1 ensaio por amostra |
| AE-04 | ST-AE04-01 | 3,00 | 3,0 (50kg)) | - | - | 1 por amostra | 1 por amostra | 1 determinação por amostra | 1 curva por amostra | 1 ensaio por amostra |
| | ST-AE04-02 | 3,00 | 3,0 (50kg) | - | - | 1 por amostra | 1 por amostra | 1 determinação por amostra | 1 curva por amostra | 1 ensaio por amostra |
| | PI-AE04-01 | 3,00 | 2,0 (50kg) | 3 determ.. | 3 determ.. | 1 por amostra | 1 por amostra | 1 determinação por amostra | 1 curva por amostra | 1 ensaio por amostra |

# CAPÍTULO 3 – DESVIO E CONTROLE DO RIO

# 3. DESVIO E CONTROLE DO RIO

## 3.1. Objeto

Esta Seção trata dos procedimentos gerais que deverão ser obedecidos pela CONSTRUTORA, para a execução de serviços e obras necessários ao desvio e controle do rio, durante o período de construção da BARRAGEM DE BOTUVERÁ.

A partir das avaliações de vazões de cheias, definiu-se o desvio do rio Itajaí Mirim através de um túnel escavado em rocha, localizado na margem direita do rio, com seção arco-retângulo com 6,25 m por 6,25 m. O desvio foi dimensionado para a vazão de 244 m³/s, equivalente ao tempo de recorrência de 5 anos para o período anual. Para barramentos de CCR, este período de recorrência é plenamente justificável.

Para escoar esta vazão pelas galerias, o coroamento da ensecadeira de montante resultou na El. 104,50 m. Já o coroamento da ensecadeira de jusante foi fixado na El. 100,00 m.

Esses serviços e obras incluem, porém sem a elas se limitar, as seguintes atividades:

- escavação comum para a construção dos canais de entrada e saída do túnel de desvio, e execução da escavação em rocha a céu aberto prevista para esses canais, executados com a proteção de septos naturais remanescentes das escavações em rocha ou ensecadeiras auxiliares nos canais de entrada e saída dos túneis;

- execução da estrutura em concreto do emboque do túnel de desvio, englobando, também o fornecimento e a instalação das peças fixas embutidas no concreto de primeiro estágio;

- construção das ensecadeiras para fechamento do rio Itajaí Mirim e respectivo desvio através do túnel;

- manutenção e remoção de ensecadeiras auxiliares e septos;

- esgotamento inicial e controle da água existente na área entre as ensecadeiras principais e nas demais áreas de construção, qualquer que seja a sua origem;

- fechamento do túnel de desvio, incluindo a montagem e operação das comportas das estruturas do emboque, para permitir o início do enchimento do reservatório;

- tamponamento em concreto do túnel de desvio.

A execução dos mencionados serviços e obras deverá obedecer, também, aos demais requisitos das presentes Especificações.

## 3.2. Esquema de desvio do rio

O esquema de desvio do rio e as respectivas etapas e fases de construção encontram-se apresentados nos Desenhos de Projeto.

## 3.3. Construção e manutenção das ensecadeiras

### 3.3.1. Generalidades

Entendem-se como ensecadeiras os aterros, provisórios ou definitivos, necessários à execução a seco das escavações e à construção da barragem e demais estruturas e que tenham por finalidade a contenção de águas de qualquer origem.

Todas as ensecadeiras deverão ser executadas de acordo com o estabelecido nos Desenhos de Projeto sendo o lançamento das mesmas efetuado segundo a melhor prática atual de construção de obras dessa natureza.

As ensecadeiras deverão permitir o ensecamento total das fundações das diversas estruturas componentes da barragem.

Basicamente, estas Especificações abrangem as seguintes ensecadeiras:

- ensecadeiras principais necessárias à execução da barragem de CCR e projetadas para a enchente com período de recorrência de 5 anos;

- manutenção de um septo natural para proteção do desemboque do túnel do desvio durante sua construção;

- ensecadeira localizada no canal do emboque do túnel de desvio, necessária à proteção e ao acesso para a concretagem da estrutura de emboque, antes do desvio do rio;

- ensecadeira localizada no canal do desemboque do túnel de desvio, necessária à proteção e ao acesso para a concretagem dos respectivos tampões, depois do fechamento do túnel.

Ao término da obra da barragem a ensecadeira de jusante da barragem deverá ser totalmente removida até o nível de água normal de jusante.

Além das ensecadeiras acima mencionadas, outras, que eventualmente se fizerem necessárias, serão, também, construídas obedecendo estas Especificações.

### 3.3.2. Materiais de construção das ensecadeiras

a) Enrocamentos

Todos os tipos de enrocamento deverão ser aplicados de acordo com as indicações do Projeto.

Os materiais rochosos a serem utilizados na construção das ensecadeiras deverão ser prioritariamente obtidos das escavações requeridas para a realização das estruturas.

Não será permitida a utilização de rochas contaminadas com materiais impróprios ou que tenham características não satisfatórias.

A granulometria dos enrocamentos, lançados diretamente no rio, deverá ser adequada, a fim de evitar erosão excessiva devido à ação do fluxo de água.

A CONSTRUTORA deverá constituir um estoque suficiente de materiais com diâmetros maiores, de modo a garantir a operação de fechamento das pré-ensecadeiras.

Os materiais lançados acima do nível de água deverão ser espalhados em camadas com espessura definida nos Desenhos de Projeto, prevendo-se que a compactação seja efetuada apenas pelo tráfego dos equipamentos de construção.

b) Transição

Na interface entre o material terroso e os enrocamentos, nas linhas apresentadas nos Desenhos de Projeto, está prevista a colocação de transição não processada, constituída por material proveniente da escavação de rocha alterada.

Acima do nível de água, o material de transição deverá ser espalhado em camadas de, no máximo, 40 cm de espessura, compactadas através do tráfego dos equipamentos de construção.

c) Materiais de vedação e alteamento

A vedação das ensecadeiras será realizada por meio de solos superficiais, lançados até o nível de água observado por ocasião de sua execução.

Acima do nível de água, os materiais de vedação serão espalhados em camadas com espessura de 30 cm ou 40 cm, sendo a compactação efetuada através do tráfego dos equipamentos de construção.

Os materiais deverão ter distribuição zoneada, lançando-se, no espaldar de montante, os materiais mais finos, classificados como solos superficiais e, eventualmente próximos às transições, os materiais mais grossos, classificados como rocha alterada. A transição do material mais fino para o mais grosso deverá ser gradual. A distribuição seletiva dos materiais, na praça de lançamento, deverá ser precedida de uma classificação dos mesmos nas frentes de escavação ou estoques.

### 3.3.3. Ensecadeiras

As ensecadeiras principais de montante e jusante, para a construção da barragem, serão constituídas de enrocamento com vedação externa em solo.

O fechamento do rio e o seu conseqüente desvio através do túnel será realizado através de cordões de enrocamento, pelo processo de lançamento em ponta-de-aterro. Tais cordões serão incorporados às ensecadeiras.

As seções, elevações das cristas e locação das ensecadeiras para construção da barragem bem como para as demais ensecadeiras estão indicadas nos Desenhos de Projeto.

### 3.3.4. Manutenção das ensecadeiras

A manutenção das ensecadeiras deverá ser executada pela CONSTRUTORA, no sentido de mantê-las nas mesmas condições em que foram construídas, durante o prazo necessário, conforme especificado nesta Seção e de modo a garantir suas funções de estanqueidade e estabilidade.

Serão considerados como serviços de manutenção: a prevenção de infiltrações através das ensecadeiras ou de seu contato com a fundação, o reparo de qualquer dano ocorrido, a recomposição de taludes, etc, devido à erosão superficial, desgaste ou qualquer outra razão. Entende-se, também, que a manutenção das ensecadeiras compreenderá a execução de aterros na crista das mesmas, quando necessário, para satisfazer as suas condições de segurança e trafegabilidade, quando for o caso, de acordo com o estabelecido nos Desenhos de Projeto.

### 3.3.5. Remoção das ensecadeiras

Os septos dos canais do túnel de desvio deverão ser removidos através de procedimentos executivos que impeçam a entrada de fragmentos de rocha nas bacias de dissipação.

A ensecadeira principal de jusante deverá ser removida (espalhada) com trator de esteiras até o nível d'água de jusante.

As cotas estabelecidas para a remoção das ensecadeiras, apresentadas nos Desenhos, são indicativas, podendo ser alteradas durante a execução das obras.

## 3.4. Responsabilidades

### 3.4.1. Cotas de controle durante a construção

A CONSTRUTORA fará a construção e manutenção das ensecadeiras até as cotas estabelecidas nos Desenhos de Projeto, respeitando os prazos apresentados no cronograma.

## 3.5. Esgotamento da água nas áreas de construção

### 3.5.1. Generalidades

Os serviços abrangidos por este item referem-se a todo o fornecimento, operação e manutenção do sistema de bombeamento e de outros dispositivos necessários para realizar o esgotamento adequado e manter secas as diversas áreas de construção da barragem, podendo incluir: ensecadeiras adicionais, calhas, canais, valetas, condutos e tubos de drenagem, poços e outros.

### 3.5.2. Áreas ensecadas

A CONSTRUTORA executará o esgotamento adequado das áreas das obras, durante a execução dos serviços, incluindo, mas não se limitando, a:

- área de implantação da barragem e vertedouro de CCR;
- canais de entrada e saída do túnel de desvio;
- bacias de dissipação;
- túnel de desvio, durante a construção dos tampões;
- todas as áreas que necessitarem de esgotamento para a execução adequada dos serviços, ou como indicado nos Desenhos de Projeto.

Serão de responsabilidade da CONSTRUTORA a construção, manutenção e posterior remoção de outras obras auxiliares, tais como: canais, valetas, drenos, condutos, cortarios, etc., necessárias para interceptar e desviar as águas superficiais das áreas de escavação, de modo a evitar erosões e consequentes paralisações dos trabalhos.

### 3.5.3. Métodos adotados

O rebaixamento do nível de água deverá ser realizado de forma a manter as fundações suficientemente secas para possibilitar a execução dos trabalhos.

A água esgotada deverá ser descarregada fora dos limites das ensecadeiras ou das escavações, de modo a não provocar refluxo ou erosão nas diversas frentes de trabalho.

As canaletas, valas e poços, construídos dentro da área das fundações de estruturas permanentes em concreto, deverão ser preenchidos com concreto da mesma qualidade que aquele utilizado nas obras permanentes e suas superfícies serão tratadas da mesma forma que as fundações.

## 3.6. Tamponamento do túnel de desvio

O fechamento do túnel estará condicionado à conclusão de toda a estrutura do vertedouro e da barragem e à montagem da comporta da tomada de água.

Concluídos os serviços de fechamento do túnel de desvio, a CONSTRUTORA deverá construir um pequeno dique de proteção no canal de saída das mesmas para possibilitar seu ensecamento e, em seguida, lançar o concreto de tamponamento, conforme indicado nos Desenhos de Projeto.

# CAPÍTULO 4 – DESMATAMENTO, ESCAVAÇÃO E PREPARO DA FUNDAÇÃO

# 4. DESMATAMENTO, ESCAVAÇÃO E PREPARO DE FUNDAÇÃO

## 4.1. Objeto

Esta Seção trata dos procedimentos e diretrizes que deverão ser tomados para a execução do desmatamento, escavações e preparo das fundações, relativos às obras de desvio do rio, construção da barragem, vertedouro, estruturas de descarga de fundo e das válvulas dispersoras, subestação, valas, estoques, bota-foras e áreas de empréstimo.

## 4.2. Desmatamento, destocamento e raspagem

Esses serviços consistirão na remoção de todo o material de origem vegetal, incluindo o desmatamento e destocamento, de forma que a superfície resultante se apresente completamente livre de qualquer detrito.

Por desmatamento, entende-se a derrubada e a remoção de todas as árvores, arbustos, capoeiras e macegas existentes na área e, por destocamento, a remoção dos tocos e raízes para os locais propostos pela CONSTRUTORA. Por raspagem, entende - se a remoção de toda a capa vegetal, com espessura de 30 cm a 40 cm.

Os materiais resultantes serão colocados nos locais indicados onde serão enterrados ou queimados de maneira adequada, sob total responsabilidade da CONSTRUTORA. Em nenhuma hipótese, será permitido o lançamento no rio, riachos ou ravinas, de galhos, troncos, raízes ou demais detritos provenientes de operações de desmatamento, destocamento e raspagem.

As áreas a serem desmatadas e destocadas serão aquelas previstas no projeto de escavações programadas ou as utilizadas para acessos, aterros, bota-foras e estocagem de materiais e áreas de empréstimo.

Os limites das áreas, objeto desta Seção, se estenderão até 10,0 m além das linhas de demarcação das escavações, saias de aterros, bota-foras e pilhas de estoque.

## 4.3. Alinhamentos, declividades e taludes

Todas as escavações deverão ser realizadas até os alinhamentos, declividades e taludes mostrados nos Desenhos.

A CONSTRUTORA tomará todas as precauções indispensáveis, a fim de não danificar quaisquer materiais além do alinhamento da escavação.

No contorno das escavações, A CONSTRUTORA deverá executar, quando necessário, valas, drenos ou muretas de captação de águas superficiais, a fim de desviá-las para fora da área a ser escavada.

Todas as superfícies escavadas, que ficarem permanentemente expostas, deverão apresentar taludes estáveis e acabamento final uniforme, conforme estabelecido nos Desenhos de Projeto.

## 4.4. Escavação seletiva, estoques e bota-foras

### 4.4.1. Generalidades

Durante a execução dos serviços de escavação, a CONSTRUTORA deverá procurar aplicar métodos que possibilitem a escavação seletiva de materiais, de modo a separá-los, de acordo com as necessidades de utilização, diretamente ou com eventual estocagem e posterior recarga.

Nas escavações em solo, para aplicação nas vedações de ensecadeiras está prevista a separação dos materiais de graduação grossa, dos solos silto-argilosos e de outros materiais.

Quanto às escavações em rocha, o maciço é constituído por derrames basálticos, conforme descrito nos documentos de projeto.

A fim de selecionar os melhores tipos de rocha, para a futura utilização como agregados para o concreto a CONSTRUTORA executará a escavação seletiva, onde necessário.

A escavação seletiva deverá ser executada mediante a elaboração de planos de desmonte, que visem a adequada seleção de materiais entre as diversas litologias, de acordo com o tamanho dos blocos e o uso previsto para o material.

Todo o material aproveitável, retirado das escavações programadas, deverá ser separado por cargas no equipamento de transporte, durante as operações de escavação.

### 4.4.2. Pilhas de estoque

As cargas de material selecionado resultante das escavações serão britadas e/ou depositadas em pilhas de estoque.

A CONSTRUTORA deverá tomar especial cuidado a fim de evitar a contaminação das pilhas de estoque por materiais indesejáveis. Caso seja constatada essa hipótese, será de responsabilidade da CONSTRUTORA a substituição do material contaminado.

### 4.4.3. Bota-foras

O material não aproveitável deverá ser depositado em bota-foras que serão formados em locais propostos pela CONSTRUTORA e em conformidade com as diretrizes ambientais. Esses bota-foras deverão ser estáveis e apresentar taludes uniformes e regulares.

As áreas de bota-fora deverão ser construídas pela CONSTRUTORA, obedecendo aos critérios de preparação do local e drenagem.

O material do bota-fora deverá ser lançado em camadas contínuas com, no máximo, 1,0 m de espessura, de maneira que a sua compactação seja obtida pelo tráfego dos equipamentos de transporte e espalhamento. Para propiciar uma drenagem adequada, as superfícies das áreas de bota-foras deverão apresentar uma declividade mínima de 2%.

## 4.5. Escavação comum

### 4.5.1. Escavação comum acima do nível de água

Essa atividade prevê a remoção de solos coluviais, residuais e saprolíticos, saprólitos, turfa, aluviões e matacões com volume menor que 1,0 m³ ou placas soltas de rocha, bem como qualquer material que possa ser removido com o emprego de lâmina de trator tipo CAT D-8 ou equivalente.

### 4.5.2. Escavação comum abaixo do nível de água

Essa atividade inclui todo o material comum (solos diversos, depósitos coluviais e aluvionares), localizado nas margens ou no leito do rio, abaixo do nível de água, que será removido por métodos e equipamentos apropriados, tais como: dragas de sucção, "drag-lines", retro-escavadeiras, etc.

## 4.6. Critérios gerais para escavação em rocha

### 4.6.1. Generalidades

Terminada a escavação comum, a CONSTRUTORA deverá executar a limpeza grossa da superfície remanescente, antes de iniciar a escavação em rocha. Essa limpeza será executada mediante a utilização de equipamentos mecânicos leves.

### 4.6.2. Definição

Esse tipo de escavação inclui todo o material que não possa ser removido por lâmina de trator tipo CAT D-8 ou equivalente, como também todos os blocos isolados e matacões cujo volume seja superior a 1,0 m³. Abrange, ainda, toda a escavação em rocha a frio, executada por meio de marteletes, rompedores, cunhas e outros dispositivos, eventualmente necessários para a escavação de locais especiais na fundação das estruturas.

### 4.6.3. Carga e distância

A escavação a fogo será executada somente até as profundidades e em quantidades e extensões que não possam comprometer a estabilidade ou provocar danos à rocha remanescente, estruturas de concreto, edificações, etc.

Os critérios "carga máxima x distância segura" serão estabelecidos pela construtora durante os desmontes iniciais, através do monitoramento das detonações com sismógrafo, observando-se os seguintes limites para as máximas velocidades de partícula admissíveis (Vp):

| LOCAL | TEMPO DE CURA DO CONCRETO - t (horas ou dias) | VELOCIDADE MÁXIMA DE PARTÍCULA - Vp (cm/s) |
|---|---|---|
| Rocha remanescente dos canais | - | 20 |
| Rocha remanescente dos túneis | - | 10 |
| Concreto | t < 48 horas<br>48 horas ≤ t < 7 dias<br>7dias ≤ t < 28 dias<br>t ≥ 28 dias | 3<br>5<br>7<br>10 |

| LOCAL | TEMPO DE CURA DO CONCRETO - t (horas ou dias) | VELOCIDADE MÁXIMA DE PARTÍCULA - Vp (cm/s) |
|---|---|---|
| Cortinas de injeção | t < 7 dias<br>t ≥ 7 dias | 7<br>10 |

### 4.6.4. Planos de fogo

Quando solicitada, a CONSTRUTORA deverá disponibilizar os planos de fogo das escavações executadas.

A CONSTRUTORA deverá emitir uma "Programação Diária de Fogo", a ser encaminhada para conhecimento dos serviços relacionados com o desmonte. Essa programação deverá conter, basicamente, para cada fogo, a data de detonação, local e hora.

A CONSTRUTORA deverá por razões de segurança, encaminhar os documentos a todos os setores da obra envolvidos.

### 4.6.5. Instruções adicionais

Após a execução das escavações, as superfícies finais deverão ser repassadas com remoção de “choco”, instalação de drenos, barras de ancoragem, tirantes e aplicação de concreto projetado onde necessário, para garantir sua estabilidade.

### 4.6.6. Tolerâncias

As escavações deverão ser executadas dentro das linhas de projeto indicadas nos Desenhos de Projeto. Não serão admitidas subescavações ("under-break"), ao longo das superfícies de contorno das estruturas em concreto.

## 4.7. Escavação em rocha a céu aberto

### 4.7.1. Generalidades

As escavações em rocha a céu aberto, conforme quadro a seguir, em função da localização da região escavada, em relação às superfícies finais de projeto, serão divididas em dois tipos:

- desmonte do miolo;
- desmonte das faixas finais.

As técnicas aplicadas e suas características são descritas no Quadro a seguir.

| TÉCNICA DE DESMONTE | POSIÇÃO DA REGIÃO ESCAVADA | CARACTERÍSTICAS |
|---|---|---|
| DESMONTE DO MIOLO | Maciço rochoso, situado a mais de 10,0 m dos limites das escavações (ver nota[1]) | O desmonte deverá atender aos critérios de velocidade de partícula admissível, bem como aos requisitos para a obtenção dos materiais pétreos necessários. |
| DESMONTE DAS FAIXAS FINAIS | | |
| - Fogos de contorno | Todos os taludes verticais/inclinados das estruturas em concreto | Pré-fissuramento ou pós-fissuramento |
| | Alguns taludes verticais/inclinados dos canais | Perfuração em linha Fogo cuidadoso |
| - Fogos controlados | Bancada final de fundação das escavações para as estruturas de concreto | Altura da bancada reduzida; malha e razão de carga, controladas |
| | Taludes verticais/inclinados dos canais, onde não estiver previsto fogo de acabamento | Malha, diâmetro dos furos e razão de carga controlados |

Considera-se como miolo a parte central da seção de escavação, afastada de até 10,0 m das superfícies finais indicadas nos Desenhos de Projeto.

As faixas finais de escavação serão constituídas pelo trecho do maciço rochoso situado entre o fogo de miolo e as superfícies limites de projeto, e terão como objetivo a obtenção de superfícies, mais intactas e regulares, através de fogos controlados e fogos de contorno pela redução dos impactos provocados pelo desmonte de miolo sobre as superfícies limites de escavação.

A espessura lateral da faixa final será igual ou superior a 4,0 m e inferior a 10,0 m.

A camada final horizontal das escavações deverá ser detonada e removida em operação separada, obedecendo aos requisitos especiais que visem preservar o maciço rochoso.

As camadas finais verticais ou sub-verticais, onde não estiver prevista a execução de fogos de acabamento, poderão ser detonadas e removidas conjuntamente com o desmonte do miolo.

[1] Nota: essa distância poderá ser eventualmente reduzida em função dos resultados dos ensaios de velocidade de partículas.

### 4.7.2. Desmonte do miolo

Esses desmontes terão características limitadas em função da proteção necessária às estruturas existentes, às estruturas em concretagem e às escavações adjacentes, e também à necessidade de produção de blocos de rocha com dimensões especificadas. Para tanto, os desmontes em referência serão executados, visando a proteção dessas estruturas, em função das velocidades de partícula permitidas, conforme o sub-item específico.

### 4.7.3. Desmonte das faixas finais

Esse tipo de desmonte será dividido em fogos de contorno e fogos controlados, conforme exposto a seguir:

a) Fogos de contorno

As faixas verticais ou sub-verticais, adjacentes ao contorno das escavações, deverão ter os esquemas de fogo cuidadosamente planejados e implantados, de forma a se obter superfícies mais regulares e intactas possíveis.

As técnicas de fogo de contorno, a serem utilizadas pela CONSTRUTORA, são as seguintes: pré-fissuramento, pós-fissuramento, perfuração em linha e fogo cuidadoso.

b) Fogos controlados

São fogos programados para proteger a rocha remanescente, além dos limites da escavação, tanto em fundações de estruturas, como em taludes finais de escavação. Estão previstos fogos controlados na escavação da última bancada acima da superfície de fundação, assim como nas superfícies que deverão receber concreto e em outros locais específicos.

Para a execução desse tipo de escavação deverão ser tomadas medidas preventivas como eventuais reduções de altura de bancadas, da razão de carga e outras julgadas necessárias.

## 4.8. Escavação dos túneis

### 4.8.1. Consolidação do maciço com colunas de solo-cimento (jet grouting)

Para estabilização do maciço no entorno do túnel serão pré-executadas colunas e solo-cimento com diâmetro de 80 cm e 120 cm.

Na fase de obras deverão ser executadas mais sondagens para confirmar ou corrigir os critérios adotados no projeto.

### 4.8.2. Consolidação com enfilagens

Antes do início da escavação do túnel será executada a estabilização prévia do maciço terroso. Para a escavação dos túneis nos emboques, o maciço de solo será antecipadamente consolidado com enfilagem tubular de PVC, ao longo de todo o perímetro da abóbada.

As enfilagens serão executadas de cima para baixo no espelho. Conforme são feitas as enfilagens abaixa-se a plataforma do equipamento, desta maneira serão executadas em três etapas com rebaixos de 2 metros.

O método de consolidação do maciço terroso nos emboques será detalhado nas Especificações de Serviço.

### 4.8.3. Escavação da calota do túnel em solo

Antes do início da escavação propriamente dita serão instaladas algumas cambotas com o pé encostado no início do espelho, para conferir rigidez inicial ao conjunto de cambotas que serão utilizadas no interior do maciço terroso. Serão executados avanços de 0,5 m, conforme o espaçamento das cambotas, deixando um núcleo central de sustentação da cabeceira. Após cada avanço, será instalada uma cambota e aplicado concreto projetado.

A cada 4 a 5 avanços será lançada ao longo dos pés das cambotas uma viga de concreto, armada longitudinalmente, sempre mantendo uma distância de aproximadamente 5 m na frente. A finalidade da viga é a sustentação do conjunto de cambotas durante o rebaixo, se o avanço for em calota e rebaixo. O avanço a plena seção não dispensa a construção da viga, conforme indicado acima.

Para a escavação do solos serão utilizados uma retroescavadeira e rompedores pneumáticos manuais para completar o contorno. A limpeza do material escavado será feita com pá carregadeira e caminhões basculantes.

### 4.8.4. Escavação do rebaixo do túnel em solo

O rebaixo será iniciado somente após o vazamento da calota e será escavado em uma única operação até a cota definitiva do piso. A escavação será realizada em trechos correspondentes ao espaçamento das cambotas, sendo instalado o pé direito das mesmas e revestido com concreto projetado. A cada 3 a 5 avanços será implantado o perfil metálico para tratamento das bases dos pés-direitos, nos trechos onde o piso é em solo.

Nos trechos com piso em rocha será dispensado o perfil metálico para travamento dos pés-direitos.

### 4.8.5. Escavação subterrânea em rocha

Também no trecho em rocha, o túnel poderá ser escavado em calota (plena seção) e rebaixo (bancada com furação vertical no núcleo e alargamento com furação horizontal nas paredes.

#### *Escavação da calota*

*Esquema de fogo da calota*

Recomenda-se que o pilão do túnel seja do tipo "*V cut*" com furos convergentes. Este tipo de pilão, além de ser mais econômico e rápido na furação, permite também bons avanços em túneis de grande área. O contorno da abóbada será obrigatoriamente detonado com fogo cuidadoso.

*Equipamento de furação da calota*

Como equipamento de furação são especificados jumbos hidráulicos do tipo "*hydraboom*", com um mínimo de 3 braços para as lanças das perfuratrizes hidráulicas e, opcionalmente, mais um braço para a gaiola de carregamento dos explosivos. A movimentação dos braços deverá ser computadorizada para permitir a correta orientação dos furos do pilão. Recomenda-se que as perfuratrizes utilizem hastes seccionadas de 1 ¼" de diâmetro mínimo e comprimento padrão de 3 m. O diâmetro das coroas não deverá ser inferior a 1 ¾" (45 mm).

*Retirada do entulho na calota*

Para limpeza do entulho na calota poderão ser usadas pás carregadeiras, obrigatoriamente providas de oxicatalizador e, opcionalmente, com descarga lateral, descarregando o entulho em caminhões basculantes. Especial atenção deverá ser dedicada à ventilação durante a limpeza, já que o equipamento diesel requer grandes quantidades de ar limpo.

*Escavação do rebaixo*

O rebaixo será iniciado somente após a conclusão da escavação da calota. Após o vazamento nas duas extremidades do túnel, o rebaixo será executado simultaneamente nas duas frentes. Será escavado em duas operações:

- escavação de uma trincheira central até a cota definitiva do piso;
- perfuração horizontal das paredes com fogo cuidados de contorno.

Quando necessário, em fase executiva, e a critério do DONO DA OBRA, as paredes serão revestidas com concreto projetado durante a escavação, para garantir melhores condições de segurança. Posteriormente, em fase de revestimento final, as paredes serão revestidas conforme projeto.

*Esquemas de fogo*

a) Trincheira central

Com a finalidade de reduzir a um mínimo os abalos sísmicos que podem prejudicar as escavações já executadas, os furos de demonstre serão inclinados a 60º do plano horizontal, para melhorar a qualidade do piso. A largura da trincheira é limitada pela altura da lança do *air-track*. Sempre para evitar abalos sísmicos, será detonado um único furo por espera. A iniciação do desmonte poderá ser feita com cordel detonante.

b) Desmonte das paredes

As paredes serão detonadas obrigatoriamente com fogo cuidadoso de contorno.

## 4.9. Preparo das fundações

### 4.9.1. Generalidades

Toda a superfície final de fundação deverá ser protegida contra danos provocados por erosão e intemperismo ou decorrentes do tráfego de equipamentos, até que os materiais previstos no Projeto (solos, transições, enrocamentos ou concreto) sejam lançados.

Surgências de água deverão ser drenadas para fora da área de trabalho, através de valetas, drenos especiais ou poços. Quando necessário, os drenos e poços com brita, após sua utilização, serão injetados por meio de argamassa de cimento e areia.

Taludes negativos ou muito íngremes, que não permitam a colocação correta de transições, enrocamentos ou aterros, deverão ser regularizados, conforme indicado nos Desenhos de Projeto.

### 4.9.2. Fundações das ensecadeiras

A área de fundação, acima do nível normal do rio, deverá ser escavada de modo a remover os solos, pedras soltas e parte da rocha decomposta que possa afetar a vedação ou o suporte adequado para as ensecadeiras, conforme indicado nos Desenhos de Projeto. A escavação deverá ser executada de maneira a não contaminar o leito do rio.

A limpeza final da fundação consistirá na remoção de todo material coesivo ou não, de baixo suporte, eventualmente existente, utilizando métodos propostos pela CONSTRUTORA.

### 4.9.3. Fundação das estruturas de concreto

As escavações deverão conduzir a superfícies regulares em rocha, através da utilização de esquemas de fogo controlado. Os cantos vivos e as saliências agudas, ou outras feições na fundação que possam afetar o concreto ou a aderência concreto - rocha, deverão ser suavizados ou eliminados. Da mesma forma, deverão ser utilizadas técnicas de fogo de contorno.

Caso a rocha de fundação apresente a tendência de desagregação, depois de exposta ao tempo, a superfície deverá ser protegida com concreto ou argamassa de regularização.

Em locais de fundação inadequada, deverá ser removido o material de má qualidade. A liberação de cada trecho da fundação será realizada após a remoção do material solto e jateamento hidráulico que possibilite a realização do nivelamento topográfico da superfície e o mapeamento geológico da fundação.

### 4.9.4. Aterros diversos

Nas operações para o preparo de fundações constará, além do desmatamento, destocamento e raspagem, a remoção de materiais moles e saturados e o escalonamento do terreno nos locais onde a declividade natural for superior a 1V:5H.

A superfície final de fundação deverá ser protegida contra danos provocados por erosão e intemperismo, ou decorrentes do tráfego de equipamentos, até que os materiais previstos sejam lançados.

Surgências de água deverão ser drenadas, por meio de tapetes drenantes de areia e drenos de brita.

### 4.10. Tratamento e proteção dos taludes de escavação

Ao final da escavação de cada bancada, em função do tipo de material e da segurança requerida para as obras, serão determinados os tratamentos e proteções necessários. Esses tratamentos poderão consistir, sem se limitar a uma ou mais combinações, das seguintes providências:

- plantio de grama;
- drenos sub-horizontais (DHP);
- valetas de drenagem, meias-canas e tubos-dreno;
- aplicação de concreto projetado;
- barras de ancoragem, tirantes e telas metálicas;
- muretas de contenção.

# CAPÍTULO 5 – CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM/VERTEDOURO

# 5. CONSTRUÇÃO DA BARRAGEM/ VERTEDOURO EM CCR E ATERROS DIVERSOS

A CONSTRUTORA deverá providenciar os levantamentos necessários da fundação da barragem/vertedouro tais como topográficos e descrição litológica.

## 5.1. Generalidades

A CONSTRUTORA deverá instalar marcos topográficos, inclusive estaqueamento, para o controle dos greides e alinhamentos.

Cuidados especiais deverão, também, ser tomados, para possibilitar a drenagem provisória nessa área.

### 5.1.1. Seqüência de Construção

a) Geral

A execução do desvio do rio e a construção da barragem/vertedouro em CCR estão descritas a seguir e apresentadas, esquematicamente, nos Desenhos de Projeto.

A sequência de construção da barragem/vertedouro de CCR está estritamente relacionada com as condições para o desvio do rio Itajaí Mirim, conforme descrito no item específico. Desta forma, o CONTRATADO deverá adotar todas as medidas consideradas necessárias, para atingir as datas estabelecidas para o desvio e para as diversas etapas de construção da barragem/vertedouro e ensecadeiras, conforme apresentado a seguir.

b) Construção da barragem de ccr antes do desvio do rio

Antes do desvio do rio, a CONSTRUTORA deverá realizar as escavações em solo e em rocha na margem direita do rio, constituindo canal de entrada e saída do túnel de desvio e seus canais de desvio complementares. Nas áreas de montante assim escavadas, ainda antes do desvio do rio, será implantada a estrutura de controle do emboque do túnel de desvio.

c) Sequência construtiva da barragem/vertedouro de CCR após o desvio do rio:

Após o desvio do rio, deverá ser construída a estrutura da barragem/vertedouro, obedecendo à seguinte sequência:

- Imediatamente após a operação de fechamento do rio e lançamento das transições e vedações nas ensecadeiras que não permitam a passagem de água para a área compreendida entre ambas as ensecadeiras, será iniciado o esgotamento da área a ser ensecada;
- após a conclusão do esgotamento, deverá ser efetuado o tratamento das fundações no leito do rio. A área de fundação destas estruturas deverá ser completamente limpa, com a remoção total da capa de solo orgânico, areia, terra, material coluvionar, pedras e lajes de rocha soltas e da parte da rocha decomposta que for determinado em projeto;
- em seguida, será lançada a camada de concreto de regularização das fundações;

- em seguida serão lançadas as camadas de concreto compactado com rolo. No lançamento de cada camada, tanto a face de montante quanto a de jusante deverá ser executado com blocos de concreto convencional que terão a função de fôrma para apoio da camada de concreto compactado com rolo;

- quando a estrutura do vertedouro atingir a elevação 119,75 m, será iniciado o lançamento do concreto convencional, finalizando quando atingir a crista do vertedouro na elevação 122,30 m.

## 5.2. Construção de aterros diversos

### 5.2.1. Materiais de construção

a) Generalidades

Os materiais a serem utilizados na construção dos aterros diversos serão obtidos diretamente de escavações obrigatórias, áreas de empréstimo e deverão estar isentos de matérias orgânicas e substâncias estranhas e atender os requisitos destas Especificações.

A CONSTRUTORA deverá programar a execução das escavações e a formação dos estoques de materiais, de modo a prever o uso desses materiais, de acordo com o cronograma de lançamento dos aterros e com os requisitos técnicos previstos nestas Especificações.

As espessuras de compactação das camadas, indicadas nos Desenhos de Projeto e nestas Especificações, referem-se aos valores máximos antes da compactação.

Os materiais usados na construção dos aterros serão obtidos das remoções e escavações executadas pela CONSTRUTORA e serão classificados em enrocamentos, transições e materiais impermeáveis.

b) Enrocamentos

Os materiais rochosos a serem utilizados na construção das ensecadeiras deverão ser prioritariamente obtidos das escavações requeridas para a realização das estruturas.

Não será permitida a utilização de rochas contaminadas com materiais impróprios ou que tenham características não satisfatórias. Os enrocamentos executados acima do nível d'água deverão ser lançados em camadas de 0,80 metros e compactados com o tráfego de equipamentos.

c) Transições

Os materiais de transição para as ensecadeiras serão constituídos de blocos de rochas alteradas obtidas diretamente das escavações obrigatórias com equipamentos. Acima do nível d'água deverão ser lançados em camadas de 0,40 metros e compactados com o tráfego de equipamentos.

d) Materiais impermeáveis

Material de aterros impermeáveis, definido como solos, será formado por material obtido de áreas de empréstimo ou selecionado das limpezas e escavações obrigatórias, após remoção dos fragmentos de rocha com tamanhos superiores a 200 mm de diâmetro.

Este material deverá ter um teor de umidade durante o lançamento que permita o tráfego normal do equipamento e que, como resultado da compactação, produza um material de aparência homogênea, maciça e impermeável.

Os materiais a serem utilizados nos aterros em solo serão classificados como segue:

- S - solo superficial ou solo saprolítico, compactado com o tráfego de equipamentos de lançamento e espalhamento, em camadas de 30 cm.

- SL - solo superficial ou solo saprolítico, lançado abaixo do nível d'água.

- SC - solo superficial ou solo saprolítico, compactado com equipamentos de compactação em camadas de 20 cm.

Os aterros da subestação e dos canteiros deverão ser, normalmente, executados com a utilização de materiais provenientes de escavações obrigatórias. Os aterros deverão ser executados conforme indicado nos Desenhos de Projeto, podendo ser dos tipos:

- S - constituído por solos e saprólitos lançados em camadas uniformes de 30 cm, compactados pela ação do tráfego de equipamentos de transporte e espalhamento. Nas faixas adjacentes aos taludes não protegidos por plantio de grama, deverão ser colocados materiais de granulometria mais graúda;

- SC - constituído por solos e saprólitos compactados com grau superior ou igual a 95%, relativamente ao Ensaio Proctor Normal (NBR 7182 da ABNT). O desvio de umidade, em relação ao referido ensaio, poderá variar de menos 2% a mais 3%. A espessura das camadas, não deverá exceder a 20 cm. Para a compactação dos solos, poderão ser utilizados rolos pé-de-carneiro, transmitindo tensões nos pés da ordem de 3 MPa. Para a compactação dos saprólitos, são recomendados os rolos "tamping", com 120 kN de peso estático;

O revestimento primário dos aterros deverá ser espalhado com motoniveladora e compactado com quatro passadas de rolo vibratório com, no mínimo, 50 kN de peso estático, ou através de quatro passadas de trator tipo CAT D-8 ou similar.

Durante a execução do aterro as praças deverão ser mantidas com declividade mínima de 2%, para facilitar a drenagem. Quando houver iminência de chuvas, as praças deverão ter sua superfície selada, mediante a passagem de rolos lisos.

Os materiais provenientes de escavações obrigatórias poderão ter sua umidade corrigida na praça de lançamento. Entretanto, visando minimizar tais correções e evitar o excesso de umidade, as escavações deverão ser executadas prevendo-se a implantação de sistemas de drenagem superficial.

### 5.2.2. Equipamentos de compactação

a) Generalidades

Antes de utilizar qualquer equipamento de compactação, A CONSTRUTORA deverá disponibilizar na obra as especificações dos respectivos fabricantes, incluindo dimensões, pesos, dados técnicos e cálculo da energia aplicada.

b) Equipamentos para a Compactação de Enrocamentos e Transições

Para a compactação dos enrocamentos e transições, deverão ser utilizados rolos lisos vibratórios, rebocados por tratores de esteira ou autopropelidos. Em qualquer hipótese, os rolos deverão atender as seguintes especificações:

- peso mínimo estático total ..... 90 kN
- peso mínimo estático por metro de rolo ..... 30 kN
- peso mínimo de impacto dinâmico ..... 370 kN
- frequência de vibração..... 1.000 rpm a 1.500 rpm

Os tambores deverão ser de aço e providos de acessórios, de modo a evitar o acúmulo de material na sua superfície durante a operação de compactação.

c) Equipamentos para a compactação dos aterros diversos

Para a compactação dos solos, deverão ser utilizados, respectivamente, rolos tipo pé-de-carneiro e de impacto tipo "tamping". O rolo tipo pé-de-carneiro deverá transmitir, nos pés, tensão da ordem de 3 MPa e o rolo tipo "tamping" deverá ter 120 kN de peso estático.

d) Compactadores manuais

Os compactadores mecânicos manuais serão utilizados para a compactação de materiais em áreas inacessíveis a outros tipos de compactadores e em locais de instalação de instrumentação.

Esses compactadores deverão produzir densidades equivalentes àquelas obtidas com a utilização de rolos vibratórios ou do tipo pé-de-carneiro. Para o uso de compactadores manuais, a espessura da camada será limitada a 15 cm para materiais argilosos ou a 20 cm para materiais granulares, podendo, ainda, ser reduzidas, em função do grau de compactação desejado.

### 5.3. Preparo das fundações

As fundações dos aterros deverão ser limpas e preparadas, de acordo com os sub-itens aplicáveis destas Especificações.

# CAPÍTULO 6 – PERFURAÇÕES E INJEÇÕES

# 6. PERFURAÇÕES E INJEÇÕES

## 6.1. Objeto

Esta Seção trata dos serviços de perfuração em solo, rocha ou concreto, para injeção e drenagem. Os serviços de injeções de caldas de cimento ou argamassa para impermeabilização, consolidação e contato são especificados no documento específico, que trata das Composições de Concretos e Argamassas.

Basicamente, estes serviços incluem, sem necessariamente se limitar a:

- perfuração, lavagem e ensaios de furos exploratórios e de verificação;
- perfuração, lavagem e ensaio de furos para injeção e consolidação;
- perfuração e lavagem de furos de drenagem e para instrumentação na fundação e no corpo da barragem e vertedouro;
- execução das conexões para injeção;
- preparo, dosagem e injeção de calda de cimento e argamassa;
- preenchimento e acabamento dos furos de injeção terminados;
- limpeza das áreas após o término dos trabalhos e todas as demais operações relacionadas com trabalhos de perfuração e injeção de calda de cimento.

## 6.2. Programa

Os trabalhos previstos, sem limitação de outros julgados necessários, serão os seguintes:

- injeções da cortina de impermeabilização e furos da cortina de drenagem ao longo da barragem e vertedouro, túnel de desvio, dissipadores de energia, válvulas dissipadoras e descarregadores de fundo, além de outros locais em que venham a ser necessários;
- injeções de argamassa e injeções de contato e impermeabilização no tampão do túnel de desvio e no tamponamento das aberturas superiores no bloco da barragem;
- injeções de consolidação na fundação da ombreira direita da barragem;
- furos para instalação de instrumentos; e
- furos para pesquisas geológico-geotécnicas.

O programa de perfurações e injeções, definido nestas especificações e nos Desenhos, não é de caráter final. A CONSTRUTORA deverá executar todos os serviços de perfuração e injeção de acordo com as condições que forem encontrando.

A quantidade, os locais, a disposição e a profundidade das perfurações e injeções que serão efetivamente necessárias serão determinadas pelas condições reveladas à medida em que progridam os trabalhos. A este respeito, os dados constantes nos Desenhos

representam uma estimativa dos trabalhos a serem executados. Os processos de injeção, inclusive tempo de ensaio e lavagem, dosagens de caldas, pressões, regime de bombeamento, duração da injeção, critérios de pega, sequência em que os furos serão perfurados e injetados, assim como a ordem de prioridade dos trabalhos serão determinados no local.

### 6.3. Equipamentos

Todos os equipamentos de perfuração e injeção utilizados deverão ser do tipo, capacidade e condição mecânica apropriados para a execução dos trabalhos. Os equipamentos e sua disposição na Obra deverão atender a todos os requisitos aplicáveis, de regulamentos e normas, relativos à segurança. Não será permitido o emprego de motores de combustão para a operação dos equipamentos de perfuração e injeção das galerias de drenagem ou outras áreas fechadas.

#### 6.3.1. Equipamento para perfuração

Os furos de injeção e drenagem deverão ser feitos com perfuratrizes roto-percussivas, salvo furos exploratórios ou de verificação, que poderão ser executados com sondas rotativas, caso solicitado pelo projetista. As perfuratrizes roto-percussivas devem ser equipadas com dispositivo para circulação de água. Prevê-se que na maior parte dos trabalhos a céu aberto a perfuração possa ser executada com perfuratrizes montadas sobre carretas de esteira.

As sondas rotativas para furos exploratórios ou de verificação e pesquisa geológica devem estar em perfeitas condições de funcionamento e devem ter avanço hidráulico e capacidade para sondar até 100 m de profundidade, usando haste NW em toda a composição. Devem dispor de barriletes duplos-livres, diâmetros HX e NX e coroas de diamante adequadas.

Para efetuar furos de drenagem, injeções ou para a instalação de instrumentos a partir de galerias de drenagem ou em recintos fechados, a CONSTRUTORA deverá dispor de perfuratrizes roto-percussivas de dimensões adequadas, de acionamento pneumático ou elétrico, equipadas com silenciadores.

#### 6.3.2. Equipamento para injeção

Todos os equipamentos para dosagem e injeção de calda de cimento deverão ser sempre mantidos em ótimas condições de funcionamento e a sua aferição poderá ser requerida a qualquer momento. Qualquer furo de injeção desperdiçado ou danificado devido a falha mecânica do equipamento, imperícia do operador ou insuficiência do suprimento da injeção, deverá ser refeito.

O equipamento de injeção deverá consistir de uma unidade injetora completa, para cada local onde operações de injeção estejam sendo executadas. A capacidade de cada unidade injetora deverá ser de, no mínimo, 150 l/min, quando operando a uma pressão de descarga de 14 kgf/cm². Cada unidade injetora deverá incluir, no mínimo, o seguinte:

- uma bomba do tipo avanço-com-rosca, capaz de conservar uma pressão de descarga a mais uniforme possível e de operar a uma pressão máxima de 21 kgf/cm²;

- um misturador mecânico de alta velocidade, para preparar calda de cimento;

- um ou mais depósitos de agitação mecânica, com capacidade mínima igual a três vezes a produção das bombas e para a descarga máxima especificada, adequadamente graduados e equipados com peneiras;

- um tanque ou dispositivo equivalente, para o suprimento da água a ser usada nas operações de ensaios, de lavagem dos furos sob pressão e de injeção de água nas tubulações e equipamentos;

- hidrômetros de precisão, graduados em litro e fração de litro, devidamente aferidos;

- um manômetro aferido, adequadamente graduado, de alta precisão, para verificação dos demais manômetros antes do início de cada operação de injeção;

- válvulas, manômetros, mangueiras de pressão, linhas de alimentação, obturadores, peneira vibratória, ferramentas comuns, em quantidade e da qualidade necessárias para prover um fornecimento contínuo de calda de cimento e controle acurado das pressões;

- uma bomba especial para injeção de argamassa de areia, cimento e água.

A CONSTRUTORA deverá dispor de equipamentos sobressalentes suficientes para garantir a continuidade dos serviços nos casos de problemas mecânicos.

A disposição do equipamento injetor deverá ser tal que possa prover uma circulação contínua de calda de cimento em todo o sistema e permita um controle acurado da pressão, por menor que seja a quantidade de calda injetada.

A distância máxima entre o agitador e a bomba injetora não deverá exceder 10 m e a distância entre a bomba injetora e o furo a ser injetado não deverá ultrapassar 50 m, a não ser que seja introduzido um agitador intermediário. Por meio de lavagens periódicas com água, dever-se-á evitar que o equipamento e as tubulações se obstruam devido à deposição de calda.

No circuito de injeção, não será permitido o emprego de tubulações ou acessórios com diâmetro interno inferior a 38 mm e hastes com diâmetro interno inferior a 25 mm.

### 6.4. Tubos - Guia

As perfurações no concreto serão geralmente executadas usando-se tubos - guia colocados através da armadura. Estes tubos serão de PVC rígido, com diâmetro indicado nos Desenhos. Os tubos para a injeção da cortina principal não precisam ser rosqueados e, após a abertura dos furos, nos intervalos entre trabalhos, deverão ser mantidos fechados por meio de tampões de madeira.

Em furos de drenagem ou para instrumentação e em furos de injeção adicionais a serem efetuados a partir das galerias, os tubos guia devem ser rosqueados e providos de tampas apropriadas.

No caso de furos a serem feitos diretamente na rocha, para injeção ou drenagem, deverão ser colocados tubos guia instalados em furos de diâmetro maior, com argamassa de cimento e areia, penetrando 0,3 m na rocha e sobressaindo 0,1 m da superfície.

## 6.5. Classificação, dimensões, profundidades e métodos executivos dos furos

Os furos a serem executados podem ser classificados, quanto à sua finalidade, em:

### 6.5.1. Furos de injeção

Os furos de injeção serão executados com equipamentos rotopercussivos, com diâmetro de 76 mm. Os Desenhos de projeto apresentam a cortina de impermeabilização prevista.

Os furos de contato, diâmetro 38 mm, poderão ser abertos com perfuratrizes leves.

A maior parte destas perfurações será executada através de concreto, com o emprego de tubos-guia, como descrito.

### 6.5.2. Furos exploratórios e de verificação

Entende-se por furos exploratórios aqueles executados ao longo da cortina de injeção, antes da abertura dos furos primários, e por furos de verificação aqueles executados após as injeções, para análise dos seus resultados. Os furos exploratórios serão executados com sondas rotativas e os de verificação poderão ser abertos com equipamento de rotação ou de percussão, No caso de equipamento de rotação, serão executados com diâmetro HX ou NX, com recuperação de testemunho e, no caso de equipamento de percussão, com diâmetros de 76 mm.

Os furos de verificação não foram indicados nos Desenhos. Sua localização e profundidade serão definidos durante a execução dos serviços.

### 6.5.3. Furos para drenagem

Os furos de drenagem serão executados com equipamentos rotopercussivos e diâmetro de 76 mm nos locais indicados nos Desenhos. Os furos poderão ser verticais ou inclinados, ascendentes ou descendentes, conforme indicados nos Desenhos.

### 6.5.4. Furos para instalação de instrumentos e pesquisas geológico-geotécnicas

Estes furos serão executado por sondas rotativas, com diâmetro HX ou NX, com recuperação de testemunho.

### 6.5.5. Cuidados a serem observados nas perfurações

Nos serviços de perfuração, as seguintes instruções deverão ser seguidas:

- não se executarão perfurações em locais situados a menos de 30 m dos furos que estão sendo injetados, ou que tenham sido injetados a menos de 24 horas;

- os furos de drenagem não deverão ser executados até que todos os furos de injeção adjacentes, numa distância de 30 m, tenham sido perfurados e injetados;

- no caso em que os furos de drenagem se encham com calda, ou se obstruam de qualquer outro modo, a CONSTRUTORA deverá recuperá-los.

- após a conclusão da perfuração de qualquer estágio de um furo, este deverá ser fechado provisoriamente com tampões de madeira, até que as operações de injeção exijam a sua reabertura;

- sempre que houver perda de água de sondagem, absorções excessivas nos ensaios ou quando se encontrar fluxo artesiano, as operações de perfuração deverão ser paralisadas e o trecho afetado deverá ser testado e eventualmente injetado, antes de serem reiniciadas as operações;

### 6.5.6. Recuperação e preservação de testemunhos

Onde for requerida a recuperação de testemunhos, a sondagem deverá ser executada de modo a assegurar uma recuperação máxima. Para este fim, a CONSTRUTORA deverá dispor de equipamentos adequados, tais como coroas de diamante, barriletes duplos livres, hastes e demais equipamentos em perfeitas condições.

A CONSTRUTORA deverá exercer um controle minucioso da água de sondagem, das pressões, dos comprimentos de manobras e demais cuidados necessários para assegurar uma recuperação máxima. As manobras deverão ser limitadas ao comprimento de 1,5 m, a não ser quando o testemunho apresentar menos de 3 quebras por metro na manobra imediatamente anterior, quando a manobra subsequente poderá ser aumentada para 3 m.

O testemunho deverá ser imediatamente retirado dos furos, independentemente do comprimento já perfurado, sempre que o comportamento da sonda indicar encunhamento da broca ou trituração do testemunho. Quando for recuperado menos de 85% do testemunho, a manobra seguinte deverá ser encurtada em 50% em relação à anterior, salvo se determinado em contrário.

Os testemunhos deverão ser colocados em caixas de madeira ou plástico, marcadas na tampa e na frente com tinta indelével, com a designação do furo, número da caixa, número total de caixas no furo e cota da boca do furo. A CONSTRUTORA deverá fornecer todas as caixas e demais materiais necessários para acondicionar os testemunhos. A CONSTRUTORA deverá fornecer a mão-de-obra e equipamentos para transportar as caixas com os testemunhos da área de sondagem ao abrigo de testemunhos.

## 6.6. Lavagem e ensaio das perfurações

### 6.6.1. Lavagem dos furos

Todos os furos e, especialmente, os executados a percussão, deverão ser lavados antes de qualquer operação de ensaio e injeção.

Esta lavagem deverá constar de uma limpeza inicial por meio de jatos de água e ar, com o emprego de mangueira com tubo metálico na extremidade ou dispositivo adequado, de modo a remover os detritos da sondagem pela boca do furo.

Subseqüentemente, no caso de furos próximos intercomunicantes, será feita uma lavagem por circulação de água sob pressão, cujo objetivo será o de remover argila e eventuais materiais terrosos das fraturas da rocha, por circulação de água entre furos. Esta lavagem sob pressão será executada imediatamente antes dos ensaios de perda de água, com o obturador já posicionado no furo, usando-se pressão igual à do ensaio e será considerada terminada quando somente água limpa emergir dos furos vizinhos. Em furos estanques, que não se comuniquem com furos próximos, esta lavagem sob pressão será eliminada.

### 6.6.2. Ensaios de furos exploratórios e de verificação

Os ensaios de perda de água sob pressão nos furos exploratórios deverão ser executados à medida em que o furo estiver sendo aberto, em trechos de aproximadamente 3 m nos primeiros 15 m de profundidade e 6 m daí em diante. Os ensaios serão executados, salvo instrução em contrário, em 3 estágios de pressão, usando-se a seqüência pressão mínima, pressão máxima, pressão mínima. A pressão máxima será igual a 0,25 Hob (em kgf/cm²), onde Hob é a profundidade do obturador expressa em metros na vertical. A pressão mínima será sempre igual a 0,1 kgf/cm².

Os furos de verificação serão ensaiados em trechos de comprimento variado, de acordo com as zonas de injeção utilizadas no trecho em questão, em apenas um estágio, usando-se pressão igual àquela utilizada para a injeção desta zona.

A duração de cada estágio, tanto em furos exploratórios como em furos de verificação, será de 10 minutos, contados do final do período de estabilização de pressões. Em cada estágio, quando as perdas de água forem nulas, o ensaio poderá ser interrompido após o terceiro minuto e, quando as perdas de água forem inferiores a 1 l/min/m, o ensaio poderá ser interrompido após 5 minutos de trabalho. Em furos exploratórios, caso os dois primeiros estágios apresentem perdas nulas, o terceiro estágio poderá ser suspenso.

Em quaisquer destes furos, poderá ser requisitada a execução de ensaios com obturadores duplos, diminuindo o espaçamento entre os mesmos em sucessivos estágios, a fim de se verificar a efetiva localização das perdas de água.

### 6.6.3. Ensaios de furos de injeção

Os furos de injeção serão ensaiados em cada zona logo após o término da lavagem sob pressão, caso esta tiver sido executada, em um único estágio com pressão igual à de injeção para o mesmo trecho. O ensaio terá a duração de 5 minutos, contados após a estabilização das pressões. Caso as perdas de água sejam nulas nos primeiros 2 minutos, o ensaio poderá ser suspenso. Caso as perdas sejam muito elevadas, o ensaio poderá ser repetido em trechos mais curtos. Prevê-se que serão efetuados ensaios na maioria dos furos primários e terciários, mas que o número de ensaios poderá ser diminuído nos secundários.

### 6.6.4. Cuidados a serem observados nos ensaios

Sempre que forem encontradas perdas totais de água de perfuração durante a execução de furos de qualquer tipo (menos os de drenagem), a sondagem deve ser interrompida e a profundidade da perda cuidadosamente determinada. Em seguida, deve ser feito um ensaio de perda de água no trecho em questão.

Não devem ser executados ensaios ou operações de lavagem sob pressão em furos situados a menos de 30 m de outros que estejam sendo injetados ou tenham sido injetados a menos de 24 horas.

## 6.7. Método executivo geral das injeções

### 6.7.1. Definições

a) Zona e estágio

Entende-se por zona, a área da cortina de impermeabilização individualizada por uma profundidade parcial pré-determinada. As profundidades previstas das cortinas e zonas, assim como o espaçamento dos furos de injeção, são mostrados nos Desenhos. Não obstante, estas profundidades e espaçamentos irão variar de acordo com as condições locais encontradas durante a execução do serviço.

Por estágio, entende-se o trecho de furo isolado em uma zona qualquer. O comprimento real de um estágio depende das condições geológicas encontradas durante as perfurações. Este poderá variar desde uma fração até a profundidade total da zona e será delimitado principalmente pela perda ou ressurgência da água de sondagem em quantidades apreciáveis.

b) Seção

Uma seção é um trecho ao longo da cortina, em que não serão permitidas operações de injeção simultaneamente com operações de perfuração, lavagem e ensaio de perda de água. Tanto quanto praticável, a cortina de injeção será subdividida em seções, de modo a facilitar as operações da CONSTRUTORA.

c) Método de espaçamento divisional

O método de espaçamento divisional é o processo pelo qual se realizam furos adicionais de injeção a meia distância de dois furos previamente perfurados e injetados.

d) Injeções por estágios ascendentes

A injeção pelo método ascendente consiste em executar um furo em todo seu comprimento ou em prolongar um furo a uma profundidade pré-determinada e injetá-lo, a partir do fundo, a diferentes profundidades, através do emprego de obturadores.

e) Injeções por estágios descendentes

A injeção por estágios descendentes consiste em executar um furo até uma profundidade determinada, injetá-lo neste trecho, limpá-lo antes da calda atingir um grau de pega que exija re-perfuração, deixar a calda admitida atingir a pega, abrir o furo até nova profundidade, injetar o novo trecho e assim por diante, por tantos estágios de perfuração e injeção quantos sejam necessários.

f) Injeções de cortina

Consiste a injeção de cortina na impermeabilização profunda da fundação, sob as estruturas de concreto e zonas intermediárias, por meio de uma ou mais linhas de furos dispostos como indicado nos Desenhos. Ela será executada pela perfuração e injeção em zonas sucessivas, empregando o processo de injeção por estágios descendentes ou ascendentes e pelo método do espaçamento divisional. Em locais onde for

considerado necessário, poderão ser executados furos adicionais de injeção, até se atingir o grau desejado de impermeabilização.

g) Injeções de consolidação

Injeções efetuadas a baixa pressão para consolidar a fundação nos locais em que a rocha se apresentar muito fraturada, conforme indicado nos Desenhos.

h) Injeções executadas para vedar contatos concreto - rocha ou concreto - concreto, onde necessário.

i) Injeções de argamassa

Injeções efetuadas a baixa pressão usando argamassa de cimento, areia e água para enchimento de vazios entre concreto e rocha, entre concreto e concreto nos tampões do túnel.

### 6.7.2. Pressões de Injeção

As pressões de injeção a serem empregadas nos trabalhos variarão com as condições encontradas nos furos. De maneira geral as pressões ficarão situadas na faixa entre 0,25 kgf/cm² e 15 kgf/cm². Em nenhuma hipótese, a pressão e/ou a vazão de bombeamento poderão ser aumentadas, repentinamente.

### 6.7.3. Realização das Injeções

O sistema de injeção deverá ser tal que a calda de cimento possa ser introduzida tanto dentro de todo o furo como em diferentes profundidades do mesmo, mediante emprego de obturadores. O equipamento principal e as conexões do sistema de injeção, para cada furo, deverão ser como segue.

A calda de cimento deverá ser colocada em um depósito, agitada mecanicamente, próximo à bomba injetora. A tubulação de descarga da bomba injetora deverá conter um manômetro e deverá ser ligada a uma conexão T. Um lado da conexão T deverá ser ligado ao tubo de injeção por meio de um registro e um manômetro. A finalidade do registro é a de manter a pressão após cessado o fornecimento de calda. O outro lado da conexão T deverá ser ligado a um cano de retorno ao depósito, por meio de um registro. A finalidade deste registro é a de auxiliar a regulagem da pressão, sob a qual a calda é introduzida no furo. A CONSTRUTORA deverá manter uma circulação constante de calda e deverá lavar o sistema, periodicamente, com água, para evitar a obstrução do equipamento e tubulações.

Quando se verificar a tendência à obstrução do furo, por desmoronamento, a CONSTRUTORA deverá empregar o sistema de injeção em circuito, introduzindo a calda por meio de um tubo estendendo-se até o fundo do furo.

Caso ocorram vazamentos de calda, a CONSTRUTORA deverá calafetar os locais de vazamento.

A injeção de qualquer furo será considerada encerrada quando a absorção de calda tornar-se nula ou suficientemente pequena.

### 6.7.4. Obturação dos furos

Após o término das injeções, cada furo deverá ser cuidadosamente obturado com calda grossa (A/C de0,5:1 em peso) assegurando-se seu completo preenchimento com esta calda. Para isso, deve-se introduzir a calda com auxílio de mangueira, a partir do fundo do furo, incluindo, se julgado necessário, a desobstrução parcial ou total do furo.

Caso a obturação seja feita algum tempo após a injeção do furo, este deve ser mantido fechado com um tampão de madeira ou outro método, até a sua obturação final.

## 6.8. Injeções ao longo da barragem/vertedouro

As injeções a serem executadas na barragem/vertedouro e tomada de água consistirão de uma linha de furos localizada ao longo de uma laje de concreto deixado no lado de montante destas estruturas. Elas seguirão o método e a sequência determinados pelo projeto, de acordo com as condições de fundação encontradas. A este respeito, ressalta-se que o programa de injeções constante nos Desenhos representa um esquema preliminar, prevendo-se que ele possa ser localmente diminuído da mesma forma como possam ocorrer locais que eventualmente requeiram um tratamento mais intenso.

## 6.9. Injeção do tampão do túnel de desvio

### 6.9.1. Injeção de argamassa de cimento e areia

Durante a fase de concretagem dos tampões do túnel de desvio, antes de ser lançada a última camada e enquanto houver acesso à face de montante do enchimento, deverá ser construído um pequeno muro de concreto no alinhamento desta face até a geratriz superior do túnel. Este muro deverá ser cuidadosamente calafetado contra as laterais e o teto de modo a garantir uma perfeita estanqueidade para os últimos lançamentos de concreto.

A injeção de argamassa será iniciada, através de tubos deixados no concreto. A injeção será considerada terminada quando, após o aparecimento de calda nos suspiros, as absorções tornarem-se nulas. A pressão de injeção deverá ser de 2 kgf/cm² e a calda de cimento, areia e água, traço 1:1:1, em volume, podendo ser alterados durante o desenvolvimento dos trabalhos.

### 6.9.2. Injeções de contato

A injeção final de contato dos tampões e do concreto de enchimento com o concreto projetado do túnel e da barragem somente poderá ser efetuada quando a diferença entre as temperaturas do concreto do túnel ou da barragem, e dos concretos de enchimento atingir um valor inferior a 4°C.

- deverão ser inicialmente abertos furos no concreto dos tampões do túnel e do enchimento das aberturas superiores;
- deverão ser também abertos furos, a partir do teto da galeria de acesso até atingir o concreto primário do túnel de desvio, ao longo do concreto de enchimento deste túnel;
- os furos deverão ser ensaiados quanto à perda de água e injetados;
- a fase final da injeção consistirá na obturação cuidadosa de todas tubulações deixadas através do concreto.

## 6.10. Proteção a drenos e trabalhos de limpeza

Salvo se especificado em contrário, não serão permitidas injeções a menos de 30 m da instalação de drenos perfurados ou filtros para drenos de fundações. Nos locais em que isto for necessário, a CONSTRUTORA deverá manter um fluxo de água pelos drenos que poderiam ser afetados, para verificar se neles ocorrem infiltrações de calda. No caso em que ocorra uma infiltração de calda nos drenos, a CONSTRUTORA deverá imediatamente parar as operações de injeção e deverá retirar, por lavagem, toda a calda dos drenos afetados. Esta paralisação das operações de injeção e a lavagem dos drenos deverão ser repetidas sempre que necessário.

Durante as operações de injeção, a CONSTRUTORA deverá tomar as precauções necessárias para evitar que partículas de rocha, descargas de óleo dos equipamentos, água da lavagem e calda danifiquem as estruturas permanentes. Será exigido da CONSTRUTORA um número suficiente de bombas para manter as áreas de serviço livres de água servida e calda inutilizada. Terminados seus trabalhos, a CONSTRUTORA deverá fazer uma limpeza geral dos resíduos de suas operações, de tudo o que se apresente desagradável à vista ou que possa interferir na eficiência dos serviços subsequentes.

## 6.11. Controle e registro dos trabalhos de perfuração, ensaio e injeção

A CONSTRUTORA manterá registros de todas as operações tais como locais, profundidades, sequência de furos, métodos de ensaio e lavagem, sequências e métodos de injeção, caldas iniciais, critérios de engrossamento ou afinamento de caldas, pressões de injeção ou ensaio em cada trecho, critérios de término de injeção e demais dados necessários.

Estes registros deverão ser anotados em boletins adequados e entregues a Projetista um dia após a conclusão da atividade a que se refere.

## 6.12. Drenagem

As quantidades, locais e profundidades das drenagens estão definidas nos desenhos de projeto.

A drenagem das estruturas de concreto serão executadas através das superfícies acabadas ou diretamente a partir da rocha para alívio das sub-pressões no maciço rochoso de fundação da barragem, vertedouro, túnel de desvio, bacias de dissipação e galerias de drenagem.

Os taludes de escavação em rocha e/ou solo, eventualmente, poderão ser drenados sub-horizontalmente, objetivando melhorar as condições de estabilidade.

A posição e a quantidade de drenos encontram-se indicadas nos Desenhos de Projeto. Os drenos serão executados a partir de tubulações embutidas, quando situados em estruturas de concreto.

A perfuração de qualquer dreno somente poderá ser iniciada três dias após a conclusão das injeções de todos os furos previstos a uma distância de até 30,0 m do dreno em questão. Caso os drenos venham a serem perfurados antes das injeções, a

CONSTRUTORA deverá manter circulação d'água nos mesmos, durante a realização das injeções.

Caso ocorra infiltração de calda nos drenos a CONSTRUTORA deverá, imediatamente, tamponá-los e, posteriormente, lavá-los ou re-perfurá-los.

Em locais onde as condições do maciço assim o exigirem, deverão ser executados drenos com revestimento ou com preenchimento de materiais granulares.

### 6.13. Limpeza das frentes de serviço

Durante as operações de perfuração e injeção, a CONSTRUTORA deverá tomar as precauções necessárias para evitar que partículas de rocha, óleo dos equipamentos, água de lavagem e calda de cimento danifiquem ou prejudiquem a aparência das estruturas permanentes.

Após a conclusão dos serviços, a CONSTRUTORA deverá efetuar uma limpeza geral das áreas, removendo todos os resíduos e restos de materiais que, além do mau aspecto visual, possam interferir na eficiência dos serviços subsequentes.

# CAPÍTULO 7 – DRENAGEM, PROTEÇÃO SUPERFICIAL E PAVIMENTAÇÃO

# 7. DRENAGEM, PROTEÇÃO SUPERFICIAL E PAVIMENTAÇÃO

## 7.1. Objeto

Esta Seção abrange a execução de todos os trabalhos relacionados com a drenagem e proteção superficial complementar de cortes e aterros e de áreas cuja recomposição seja julgada necessária. Estão, também, incluídos nesta Seção os serviços de pavimentação e as obras complementares relativas aos acessos definitivos.

## 7.2. Drenagem e proteção superficial

### 7.2.1. Generalidades

Em linhas gerais, a drenagem poderá ser efetuada através da escavação de valas, construção de canais e utilização de peças pré-moldadas de concreto, como tubos e/ou outros materiais fabricados, como mantas filtrantes e gabiões.

O fornecimento de materiais e a execução dos serviços em questão serão de responsabilidade da CONSTRUTORA, que deverá realizar essas atividades de acordo com os Desenhos de Projeto e com os procedimentos e especificações indicados a seguir:

- Escavação de valas;
- Fornecimento e assentamento de tubos pré-moldados de concreto;
- Fornecimento e assentamento de canaletas de concreto;
- Execução de peças de concreto moldado "in loco";
- Lançamento de filtros de areia;
- Fornecimento e aplicação de manta filtrante de geotêxtil;
- Plantio de grama;
- Fornecimento de materiais e execução de obras de proteção, através de gabiões.

### 7.2.2. Peças pré-moldadas em concreto – tubos e canaletas

A CONSTRUTORA deverá fornecer e instalar tubos de concreto, simples ou armado, para realizar a drenagem superficial.

Os tubos serão utilizados na drenagem de plataformas, banquetas de taludes, passagem de aterros sobre grotas e sob greides.

Os fundos das cavas, para assentamento de tubos deverão garantir as declividades indicadas nos desenhos de projeto.

As meias-canas serão empregadas para aliviar a subpressão existente no contato concreto-rocha, em locais como a parede de montante do emboque do túnel e muros ancorados em rocha.

As meia-canas poderão também serem utilizadas para drenagem superficial nos pés dos taludes de escavação e de aterro nas áreas de jazidas, botas-fora e canteiros de obra.

a) Materiais

Os tubos de concreto armado e as meias - canas de concreto simples deverão ser do tipo e dimensões indicadas no Projeto; serão de encaixe tipo ponta e bolsa e obedecerão às especificações e normas da ABNT: EB 6 e EB 103, NBR 9793 e NBR 9794.

A classe dos tubos será determinada para cada local em função das solicitações atuantes. As canaletas serão confeccionadas com concreto de resistência à compressão mínima de 25 MPa a 28 dias.

b) Instalação

- Tubos

As dimensões das cavas para assentamento dos tubos estão indicadas nos Desenhos de Projeto. O fundo das cavas será compactado para servir de apoio dos tubos.

Quando não estiver prevista a execução de berços de concreto, os tubos serão assentados sobre material granular (areia ou brita) compactado, com espessura mínima de:

- 10 cm sob os tubos;

. 25% do diâmetro externo dos tubos, na sua parte inferior.

O restante da cava será preenchido com solo compactado a um mínimo de 95% do Ensaio Proctor Normal. Serão utilizados compactadores manuais até o reaterro ultrapassar em 1,0 m a geratriz superior do tubo.

As juntas serão preenchidas com argamassa de cimento e areia, no traço de 1:4. Os tubos serão assentados de modo que a bolsa de cada unidade esteja sempre voltada para montante, com relação ao escoamento das águas.

- Meias-Canas

As meias-canas serão assentadas no terreno, cuidadosamente escavado e apiloado, de forma a se obter a melhor conformação possível. Será utilizada areia para preencher o espaço anelar sob as meias-canas.

As juntas serão preenchidas com argamassa de cimento e areia, no traço de 1:4.

As meias-canas serão assentadas de modo que a bolsa esteja sempre voltada para montante, com relação ao escoamento das águas.

A parte superior das meias-canas será cuidadosamente conformada ao terreno vizinho, sendo necessário acabamento efetuado com concreto.

### 7.2.3. Manta filtrante de geotêxtil

Serão utilizadas mantas filtrantes de geotêxtil para envolvimento de drenos de brita e como transições, conforme detalhes constantes dos Desenhos de Projeto.

Deverão ser empregadas mantas de geotêxtil não tecido conforme o tipo indicado no detalhamento dos Projetos.

As emendas serão efetuadas por justaposição mínima de 20 cm, dispondo-se as mantas de modo a evitar infiltração de partículas finas através do contato.

### 7.2.4. Plantio de grama

Os serviços de plantio de grama obedecerão à especificação DNER-ES-CE 543-71, onde aplicável.

Está previsto o plantio de grama em leivas nos taludes de escavações e aterros das obras e dos acessos principais, precedido pelo lançamento de uma camada de terra vegetal.

O plantio de grama com hidrossemeadura está previsto para recomposição de áreas de empréstimo, bota-foras e outras.

Qualquer que seja o processo utilizado, dentre os aqui enumerados, para controle de erosão, será indispensável que a área esteja drenada, de modo que as águas pluviais sejam impedidas de escoar, com maior volume, sobre a superfície tratada.

a) Materiais

- Terra vegetal

A terra vegetal será constituída de solo superficial orgânico (horizonte pedológico A), homogêneo, desprovido de torrões de argila, arbustos, raízes, ervas daninhas ou outras vegetações indesejáveis.

A terra vegetal será obtida a partir de escavações obrigatórias e mantida separadamente em depósito, para futura utilização.

As áreas indicadas para reposição da capa vegetal deverão ser preparadas de modo a evitar irregularidades abruptas, eliminando-se as pedras e os materiais estranhos com dimensões superiores a 25 cm.

Sobre essas áreas será espalhada terra vegetal, de modo a se obter uma espessura mínima de 15 cm. A terra vegetal deverá ser limpa de todo material impróprio ou prejudicial ao crescimento de grama. A seguir, a camada de terra vegetal será convenientemente compactada e regularizada.

- Adubos e corretivos

  Serão utilizados os fertilizantes comerciais e corretivos, mediante as fórmulas constantes do Projeto, com indicação da composição química de cada produto. Caso se utilize o estrume animal, este deverá ser integral e não poderá conter sementes de ervas, palhas, pedras ou outros materiais estranhos.

- Preventivos químicos e herbicidas

  Contra as pragas e doenças, em regiões suscetíveis ao ataque, serão utilizados, como prevenção, produtos químicos específicos. Os herbicidas serão usados especialmente para destruir a vegetação inconveniente ou daninha, durante o preparo do terreno para o plantio.

- Sementes e leivas

  As sementes empregadas no controle de erosão serão de gramíneas de porte baixo, de sistema radicular profundo e abundante, de preferência nativas da região.

  As leivas deverão ter dimensões uniformes, quer sejam extraídas por processo manual ou mecânico.

b) Plantio

- Leivas (enleivamento)

  A execução dos serviços de enleivamento deverá obedecer às seguintes etapas:

  - 1ª etapa - correspondente ao preparo do solo, será constituída pelas seguintes atividades:

    . revolvimento e/ou escarificação do solo;
    . nivelamento do terreno no greide ou na seção transversal;
    . drenagem da área;
    . camada de terra vegetal;
    . tratamento do solo contra pragas e doenças;
    . incorporação de adubação química e orgânica;
    . adição de calcário (de preferência dolomítico).

  - 2ª etapa - poda, arrancamento, carga, transporte e descarga de leivas;

  - 3ª etapa - plantio de grama - nas áreas inclinadas, as leivas serão sustentadas por estacas de madeira, após a cobertura com uma camada de terra, devidamente compactada com soquetes de madeira ou ferro, para preenchimento dos vazios;

  - 4ª etapa - irrigação - será efetuada com equipamento apropriado para alcançar grandes alturas, não sendo permitida a adoção de métodos impróprios que

possam comprometer a estabilidade dos maciços, à medida em que as leivas forem plantadas.

- Hidrossemeadura

Na aplicação deste processo, deverão ser utilizadas sementes de gramíneas com as características descritas nestas especificações.

A preparação prévia do terreno será efetuada mediante as seguintes operações:

- revolvimento e/ou escarificação do solo;
- nivelamento do terreno no greide ou na seção transversal;
- drenagem da área.

O equipamento a ser utilizado será a hidrossemeadeira, que realizará adicionalmente a mistura prévia de terra vegetal com produtos contra pragas e doenças do solo, bem como a incorporação de adubação química e orgânica e a adição de calcário (de preferência dolomítico).

A irrigação será feita com equipamento apropriado para alcançar grandes alturas, não sendo admitida a adoção de métodos impróprios que possam comprometer a estabilidade dos maciços, à medida que a semeadura for realizada.

### 7.2.5. Gabiões

a) Materiais

A CONSTRUTORA deverá fornecer gabiões do tipo caixa ou colchão, constituídos respectivamente com malha de 8 cm x 10 cm e de 6 cm x 8 cm, obedecendo às dimensões indicadas em Projeto. Em ambos os casos, os gabiões serão subdivididos em celas, por diafragmas dispostos transversalmente à sua maior dimensão a cada metro linear.

Para a confecção dos gabiões será utilizado o arame galvanizado, cujas características estão especificadas na EB 1562 (NBR 8564) da ABNT. A rede será de malha hexagonal de dupla torção, obtida entrelaçando os fios por três vezes e meia volta. Os fios terão diâmetro de 2,7 mm para o tipo caixa e 2,2 mm para o tipo colchão. Todas as bordas livres do gabião serão enroladas mecanicamente, a fim de que as malhas não se desfaçam e adquiram maior resistência. O fio utilizado nas bordas terá um diâmetro maior que o fio utilizado na fabricação da malha.

Os gabiões serão preenchidos por fragmentos de rocha sã, com diâmetro ligeiramente superior à abertura da malha.

b) Execução

Os gabiões serão despachados da fábrica dobrados e reunidos em pacotes.

Os gabiões serão abertos e armados, na obra, costurando-se entre si pelas arestas e fixando-se os diafragmas às paredes laterais.

Os gabiões vazios serão sucessivamente colocados e amarrados aos vizinhos pelas arestas, nas direções vertical e horizontal, antes do enchimento. A depender de sua posição - especialmente no caso de colchões revestindo taludes - será determinada a ancoragem dos gabiões por barras de ancoragem.

O enchimento dos gabiões será manual ou mecânico, procurando-se obter a mínima percentagem de vazios. Durante o enchimento, serão inseridos tirantes no interior dos gabiões, para solidarizar as paredes opostas.

## 7.3. Pavimentação

### 7.3.1. Generalidades

Os serviços, objeto deste item, referem-se à pavimentação e obras complementares para os acessos definitivos e na área das estruturas da BARRAGEM.

### 7.3.2. Escopo dos serviços

A CONSTRUTORA deverá implantar os acessos definitivos executando a terraplenagem e regularização do greide com largura de revestimento primário em torno de 10,0 m.

As obras de arte correntes, bem como as canaletas e valetas para drenagem superficial, serão também implantadas, podendo, no entanto, haver necessidade de serem executadas eventuais complementações e adequações a fim de facilitar a execução dos serviços.

A seção transversal dos acessos definitivos, conforme indicado nos Desenhos de Projeto, será constituída por duas faixas de tráfego de 3,5 m e acostamentos com largura de 1,0 m de cada lado.

Basicamente, para a realização dos serviços de pavimentação deverão ser desenvolvidas as seguintes atividades:

- escavação, carga e transporte de solo para a execução da caixa de pavimento;
- regularização e compactação do sub-leito;
- fornecimento e execução das cercas de proteção e defensas;
- fornecimento de todo o material e implantação das sinalizações horizontal e vertical.

### 7.3.3. Escavação, carga e transporte de solo para execução da caixa do pavimento

A CONSTRUTORA deverá executar a escavação, carga e transporte do volume de solo necessário para efetuar o ajuste do greide vertical e a abertura da caixa do pavimento, quando o greide final for coincidente com o greide já implantado.

### 7.3.4. Cercas de proteção e defensas

A CONSTRUTORA deverá implantar as cercas de proteção da faixa de domínio dos acessos definitivos, obedecendo aos critérios e recomendações do Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem - DAER.

### 7.3.5. Sinalização

A CONSTRUTORA deverá fornecer todo o material e executar todos os serviços referentes à implantação das sinalizações horizontal e vertical.

# CAPÍTULO 8 – INSTALAÇÕES, ACABAMENTOS ARQUITETÔNICOS E URBANIZAÇÃO

# 8. INSTALAÇÕES, ACABAMENTOS ARQUITETÔNICOS E URBANIZAÇÃO

## 8.1. Objeto

Esta Seção, juntamente com as informações gráficas dos Desenhos de Projeto, estabelecem as condições técnicas mínimas relativas aos materiais e serviços necessários à execução dos elementos arquitetônicos e instalações prediais hidrossanitárias e elétricas, referentes à construção do EMPREENDIMENTO.

As condições estabelecidas nesta Seção estão baseadas no Projeto Básico, devendo ser revisadas e adaptadas de comum acordo entre as PARTES, em até 60 dias da emissão da Ordem de Serviço e complementadas por ocasião do Projeto Executivo.

## 8.2. Condições gerais

A mão-de-obra empregada nos serviços em questão deverá ser de primeira qualidade, sendo os acabamentos, tolerâncias e ajustes fielmente respeitados.

Os materiais empregados e a técnica de execução adotada deverão obedecer às normas da ABNT ou de outras entidades, quando indicadas nestas Especificações. Na falta de normas para casos específicos, a CONSTRUTORA, utilizará normas consagradas ou instruções complementares dos fabricantes.

## 8.3. Estruturas de concreto aparente

### 8.3.1. Condições gerais

Na execução de concreto aparente, será considerado que o mesmo deverá satisfazer não somente aos requisitos normalmente exigidos para os elementos de concreto armado, como, também, às condições inerentes de um material de acabamento.

Estas condições tornam essencial um rigoroso controle, com vistas a garantir a uniformidade de coloração, homogeneidade de textura, regularidade das superfícies e resistência ao pó e às intempéries em geral.

Os sub-itens a seguir, referem-se ao acabamento das estruturas de concreto aparente do edifício de controle.

### 8.3.2. Formas e escoramento

As formas e escoramentos deverão apresentar resistência suficiente para não se deformarem, sensivelmente, sob a ação de cargas e de variações de temperatura e umidade.

É vedado o emprego de óleo queimado como agente protetor, bem como de outros produtos que, posteriormente, venham a prejudicar a uniformidade de coloração do concreto aparente.

A imprecisão na colocação das formas será de, no máximo, 5 mm.

A posição das formas (prumo e nível) será objeto de verificação permanente, especialmente, durante o processo de lançamento do concreto.

Para garantir a estanqueidade das formas, suas juntas deverão possuir mata-juntas.

Para as paredes armadas, a ligação das formas internas e externas será efetuada por meio de tubos separadores de PVC e tensores metálicos, atravessando a espessura do concreto.

### 8.3.3. Armaduras

Os requisitos para as armaduras deverão obedecer, integralmente, ao item "Armaduras, Barras de Ancoragem, Tirantes e Telas de Aço Soldadas".

### 8.3.4. Concreto

Além das características de dosagem e resistência, o concreto aparente estará sujeito a um rigoroso controle, no sentido de se obter material de qualidade invariável, devendo ser observadas todas as demais prescrições constantes no item "Concreto".

A fim de se evitar quaisquer variações de coloração e textura, serão empregados materiais de qualidade rigorosamente uniforme.

Todo o cimento empregado será, obrigatoriamente, de uma única marca.

Os agregados terão, igualmente, coloração uniforme, de uma única procedência, e serão fornecidos de uma só vez.

Na hipótese de fluir aguada do cimento, através de eventual abertura de junta das formas, e essa aguada vir a se depositar sobre as superfícies já concretadas, a remoção terá que ser imediata, devendo a CONSTRUTORA proceder o lançamento de água sob pressão. Caso contrário, o endurecimento dessa aguada acarretará diferenças de tonalidades.

As juntas de trabalho, decorrentes das interrupções de lançamento, deverão coincidir com as juntas falsas da fachada, a serem detalhadas nos desenhos de projeto.

### 8.3.5. Limpeza e retificação

Para efetuar a limpeza, em geral, será suficiente uma lavagem com água. As manchas de lápis serão removidas com uma solução de 8% de ácido oxálico; as manchas de tinta, com uma solução de 10% de ácido fosfórico; e as manchas de óxido, com uma solução constituída por uma parte de nitrato de sódio e seis partes de água.

As pequenas cavidades, falhas ou trincas que, porventura, resultarem nas superfícies, serão preenchidas com argamassa de cimento e areia, no traço que lhe confira estanqueidade e resistência, bem como coloração semelhante à do concreto circundante.

Todas as rebarbas, saliências ou outras irregularidades apresentadas pelo concreto aparente, deverão ser eliminadas pela CONSTRUTORA.

### 8.3.6. Polimento

A limpeza e a eliminação das rebarbas serão efetuadas por meio de lixadeira circular.

Em seguida, será aplicada a argamassa de cimento e areia, com coloração semelhante ao concreto, para o fechamento de pequenas cavidades e poros.

A última etapa do processo compreenderá a uniformização da superfície, também, através da utilização de lixadeira circular. A lixa, a ser empregada nessa fase, será mais fina do que a anterior.

## 8.4. Alvenaria

### 8.4.1. Condições gerais

De modo geral, os trabalhos de alvenaria deverão ser executados somente após a conclusão dos serviços de concretagem.

Os furos para a passagem de tubos ou outras peças deverão ser fechados com alvenaria de segundo estágio, após a instalação dos tubos e peças.

As espessuras indicadas referem-se às paredes depois de revestidas. Será aceitável uma variação máxima de 0,5 cm com relação à espessura projetada.

A espessura mínima acabada das paredes de alvenaria deverá ser de 15 cm.

### 8.4.2. Alvenaria de tijolos cerâmicos

a) Cerâmica

Os tijolos maciços e furados deverão ser de barro cozido, isentos de pedras e outros materiais que prejudiquem sua resistência estrutural.

Os tijolos serão empregados em paredes divisórias não estruturais e deverão ser bem cozidos, leves, duros e sonoros, não vitrificados e apresentar granulação fina e uniforme.

Os tijolos poderão ser fornecidos com as seguintes dimensões:

- Maciços: 5,5 cm x 11,0 cm x 22,0 cm
- Furados:
  - (6 furos) 10,0 cm x 15,0 cm x 20,0 cm
  - (8 furos) 10,0 cm x 20,0 cm x 20,0 cm
  - (21 furos) 5,5 cm x 11,0 cm x 22,0 cm

Se as dimensões dos tijolos exigirem uma pequena alteração na espessura das paredes de alvenaria, as necessárias modificações nos desenhos serão efetuadas pela CONSTRUTORA, mediante aprovação da PROJETISTA.

b) Argamassa de assentamento

A argamassa de assentamento será constituída de uma mistura de cimento e areia, com adição de cal hidratada, a fim de melhorar a trabalhabilidade e evitar fissuras durante a pega.

A argamassa deverá conter cimento, cal hidratada e areia média, com o traço de 1:2:7, em volume.

c) Execução dos serviços

– Preparo da argamassa

O cimento, cal hidratada e a areia serão misturados ainda secos e mecanicamente, na proporção indicada acima.

A mistura deverá ser feita até atingir uma cor uniforme. A água deverá ser adicionada imediatamente antes de sua utilização e a argamassa será preparada em pequenas quantidades que poderão ser usadas até uma hora e meia depois de adicionada a água.

- Preparo dos tijolos

Todos os tijolos deverão ser molhados até a saturação, mediante a imersão em água limpa. Não será permitido molhar os tijolos com borrifos de água.

Os tijolos deverão ser retirados do banho, deixando escorrer o excesso de água, antes de sua utilização.

– Colocação

Os tijolos deverão ser colocados em fiadas horizontais, com as juntas verticais alternadas. As juntas, tanto verticais, como horizontais, não deverão ser maiores do que 15 mm, nem inferiores a 5 mm. Após a colocação de cada tijolo, o excesso de argamassa será removido de todas as superfícies expostas.

É vetada a colocação de tijolos com os furos no sentido da espessura das paredes.

As superfícies de concreto, sobre as quais deverão ser construídas as alvenarias, serão cuidadosamente limpas, molhadas com água e chapiscadas com argamassa de cimento e areia, no traço 1:3.

Exceto se indicado de outra forma, a construção das alvenarias deverá ser interrompida a aproximadamente 15 cm abaixo da estrutura superior. Os 15 cm restantes serão executados após oito dias, no mínimo, usando-se, para esse fechamento, tijolos maciços fortemente cunhados.

As paredes com mais de três metros de altura não deverão ser construídas sem um cintamento de concreto armado, com 20 cm de altura, conforme indicado nos Desenhos de Projeto.

Os vãos de portas e janelas, cujas travessas superiores não estiverem faceando as lajes dos tetos, terão vergas em concreto armado, com comprimento tal que excedam 20 cm, no mínimo, para cada lado do vão.

As alvenarias, destinadas a receber chumbadores de serralheria, serão executadas, obrigatoriamente, com tijolos maciços.

### 8.4.3. Alvenaria de blocos vazados de concreto

a) Geral

Os blocos vazados de concreto deverão apresentar resistência à compressão, dimensões e demais características, compatíveis com as determinações da NBR-07173, quando se tratar de blocos para alvenaria sem função estrutural, e da NBR-06136, quando se tratar - de blocos para alvenaria com função estrutural.

As alvenarias serão executadas com bloco de concreto de 19 cm x 19 cm x39 cm e de 14 cm x 19 cm x 39 cm, conforme indicado nos Desenhos de Projeto.

Só será permitido o uso de blocos isentos de trincas, fraturas ou outros defeitos que possam comprometer sua resistência e durabilidade, que apresentem arestas e vértices íntegros e resistentes, além de superfícies homogêneas e suficientemente ásperas para garantir uma boa aderência do revestimento especificado.

O assentamento de blocos vazados de concreto deverá ser feito com argamassa de cimento e areia 1:6 e juntas de amarração com espessura máxima de 10 mm , quando se tratar de alvenarias revestidas, ou argamassa de cimento e areia média peneirada 1:4, na execução de alvenarias aparente e de alvenaria sujeitas a grandes esforços.

A utilização de adesivos plásticos ou de outras argamassas, no assentamento de blocos vazados de concreto, só poderá ser feita quando expressamente autorizada pelo PROJETISTA.

Na execução de alvenarias aparentes as juntas de amarração deverão ser alinhada e à prumo.

Na execução de alvenaria de blocos revestidos com argamassa e pintura, a associação de tijolos maciços comuns só será permitida quando se tratar de alvenarias internas, não submetidas à ação da chuva, e exclusivamente na composição de pequenas espaletas (boneca) e fechamento de pequenos vãos, com dimensões compatíveis com os blocos disponíveis no mercado e, na execução de serviços de encunhamento.

A instalação embutida de tubulações, caixas estampadas e outros insertos, deverá ser simultânea ao assentamento dos blocos, evitando-se todo e qualquer rasgo desnecessário em alvenarias já levantadas.

Nos locais com panos de parede de grandes dimensões (como no caso do fechamento dos plenum de ventilação), auto-portantes ou estruturais, as alvenarias deverão receber reforço com armadura como indicado nos desenhos de projeto.

### 8.4.4. Alvenaria de tijolos refratários

a) Geral

Serão utilizadas eventualmente, onde especificadas nos Desenhos de Projeto.

Os tijolos deverão satisfazer às Normas Brasileiras e serem do tipo T. ISO 26 – 100 para temperatura máxima de 1400 °C (e conforme exigido no Projeto estrutural), de fabricação “MAGNESITA S/A” ou equivalente.

A argamassa de assentamento deverá ser de cimento aluminoso com Al2O3 a 42%; módulo de ruptura a seco de 40 kg/cm²”, tipo úmido; temperatura máxima 1450 °C (e conforme exigido no Projeto Estrutural), fornecido em balde de aproximadamente 35 kg, pronto para uso, de fabricação “MAGNESITA S/A” ou equivalente.

O assentamento deverá ser feito contra o rebaixo do concreto, no espaço onde serão instalados os transformadores, conforme detalhes nos desenhos de Projeto, onde estarão indicadas as dimensões dos tijolos. A superfície deverá estar seca e limpa. A junta entre os tijolos deverá ser de 2 a 3 mm, tanto na horizontal quanto vertical.

Para garantir um acabamento perfeito, o assentamento (com juntas alinhadas) deverá ser executado com auxílio de fio de alinhamento, e os corte nos tijolos com emprego de máquina.

Durante o assentamento, deverá ser providenciada limpeza freqüente, para impedir que a argamassa escorra ou manche o tijolo, que será à vista.

Deverão ser respeitadas as recomendações do fabricante.

## 8.5. Acabamento de pisos

### 8.5.1. Condições gerais

Os acabamentos de pisos serão executados após a conclusão dos contrapisos e do revestimento de paredes, tetos e vedação das esquadrias externas.

Onde indicado nos Desenhos de Projeto, deverá ser feito um enchimento do piso com fragmentos, tais como cacos de tijolos, fragmentos de concreto, cascalho, escórias diversas, concreto celular, conforme espessuras indicadas nos Desenhos de Projeto, formando, quando houver, canaletas para passagem de tubulações ou cabos.

Os materiais destinados a enchimentos deverão levar em conta as seguintes propriedades:

- Resistência a compressão mínima de 9 Mpa;
- Indeformabilidade;
- Inércia química;
- Incombustibilidade;
- Imputrescibilidade e imunidade a seres vivos.

As pavimentações de áreas destinadas à lavagem, ou expostas a chuvas, terão caimento necessário para possibilitar o perfeito e rápido escoamento da água para os ralos. A declividade não será inferior a 0,5%.

A argamassa para assentamento de ladrilhos cerâmicos não conterá cal, pois a umidade do solo poderá acarretar, nessa hipótese, o aparecimento de manchas na superfície das peças.

Deverá ser observado o prazo mínimo de dois dias para o trânsito sobre os pisos recém-acabados.

### 8.5.2. Contrapiso

O contrapiso de regularização deverá ser aplicado nas escadas, pisos, canaletas e outras áreas, conforme Desenhos de Projeto e servirá de base para o acabamento final.

a) Materiais

Argamassa de cimento e areia grossa, no traço 1:3, em volume e com espessura variável conforme o Desenhos de Projeto, será lançada sobre a laje ou sobre as depressões, quando existirem, criando condições de apoio para posterior execução do acabamento.

b) Serviços

Antes do início da execução do contrapiso, as superfícies da base deverão ser apicoadas para deixar à mostra o agregado e garantir boa aderência. Em seguida, a superfície deverá ser lavada com jato de água abundante até ficar isenta de qualquer impureza e resultar completamente saturada.

Após execução das mestras, o contrapiso deverá ser espalhado, adensado e sarrafeado, executando-se o nivelamento, para aferição da espessura e observância dos caimentos indicados.

As instalações, contidas na espessura do enchimento e/ou do contrapiso, deverão ser totalmente executadas e testadas. Os pontos de conexão e ligação das redes deverão ser protegidos por tampões ou plugs, a fim de impedir obstruções.

Quando existirem juntas de dilatação no projeto estrutural, estas deverão permanecer no contrapiso.

### 8.5.3. Cimento desempenado

a) Materiais

Argamassa de cimento e areia média, no traço 1:3, em volume, e com espessura indicada nos Desenhos de Projeto.

Serão usadas juntas de perfis de plástico de 27 mm x 3 mm para enquadramento do piso, obedecendo à geometria, detalhes e arremates constantes nos Desenhos de Projeto.

b) Serviços

Sobre o contrapiso pronto, limpo e seco, deverá ser efetuada a demarcação da geometria das juntas.

O assentamento das juntas será efetuado mediante a aplicação sucessiva de chapisco e cordão de argamassa de cimento e areia, no traço 1:3.

Em seguida, deverá ser lançada a argamassa para acabamento de cimento e areia média, devidamente sarrafeada, nivelada e alisada com desempenadeira de madeira.

A cura do cimento deverá ser garantida pela conservação da superfície do piso permanentemente molhada durante sete dias.

### 8.5.4. Cimento liso

Este tipo de acabamento deverá obedecer às especificações, exceto quanto ao acabamento final da superfície que será realizado com desempenadeira de aço, quando todas as cavidades e irregularidades estiverem eliminadas, obtendo-se, assim, uma superfície dura e lisa.

Em hipótese alguma, será aplicado cimento seco ou uma mistura seca de cimento e areia fina diretamente sobre a superfície, com o objetivo de absorver a água de exsudação.

### 8.5.5. Cimento desempenado tipo “piso zero”

Trata-se de um processo de acabamento executado durante a concretagem das lajes sem que haja solução de continuidade.

Este processo de acabamento será utilizado somente onde indicado nos desenhos de projeto.

a) deverá ser adotado concreto classe “D” na camada correspondente aos 10 cm finais da concretagem para garantir maior resistência da camada superficial, sobre a qual serão executados os serviços de acabamento;

b) os serviços de acabamento de piso deverão ser executados exclusivamente por mão de obra especializada de modo que, como produto final, resultem superfícies absolutamente desempenadas e alisadas; os níveis, inclinações, caimentos, curvaturas, deverão apresentar-se rigorosamente de acordo com os Desenhos de Projeto;

c) os pisos, deverão ser executados com caimento adequado, em direção ao captor mais próximo, de modo que o escoamento de água seja garantido em toda sua extensão, sem a formação de quaisquer pontos de acúmulo; os marcos de referência serão posicionados com o auxílio de aparelhagem de precisão;

d) antes de iniciar o processo, todas as canalizações das redes de água, esgoto, eletricidade, telefonia e outras, diretamente envolvidas, deverão estar instaladas, com suas valas de embutidura devidamente preenchidas e, no caso específico das redes condutoras de fluidos em geral, testadas à pressão recomendada e corrigidos os eventuais vazamentos assim detectados;

cuidados especiais serão tomados com a instalação das formas nas elevações com presença de canaletas de qualquer tipo, bem como rebaixos para bases de equipamentos;

e) o eventual borrifamento de água sobre a superfície durante a operação de alisamento deverá ser controlado de modo a evitar exsudação de concreto e conseqüente formação de nata na superfície;

f) após dois dias de execução do piso, executa-se a serragem do mesmo em módulos conforme definido nos Desenhos do Projeto com profundidade de 30 mm para posterior introdução de junta plástica de cor preta;

As juntas serão fixadas com argamassa composta de cimento/pó de quartzo (razão 1:2), adesivo acrílico e água.

### 8.5.6. Argamassa de alta resistência sobre contra piso

a) Materiais:

Onde previsto nos Desenhos de Projeto, está prevista a aplicação de argamassa de alta resistência, com solicitação para serviços do tipo “leve”, com 8 mm de espessura, sobre o contrapiso de, no mínimo, 22 mm de espessura, com juntas de PVC de 27 mm x 3 mm.

Na casa de comando, onde indicado nos Desenhos de Projeto será utilizado este mesmo acabamento de piso, porém, com espessura de 15 mm, para solicitação do tipo “pesado”, colocada sobre um contrapiso de, no mínimo, 30 mm de espessura, com juntas metálicas de 34 mm x 4 mm e com pequenos orifícios espaçados a cada 20 cm e situados ao longo do eixo central.

A argamassa de alta resistência deverá ser constituída de uma mistura de cimento e granulados de alta dureza, à base de sílica, agregado metálico e agregados minerais. O traço do cimento e mistura de agregados minerais deverá estar de acordo com as recomendações do fabricante e a cor do acabamento deverá ser estabelecida nos Desenhos de Projeto.

O agregado para a superfície antiderrapante deverá ter, pelo menos, 50% de óxido de alumínio e carboneto de silício, unidos ceramicamente para formar um metal homogêneo e suficientemente poroso, propiciando boa ligação com o cimento.

O agregado deverá ser resistente à umidade e aos produtos de limpeza e será bem graduado, desde as partículas retidas da peneira 50 até as partículas retidas na peneira 80; sua dureza abrasiva não deverá ser menor do que 40, conforme determinado no ensaio para resistência à abrasão, descrito no “Report BMS 98”, do National Bureau of Standards.

b) Serviços:

Estes serviços deverão ser executados por pessoal especializado.

As superfícies de base deverão ser preparadas como descrito nestas especificações, com vistas ao acabamento final, realizando-se as seguintes atividades:

- com o auxílio de um teodolito ou nível, determina-se o nível da superfície acabada da pavimentação;

- obtido esse nível, dispõe-se sempre da altura requerida em toda a área, para assentar as juntas;
- no alinhamento das juntas, estica-se uma linha, de preferência fio de náilon, molhando-se, em todo o seu comprimento, uma faixa com 20 cm de largura.

A faixa acima referida receberá um chapisco constituído de argamassa de cimento e areia, no traço 1:3.

Em seguida, aplica-se, ao longo da faixa chapiscada, uma faixa com 20 cm de largura, de argamassa de cimento e areia, com traço 1:3, para assentamento da junta.

Nessa faixa de argamassa, ainda mole, introduz-se a junta, obedecendo-se, rigorosamente, o nível da superfície acabada.

Quando a faixa de argamassa estiver quase endurecida, reduz-se a sua largura para cerca de 10 cm, ou seja, o suficiente para manter a junta na posição desejada.

Para garantir o posicionamento das juntas, antes do lançamento do contrapiso, deverá ser garantida a ancoragem das mesmas.

Após a remoção das sobras e incrustações, oriundas do assentamento das juntas e decorrido o período de cura das juntas, será realizada a lavagem da laje com jato de água, seguida por uma limpeza com vassoura de piaçaba.

Em seguida, sobre a superfície úmida, será aplicado o chapisco com argamassa de cimento e areia, no traço 1:3.

Com o chapisco ainda fresco, efetua-se o lançamento do contrapiso, executando-se o adensamento da argamassa, com o auxílio de uma pequena régua vibradora.

Imediatamente após o lançamento, o contrapiso receberá um chanfro nas vizinhanças da junta, de modo que a camada de argamassa de alta resistência resulte reforçada nas bordas dos painéis.

Sobre o chapisco ainda não endurecido, será lançada a camada de argamassa de alta resistência, procedendo-se o necessário adensamento, com o emprego de régua vibradora.

Adensada a argamassa de alta resistência, proceder-se-á o seu sarrafeamento com o emprego de uma régua metálica.

Após o sarrafeamento e já com a argamassa de alta resistência ligeiramente endurecida, será efetuado o acabamento da superfície.

Outros métodos construtivos como juntas serradas poderão ser usados quando indicados nos desenhos de projeto.

c) Acabamento

O acabamento do piso onde indicado nos Desenhos de Projeto poderá ser classificado conforme o tipo de superfície indicado a seguir:

- Superfície polida - o acabamento será obtido com o emprego de politizes, onde deverão ser utilizados sucessivamente esmeris “Grana 36, 80 e 120”, até a eliminação total das irregularidades superficiais;

- Superfície semi polida - essa textura será dada ao piso de alta resistência, através da remoção da nata de cimento que se apresente em sua superfície após a cura. Deverá ser utilizado para esse processo esmeril “Grana 36”.

- Superfície com carborundo desempenada - o acabamento antiderrapante deverá ser obtido espalhando-se uniformemente, não menos que 9 kg de agregado abrasivo para cada metro quadrado de superfície acabada, após a mesma ter sido sarrafeada e desempenada mas, antes de ser alisada com desempenadeira de aço.

O agregado abrasivo deverá ser acomodado com desempenadeira de aço, até resultar um acabamento liso e uniforme. Onde o agregado ficar com nata de cimento, durante o alisamento, a superfície deverá ser escovada com escova de aço após sete dias, sendo em seguida esmerilhada ou levemente jatada com areia para descobrir os agregados abrasivos.

Sobre a superfície, após 4 dias da execução do piso ou a critério do fabricante, serão passadas politizes com esmeris grana 36 e 60 ou 80 . Imediatamente após a segunda passagem de máquina, com o piso ainda úmido, faz-se uma estocagem aplicando-se pasta composta de cimento e montagem (da MONTANA) ou equivalente na proporção 1;1, executando-se então o acabamento final 48 horas após a estocagem utilizando esmeril grana 120.

Além do especificado acima, deverão ser consideradas as recomendações de execução da NBR 12260 pertinentes ao assunto.

### 8.5.7. Superfície de alta resistência tipo “piso zero”

Este tipo de acabamento caracterizado por conferir aos pisos alta resistência superficial à abrasão, devendo obedecer ao que segue:

a) características/normas; A resistência deverá ser compatível com o grupo A da Norma Brasileira NBR – 11801. Na inexistência de Norma Específica, entretanto, a aplicação da norma será adaptada ao presente processo de execução. Prevalecerão também as determinações das Normas NB – 12041 e NB – 12042;

b) procedimento; a execução deverá obedecer a seguinte seqüência:

- concretagem da laje conforme Projeto Estrutural;

- sarrafeamento manual do piso com incorporação de agregado de alta resistência observando-se os caimentos e interrupções previstos nos Desenhos de Projeto;

- alisamento do piso utilizando equipamentos de lâminas rotativas, com incorporação adicional de agregados de alta resistência, logo no início do endurecimento superficial do concreto;

- serragem do piso em módulos, após dois dias da execução do piso ou de acordo com Desenho do Projeto e instalação de junta plástica nos sulcos serrados com profundidade de 30 mm. As juntas serão afixadas conforme indicado nestas especificações;

c) Agregados: os agregados serão de elevada dureza e granulometria específica, estáveis e quimicamente inertes com o cimento e a água, capazes de conferir ao piso alta resistência mecânica (tipo KORODUR WH cor cinza claro, de fabricação MONTANA ou equivalentes):

- na fase de sarrafeamento e alisamento, o espalhamento de agregado de alta resistência será na razão de 700 gramas/m2 e de 1300 gramas/m2 respectivamente, misturado com cimento Portland CP 32 no traço 2:1.

d) Acabamentos:

- poderá ser executado, de acordo com Desenhos de Projeto, 3 categorias de polimento conforme indicados;

- Sem polimento (Tipo 3): a superfície não será tratada após o alisamento;

- Semi-polido (Tipo 2): sobre a superfície, após 7 dias da execução do piso ou a critério do fabricante, serão passadas politrizes com esmeris grana 36 e 60 ou 80, em sequência;

- Polido (Tipo 1): sobre a superfície, após 7 dias da execução do piso ou a critério do fabricante, serão passadas politrizes com esmeris grana 36 e 60 ou 80. Imediatamente após a segunda passagem de máquina, com o piso ainda úmido, faz-se uma estocagem aplicando-se pasta composta de cimento e Montalex (da MONTANA) ou equivalente, na proporção 1:1. Executando-se então o acabamento final 48 horas após a estocagem utilizando esmeril grana 120.

### 8.5.8. Carpete

a) Materiais:

O carpete deverá ser 100% sintético em fibras de náilon ou polipropileno, com 6 mm de espessura.

Deverá apresentar alta resistência ao desgaste, durabilidade de cor e ser incombustível.

b) Serviços:

Sobre a laje de concreto deverá ser executado o contrapiso, com espessura tal que seu nível resulte 2 mm abaixo do nível de piso acabado, indicado nos Desenhos de Projeto.

O contrapiso receberá acabamento com desempenadeira de feltro, de modo a se obter uma superfície perfeitamente plana. Não será admitida a queima do cimento.

Estando o contrapiso perfeitamente limpo e seco, serão aplicadas as mantas de carpete agulhado de, no mínimo, 2,0 m de largura, mediante o uso de cola especial, recomendada pelo fabricante.

Deverão ser tomados cuidados especiais, por ocasião da colagem junto às bordas, a fim de evitar o possível desprendimento do material e a ocorrência de não recobrimento.

### 8.5.9. Piso elevado removível

a) Condições gerais:

Trata-se de um sistema de piso facilmente removível, composto de placas metálicas apoiadas em uma malha de longarinas suportadas por pendentes de altura regulável, para perfeito nivelamento, com resistência a cargas em torno de 8 kN/m².

A altura da estrutura de concreto até o piso elevado acabado deverá ser estabelecida de acordo com os detalhes a serem desenvolvidos por ocasião dos Desenhos de Projeto.

O sistema deverá permitir a desmontagem parcial, sem interferência, com painéis adjacentes ou quaisquer outros elementos do piso e deverá possibilitar a colocação ou retirada de cabos ou condutos elétricos.

Deverão ser executados todos os serviços necessários na superfície da laje de concreto estrutural, para que a mesma possa receber os suportes e para se conseguir um nivelamento preciso no piso elevado.

b) Materiais:

O piso elevado deverá ser composto por placas e estruturas de aço.

O fornecimento compreenderá todos os materiais e acessórios necessários à montagem do piso na obra.

Os dispositivos de sucção, para a manipulação das placas, serão fornecidos pela CONSTRUTORA, juntamente com o piso elevado.

Onde indicado nos Desenhos, o sistema deverá incluir a instalação de módulos com tomadas de força, luz, telefone e outras peças especiais, caso requeridas.

As partes metálicas do sistema deverão possuir perfeita continuidade, a fim de permitir total capacidade de aterramento elétrico, e o piso acabado não poderá apresentar superfícies metálicas expostas.

Serão fornecidos pedestais com dispositivos especiais para aterramento, na proporção de duas unidades para cada 25 m² de área de piso.

Os pedestais deverão ser fixados à laje, conforme recomendação do fabricante.

O revestimento superior será em manta flexível de PVC, sem juntas fixado com adesivo.

c) Serviços:

Após a fixação adequada dos pedestais, cada placa deverá ser nivelada em relação às adjacentes e aos pisos acabados, e suas bordas deverão formar um quadriculado perfeitamente alinhado.

A altura das hastes dos pedestais deverá estar compatível com os níveis da laje da estrutura e níveis do piso acabado.

### 8.5.10.Piso cerâmico

a) Materiais:

Os ladrilhos cerâmicos serão do tipo industrial, esmaltado ou não, de alta resistência, anticorrosivo ou antiácido, conforme especificado nos Desenhos de Projeto.

Serão bem cozidos, de massa homogênea e perfeitamente planos, sendo fornecidos nas cores e tonalidades estabelecidas pelos Desenhos de Projeto.

A uniformidade de coloração dos ladrilhos destinados ao mesmo local, será objeto de cuidadosa verificação, sob condições de iluminação adequada, devendo ser recusadas todas as peças que apresentarem a mais leve diferença de tonalidade.

Os ladrilhos cerâmicos terão resistência à abrasão, impacto, flexão e ataque químico, segundo as disposições constantes nas normas NBR 09455, NBR 06481, NBR 09454, NBR 09451 e NBR 09446, de acordo com as características de solicitações dos ambientes onde serão colocados.

b) Serviços:

Após a cura do contrapiso, será dado início aos trabalhos de acabamento cerâmico.

O assentamento dos ladrilhos será com mescla de alta adesividade, constituída por uma mistura de cimento Portland, areia selecionada e graduada, além de uma série de aditivos.

No momento de seu emprego, a mescla de alta adesividade será misturada com água, na proporção de sete partes de mescla por duas de água.

A mescla poderá ser usada até duas horas após o seu preparo, sendo vetada a adição de água e de outros ingredientes.

Para espalhamento da mescla, será utilizada a desempenadeira com um lado liso e outro dentado, sendo os dentes de 3 mm a 4 mm de altura.

Não será permitida a colocação de ladrilhos justapostos, ou seja, com junta seca.

Terminada a pega da argamassa de regularização, será verificada a perfeita colocação dos ladrilhos, substituindo-se aqueles que denotarem pouca segurança.

O rejuntamento será executado com pasta de cimento e a operação será iniciada após três dias, no mínimo, da colocação dos ladrilhos.

Antes do completo endurecimento da pasta de rejuntamento, será procedida a cuidadosa limpeza da pavimentação com serragem de madeira, a qual, depois de friccionada contra a superfície, será espalhada sobre a mesma, para fins de proteção e cura.

Para a aceitação final, o piso deverá ser novamente limpo e as peças defeituosas ou danificadas pelo tráfego serão substituídas.

## 8.6. Acabamento de paredes

### 8.6.1. Condições gerais

Os serviços de revestimento de paredes somente deverão ser iniciados após a conclusão das instalações hidráulicas embutidas, instalações de eletrodutos, chumbamento de contramarcos das esquadrias e de todas as demais peças embutidas.

Antes de ser iniciado qualquer serviço de revestimento, deverão ser testadas todas as instalações hidráulicas.

As superfícies a serem revestidas deverão ser limpas e molhadas, antes de receber qualquer revestimento.

A limpeza deverá eliminar gorduras, vestígios orgânicos e outras impurezas que possam acarretar futuros desprendimentos.

As argamassas deverão ser preparadas mecanicamente a seco, até ser obtida uma coloração uniforme e, somente depois de completada a mistura será adicionada água em quantidade necessária, visando a obtenção de uma argamassa de consistência pastosa e firme.

### 8.6.2. Chapisco

a) Materiais:

O chapisco consiste na aplicação de uma camada irregular e descontínua de argamassa forte, com a finalidade de se obter maior aderência para os posteriores revestimentos.

O chapisco deverá ser executado com argamassa de cimento e areia grossa, no traço 1:3, com espessura total variável entre 3 mm e 5 mm. O cimento será do tipo Portland comum e a areia grossa deverá ser lavada e peneirada, limpa, isenta de argila, sais e substâncias orgânicas ou terrosas.

b) Serviços:

As superfícies a serem chapiscadas deverão estar perfeitamente limpas e molhadas.

Deverá ser preparada a quantidade de argamassa a ser utilizada, de forma a evitar o início do endurecimento antes de seu emprego. Caso isso ocorra, toda a argamassa deverá ser inutilizada, não sendo permitido qualquer reaproveitamento.

A execução poderá ser mecânica ou manual e terá, como objetivo, o lançamento com força suficiente contra a superfície, a fim de se obter uma boa aderência.

Quando a superfície a ser chapiscada for muito lisa, para melhorar a aderência, deverá ser adicionado à água aditivo à base de cola.

### 8.6.3. Emboço

a) Materiais:

O emboço, também denominado massa grossa, constitui-se na primeira camada de revestimento a ser aplicada sobre superfícies chapiscadas. Esse revestimento, em alguns casos, representa a camada final ou, ainda, poderá servir de base para outro revestimento.

O emboço de superfícies internas e externas será executado com argamassa de cimento Portland comum, cal hidratada e areia média, no traço 1:1:6. Qualquer alteração na proporção dos componentes deverá ser submetida à aprovação.

O emboço, sobre o qual, será aplicado o laminado melamínico, deverá apresentar-se bem desempenado, sem saliências ou reentrâncias, utilizando-se argamassa de cimento e areia média, no traço 1:3.

b) Serviços:

Os emboços somente poderão ser iniciados após a completa pega da argamassa de alvenarias e chapiscos.

Antes da aplicação do emboço, a superfície será abundantemente molhada.

Os emboços serão fortemente comprimidos contra a superfície e sua espessura final não ultrapassará a 20 mm.

### 8.6.4. Reboco

a) Materiais:

O reboco, sobre a alvenaria ou superfícies de concreto, previamente chapiscadas e emboçadas, também conhecido como massa fina, representa a segunda camada de argamassa, que será aplicada sobre as superfícies e terá como complemento final a pintura.

A argamassa do reboco será executada com cimento, cal hidratada e areia fina, nos traços 1:1:5 e 1:1:6, para revestimentos externos e internos, respectivamente.

b) Serviços:

A mistura dos materiais será feita a seco, até ser obtida uma coloração uniforme. Após completada a mistura, será adicionada água em quantidade estritamente

necessária e suficiente, para se obter a argamassa desejada, de consistência pastosa e firme.

O reboco será aplicado com o auxílio de desempenadeira e o revestimento final deverá apresentar-se perfeitamente desempenado, prumado, alinhado e nivelado. Não serão permitidas ondulações, depressões ou saliências superiores a 1 mm, ao longo de alinhamentos retos com 3,0 m de extensão.

Não serão permitidas emendas, devendo, portanto, a programação dos trabalhos ser efetuada, considerando o término de painéis inteiros no mesmo dia em que forem iniciados.

Os rebocos não deverão ter espessura superior a 5 mm, para que as duas camadas de revestimento (emboço e reboco) não ultrapassem a 25 mm de espessura.

c) Poderão ser utilizadas argamassas do tipo única que substitua o emboço e reboco desde que as tolerâncias e dimensões citadas nas alíneas e subitens anteriores sejam respeitadas.

### 8.6.5. Azulejo

a) Materiais:

Serão utilizados azulejos de primeira qualidade, com cantos retos, nas cores e dimensões indicadas nos Desenhos de Projeto.

A fixação dos azulejos será feita utilizando-se argamassa de alta adesividade, constituída por uma mistura de cimento Portland, areia selecionada e graduada e uma série de aditivos.

b) Serviços:

O chapisco e o emboço deverão ser aplicados nas paredes, de acordo com estas especificações.

A superfície do emboço deverá apresentar-se áspera, em razão do emprego de desempenadeira de madeira, a fim de facilitar a aderência da argamassa de assentamento dos azulejos.

A colocação dos azulejos será iniciada após dez dias contados do término da execução do emboço.

O assentamento será procedido a seco, com argamassa de alta adesividade, dispensando a operação de molhar as superfícies do emboço e dos azulejos.

Para preparar a mistura, será adicionada água à argamassa de alta adesividade até se obter uma consistência pastosa, ou seja, uma parte de água para três a quatro partes de argamassa. Em seguida, a argamassa, assim preparada, ficará "descansando" por um período de 15 minutos, após o que será executado um novo amassamento.

A argamassa será estendida com o lado liso de uma desempenadeira de aço, numa camada uniforme de 3 mm a 4 mm de espessura.

Com o lado dentado da mesma desempenadeira de aço, formam-se cordões que possibilitarão o nivelamento dos azulejos ou ladrilhos. Com os cordões ainda frescos, efetua-se o assentamento batendo-se um a um, como no processo tradicional. A espessura final da camada entre os azulejos ou ladrilhos e o emboço será de 1 mm a 2 mm.

As juntas serão corridas e rigorosamente a nível e prumo, com espessura de 2 mm.

Decorridas 72 horas do assentamento será iniciada a operação de rejuntamento, efetuada com pasta de cimento branco e alvaiade, no traço volumétrico de 2:1.

Quando necessário, os cortes e os furos dos azulejos ou ladrilhos, deverão ser efetuados com equipamento próprio para essa finalidade, não sendo admitindo o emprego de processo manual.

### 8.6.6. Laminado fenólico melamínico

a) Materiais:

As chapas de laminado melamínico, para revestimento de paredes, terão acabamento texturizado e serão fornecidas nas cores e dimensões especificadas nos Desenhos de Projeto.

b) Serviços:

O emboço sobre o qual serão coladas as placas será constituído por argamassa de cimento e areia, no traço 1:3, e terá acabamento liso, desempenado, sem saliências ou reentrâncias e isento de manchas, poeiras, graxa, óleo ou quaisquer outras porventura existentes, no momento de sua aplicação.

O revestimento acima referido receberá uma pintura preliminar do aditivo recomendado pelo fabricante, aplicado a pistola ou com espátula dentada.

Após um período de nove a doze horas, contadas a partir da aplicação da pintura preliminar, proceder-se-á a colagem das chapas, conforme segue:

- limpeza completa da face secundária da chapa com solvente apropriado, e posterior aplicação sobre a mesma, com espátula, de uma camada lisa, uniforme e de espessura adequada de adesivo;

- decorrido o tempo de secagem recomendado pelo fabricante da cola, a chapa será cuidadosamente colocada sobre a superfície de argamassa, perfeitamente a prumo;

- partindo-se do centro para a extremidade das placas, será então, aplicada uma pressão instantânea, com rolete manual, sobre toda a área da placa, de modo a expulsar todo o ar existente entre ela e a superfície da argamassa. Nas bordas ou onde julgado necessário, a operação deverá ser completada com o emprego de martelo de borracha;

- a primeira placa deverá ser perfeitamente colocada, a fim de servir de guia para o correto alinhamento das placas subseqüentes.

As chapas terão juntas de dilatação, tanto no sentido horizontal, como vertical, de aproximadamente, 0,3 mm, obtidas com o emprego de pregos de aço nº 17x33, distribuídos ao longo das bordas das chapas espaçadas a cada 30 cm.

### 8.7. Tetos rebocados

a) Materiais

A espessura total do revestimento dos tetos não deverá ultrapassar a 25 mm. Tal revestimento será constituído por três camadas com as respectivas composições em volume, como segue:

| MATERIAL (espessura) | CHAPISCO (3mm a 5mm) | EMBOÇO (15mm a 18mm) | REBOCO (3mm a 5mm) |
|---|---|---|---|
| Cimento | 1 | 1 | 1 |
| Cal Hidratada | - | 1 | 1 |
| Areia Grossa | 3 | - | - |
| Areia Média | - | 6 | - |
| Areia Fina | - | - | 6 |

b) Serviços

As superfícies a serem revestidas deverão estar limpas, livres de pó e graxas, manchas de óleo, betume e outros materiais prejudiciais.

Os materiais para cada camada deverão ser misturados a seco, até a obtenção de uma mistura homogênea.

A água, na quantidade mínima necessária, deverá ser adicionada pouco antes da utilização da argamassa, que deverá ser utilizada no prazo máximo de uma hora após a adição da água de amassamento. As argamassas que já tiverem iniciado a pega, ou ultrapassado o tempo de uma hora, não poderão ser utilizadas.

A laje deverá ser molhada com esguicho de água antes da aplicação do chapisco. A superfície, assim tratada, deverá ser deixada em repouso durante, pelo menos, 24 horas antes da aplicação do emboço. Além disso, serão colocadas mestras-guias no teto.

A superfície do emboço resultará áspera e não deverá apresentar irregularidades.

Se for considerado necessário, a superfície do emboço será riscada antes de endurecer a fim de assegurar uma melhor aderência ao reboco.

Deverão ser tomadas todas as precauções a fim de prevenir a secagem excessivamente rápida do emboço. Após o término da aplicação, o emboço deverá ser mantido úmido, durante cerca de 24 horas.

A camada final do reboco deverá ser executada da mesma maneira que o emboço, reservando-se especial atenção, a fim de evitar a secagem muito rápida, que poderá causar fissuras na superfície acabada.

## 8.8. Esquadrias

### 8.8.1. Condições gerais

Conforme indicado nos Desenhos de Projeto, deverão ser previstas esquadrias confeccionadas em alumínio, aço ou madeira.

Todo o material empregado será de primeira qualidade, sem defeitos de fabricação, e deverá satisfazer rigorosamente às normas, especificações e métodos de execução recomendados pela ABNT.

A CONSTRUTORA será responsável pelo fornecimento das esquadrias, compreendendo os materiais e componentes necessários ao seu perfeito funcionamento, inclusive ferragens, pintura ou revestimentos, bem como pela sua total instalação.

A colocação das esquadrias está intimamente relacionada com os alinhamentos de pisos, peitoris, forros, revestimentos de alvenaria, nivelamento de forros falsos etc.

Deverão ser tomados todos os cuidados necessários para a adequada colocação, de modo a garantir o perfeito funcionamento das esquadrias, sem causar empenamento, torções, flambagens, e evitar os efeitos de esforços não previstos. As folgas verticais e horizontais deverão ser mínimas e uniformes, em todas as esquadrias.

### 8.8.2. Esquadrias de madeira (portas)

a) Materiais:

Todos os materiais componentes deverão ser de primeira qualidade e de comprovada procedência.

Toda a madeira deverá ser seca e isenta de defeitos que comprometam sua utilização, tais como rachaduras, nós, escoriações, falhas e empenamentos.

Na execução das esquadrias de madeira, somente será permitido o emprego de material novo, limpo, perfeitamente desempenado e sem nenhum defeito de fabricação. A madeira será de primeira qualidade, podendo ser utilizado o cedro, a peroba, a imbuia ou outra madeira a ser previamente aprovada. Não será admitida a utilização de pinus.

O acabamento das esquadrias será obtido através de pintura à base de esmalte sintético ou laminado melamínico, conforme indicado nos Desenhos de Projeto.

Os marcos das portas serão executados em imbuia escura encerada.

As pranchas de madeira destinadas às portas serão compostas dos seguintes materiais:

- “requadro” de madeira maciça de preferência cedro ou imbuia, limpa, seca, sã, na cor natural, corretamente serrada e aparelhada com arestas perfeitamente demarcadas;

- “miolo” de vermiculita e aglutinantes minerais;
- “recobrimento” com chapas de madeira compensada de cedro ou imbuia;
- “revestimento” com laminado melamínico de alta dureza e acabamento texturizado fosco, salvo indicação em contrário nos Desenhos de Projeto.

b) Serviços:

As esquadrias de madeira obedecerão rigorosamente às informações constantes nos Desenhos de Projeto. No caso de portas, estas deverão ser fornecidas com excessos necessários para os ajustes no local. Não será permitido efetuar emendas para cobrir eventuais falhas.

As superfícies deverão ser perfeitamente acabadas, lisas e isentas de furos de qualquer natureza, manchas, empenamentos, torções, etc.

Os rebaixos, encaixes e outros entalhes efetuados nas esquadrias, para a fixação de ferragens, deverão ser corretos e sem rebarbas, correspondendo, exatamente às dimensões das ferragens.

Os marcos das portas serão fabricados com comprimento em excesso, a fim de facilitar a realização dos ajustes necessários, por ocasião de sua colocação.

Não serão permitidos rebaixos de marcos, com formão ou aplainamento do laminado das portas para compensar eventuais empenamentos.

A colocação dos marcos das portas deverá garantir que estas, posteriormente, fiquem alinhadas, niveladas e aprumadas, de acordo com o revestimento das paredes e pisos. Os marcos serão fixados aos tacos embutidos na alvenaria, através de parafusos, sendo o espaço entre a alvenaria e os marcos rejuntado com um filete contínuo de silicone incolor.

As folhas das portas não poderão apresentar empenamento de qualquer natureza, de forma a garantir um perfeito ajuste de funcionamento.

A regulagem da pressão de fechamento das folhas será efetuada através de ajustes sucessivos da chapa-testa das fechaduras.

### 8.8.3. Esquadrias de aço

a) Materiais:

Os materiais utilizados na fabricação das esquadrias de aço terão resistência mínima à tração de 2.000 kgf/cm².

As chapas de aço laminado e os perfis tubulares, de acordo com os detalhes dos Desenhos de Projeto, deverão ser fornecidos em aço carbono, com espessuras não inferiores a 0,9 mm e 1,5 mm, respectivamente.

As esquadrias de aço serão fixadas ao concreto através de chumbadores tipo rabo de andorinha ou qualquer outro sistema adequado. Deverão ser tomados cuidados especiais nos casos de esquadrias de grandes dimensões, cujos chumbadores serão convenientemente espaçados, de forma a transmitirem esforços uniformemente distribuídos.

As soldas deverão ser contínuas, sem porosidades, batidas para a remoção de escória e convenientemente esmerilhadas, para apresentarem um bom acabamento final.

As esquadrias, antes de serem transportadas da oficina para o local de entrega, deverão receber tratamento especial antiferruginoso, aplicável a todas as superfícies externas e internas, expostas ou não, das chapas ou perfis.

As ferragens a serem instaladas deverão ser precisas no seu funcionamento e perfeitas no seu acabamento, de acordo com os detalhes dos Desenhos de Projeto.

b) Serviços:

A CONSTRUTORA deverá verificar as condições dos locais em que serão instaladas as esquadrias, objeto destas Especificações, no que se refere às condições de fixação e chumbamento.

Concluída a colocação, as esquadrias serão protegidas contra solicitações mecânicas, ações agressivas de agentes químicos contidos nas argamassas ou removedores, tais como ácidos, óleos, etc.

Quando existirem chumbadores nas esquadrias, estes deverão ser fixados na alvenaria ou concreto com argamassa forte, firmemente socada nos respectivos orifícios.

Deverão ser tomados cuidados especiais para que as armações não sofram quaisquer distorções quando fixadas ou parafusadas aos marcos ou chumbadores.

### 8.8.4. Portas corta-fogo

a) Materiais:

As portas corta-fogo poderão ser do tipo de correr e/ou de abrir, fornecidas nas dimensões e instaladas nos locais indicados nos Desenhos Executivos, com todas as ferragens e acessórios para a sua perfeita operação.

Deverão atender as normas EB-920 da ABNT e terão espessura de 47 mm, sendo revestidas com chapas de aço galvanizado de espessura não inferior ao nº 20 BWG.

O miolo deverá ser composto por placas prensadas de vermiculita expandida e aglomerada, com adesivo à base mineral.

As portas deverão ter requadro de perfil “U”, de chapa de aço dobrada SAE 1010, espessura mínima de 1 mm, zincada pelo processo contínuo a imersão a quente.

As ferragens e acessórios deverão obedecer aos detalhes dos Desenhos de Projeto e as normas EB 1358 e EB 1360 sobre fechaduras e dobradiças de mola, respectivamente.

### 8.8.5. Esquadrias de alumínio

a) Materiais:

As esquadrias serão executadas em perfis de alumínio extrudados com anodização natural ou na cor preta e acabamento de acordo com Desenhos de Projeto, e terão resistência mínima à tração de 2.000 kgf/cm².

Nenhum perfil estrutural ou contramarco apresentará espessura inferior a 2 mm.

A anodização deverá ser efetuada em peças completamente desarmadas, para que os banhos possam atuar em toda a superfície.

Os marcos das portas serão confeccionados com perfis padronizados de alumínio extrudado e anodizado.

Todas as portas e janelas deverão ser fornecidas com dobradiças, fechaduras, maçanetas, fechos e demais ferragens e acessórios, de forma a garantir seu perfeito funcionamento e a estanqueidade ao ar e água.

As esquadrias externas serão dotadas de protetores solares reguláveis, individuais, em alumínio, instalados externamente às mesmas, de acordo com os detalhes fornecidos por ocasião dos Desenhos de Projeto.

Com a finalidade de evitar os efeitos de corrosão galvânica, o alumínio deverá ser isolado das outras partes metálicas as quais receberão pintura à base de cromato de zinco, aplicada antes da instalação da referida esquadria.

b) Serviços:

Todas as esquadrias de alumínio serão montadas sobre contramarcos de aço galvanizado, adequadamente ancorados à alvenaria e ou concreto.

Os mencionados contramarcos serão fornecidos com a finalidade de permitir a execução dos acabamentos arquitetônicos, sem prejuízo da anodização das esquadrias, antecipando, dessa forma, a conclusão da obra.

As esquadrias serão dotadas de dispositivos que permitam absorver flechas, decorrentes de eventuais deformações da estrutura, de modo a assegurar o seu perfeito funcionamento.

As ligações entre as peças de alumínio por meio de parafusos só serão admitidas quando inevitáveis. Nesse caso, os parafusos serão constituídos por liga do grupo Al - Mg - Si, endurecidos por tratamento e temperatura elevada. Os parafusos utilizados nas ligações entre o alumínio e o aço serão de aço cadmiado cromado.

Nas esquadrias de alumínio, o assentamento das chapas de vidro será efetuado com o emprego de baguetes, confeccionados com o mesmo material do caixilho, associados com gaxetas de elastômeros.

## 8.9. Divisórias

a) Materiais:

Consiste em um sistema modulado de paredes divisórias, estruturado por montantes e vedado por painéis divisórios.

Os montantes e requadros deverão ser fornecidos em perfis de alumínio extrudado, polido e anodizado, na cor preta.

Os painéis divisórios deverão ser compostos por “miolo” de material incombustível à base de vermiculita, resistente ao fogo no mínimo por duas horas, com revestimento de chapas prensadas de fibra de madeira e com tratamento superficial de pintura de cor lisa e proteção final de resina melamínica. Terão a espessura final de 35 mm.

As portas e outras peças fixas deverão ser constituídas dos mesmos materiais dos painéis divisórios.

Os vidros a serem utilizados serão do tipo plano, liso incolor, com espessura de 5 mm.

As ferragens deverão obedecer ao disposto nestas especificações, sendo as fechaduras de cilindro central e as dobradiças tipo palmela.

b) Serviços:

A montagem das divisórias deverá obedecer rigorosamente ao “lay-out” apresentado nos Desenhos de Projeto.

As divisórias deverão apresentar total flexibilidade de montagem e desmontagem, de modo a permitir eventuais alterações de utilização com facilidade.

As divisórias serão constituídas por elementos auto-portantes, não necessitando de estruturas suplementares para a sua sustentação e deverão ser entregues, pela CONSTRUTORA, integralmente montadas, com todos os acessórios e ferragens.

As divisórias deverão permitir a remoção independente de cada um dos painéis, sem interferência com os demais.

## 8.10. Vidros

a) Materiais:

A espessura mínima dos vidros estabelecida para os pequenos vãos será de 3 mm, sendo que, em áreas maiores as espessuras deverão ser adequadas aos efeitos e solicitações causados por pressões externas.

Os vidros poderão ser do tipo comum ou laminado, conforme exposto a seguir:

- vidros comuns - serão lisos, isentos de defeitos e terão espessuras determinadas pela ocupação ou uso da área onde forem instalados, bem como pela altura das aberturas em relação ao solo e pela direção dos ventos predominantes;

- vidros laminados - onde indicado no Projeto, como medida de segurança, serão constituídos por duas lâminas de vidro interligadas por um filme de material plástico-polivinil butiral. Deverão ser lisos, transparentes, incolores de espessura mínima total de 6 mm, peso aproximado de 15 kg/m², e receberão uma camada de óxido metálico em uma de suas faces, de modo a garantir reflexão em função da irradiação solar. O filme de polivinil butiral será transparente e incolor.

Os conjuntos de caixilhos com isolamento acústico deverão ter vidro laminado de 10 mm de espessura final, composto por três vidros de 3 mm, intercalados por filme de polivinil butiral, transparente e incolor.

b) Serviços:

Os serviços de vidraçaria, incluindo a manipulação, armazenamento, cálculo de espessura e assentamento das chapas de vidro, obedecerão rigorosamente ao disposto na NB 226 da ABNT.

Apesar de admitido na citada norma, não será permitido o uso de massa de vidraceiro.

Os vidros comuns, lisos e transparentes, serão assentes de modo a ficarem com as ondulações na horizontal.

Os vidros serão fornecidos nas dimensões indicadas nos Desenhos de Projeto, procurando-se, sempre que possível, evitar o corte no local da construção.

As bordas dos cortes serão esmerilhadas, de forma a se apresentarem lisas e sem irregularidades, sendo terminantemente vedado o emprego de vidro que apresente arestas estilhaçadas.

Tendo em vista a impossibilidade de realizar cortes ou perfurações em chapas de vidro temperado no canteiro de obras, deverão ser minuciosamente estudados e detalhados os dispositivos de assentamento de vidros temperados, levando em conta a indeformalidade e a resistência dos elementos de sustentação do conjunto.

## 8.11. Ferragens

a) Materiais:

Todas as ferragens, para as esquadrias de madeira, serralheria, armários, balcões, guichês, etc, serão inteiramente novas, em perfeitas condições de funcionamento e acabamento. Serão fornecidas em latão, com partes de ferro ou aço, cromadas, e com acabamento fosco ou polido, conforme especificado nos Desenhos de Projeto.

As ferragens, principalmente as dobradiças, serão suficientemente robustas de forma a suportarem, com folga, o regime de trabalho a que venham a ser submetidas.

As fechaduras de padrão superior obedecerão às seguintes normas e especificações da ABNT:

- EB 947 fechadura de embutir tipo interna.
- EB 948 fechadura de embutir tipo banheiro.
- EB 949 fechadura de embutir com cilindro.

Eventualmente e apenas na hipótese de haver expressa recomendação nesse sentido, admitir-se-á o emprego de fechadura de padrão médio, obedecendo à EB 908, EB 909 e EB 910.

As dobradiças de abas e os fechos de embutir obedecerão, respectivamente, ao disposto na EB 965 e na EB 1365.

b) Serviços:

A colocação das ferragens nas esquadrias será medida com precisão, de modo a evitar discrepâncias de posição ou diferenças de nível perceptíveis à vista.

A instalação das fechaduras, fechos, puxadores, dobradiças e outras ferragens será efetuada com particular esmero, pela CONSTRUTORA sendo empregados parafusos de primeira qualidade e acabamento, conforme a NB 45, fornecidos com as dimensões correspondentes às peças que fixarem.

As maçanetas das portas, salvo condições especiais, serão localizadas a 105 cm do piso acabado.

As molas de bilha serão sempre colocadas nas guarnições das portas, ficando as contrachapas assentes nas respectivas folhas.

Os rebaixos ou encaixes, para dobradiças, fechaduras de embutir, chapas-testas, etc, terão a forma das ferragens, não sendo toleradas folgas que exijam emendas, taliscas de madeira etc.

## 8.12. Peças metálicas diversas

### 8.12.1.Condições gerais

A CONSTRUTORA deverá fornecer e instalar os seguintes itens, a serem detalhados nos Desenhos de Projeto:

- escadas;
- plataformas;
- corrimãos e guarda-corpos;
- tampas de chapa lisa de aço para canaletas;
- tampas de chapa xadrez para canaletas;
- tampas formadas por barras de aço soldadas para grades;

- tampas em chapas expandidas de aço;
- quadros e tampas para aberturas;
- quadros com telas para esquadrias industriais;
- cancelas para estradas de acesso.

As tampas de chapa xadrez, chapa lisa, tampas para aberturas, grades e quadros com telas para esquadrias e as escadas de aço, deverão ser fornecidas e instaladas pela CONSTRUTORA, completas e com requadros fabricados de perfis de aço ou conforme definido nos Desenhos de Projeto.

Os tubos para corrimãos e guarda-corpos, bem como os perfis de acabamento deverão ser de aço galvanizado ou não, conforme sua utilização interna ou externa e fornecidas nos diâmetros especificados e providos de ancoragens necessárias para fixá-los às superfícies de concreto. Os corrimãos e guarda-corpos, deverão atender as normas de prevenção e combate a incêndios vigentes.

As superfícies deverão ser preparadas e pintadas de acordo com estas Especificações.

As chapas de aço e os perfis metálicos deverão obedecer a norma ASTM A-36 e os tubos utilizados em parapeitos e corrimãos deverão obedecer a norma ASTM A-120.

Todos os itens serão fornecidos com pintura de fundo. A pintura de acabamento final será efetuada no local da obra. Para os possíveis ajustes na obra, será observado o exposto nestas especificações, no que diz respeito à preparação de superfícies, pintura de fundo e pintura de acabamento.

### 8.13. Forro

a) Materiais:

Será constituído por forro de fibra mineral ou painéis em lâminas de alumínio, perfuradas ou não, pintadas com tinta à base de poliéster, em processo contínuo, e perfiladas, nas cores indicadas nos Desenhos de Projeto .

Os porta-painéis em aço serão fixados à laje por meio de tirantes e reguladores de nível em distâncias e comprimentos compatíveis com o vão a ser coberto.

Onde indicado nos Desenhos de Projeto , deverá ser fornecida manta de lã de vidro, envolta em poliestireno, para permitir o tratamento termoacústico.

Todos os componentes, referentes à iluminação, iluminação de emergência, ar condicionado, proteção contra-incêndio, etc, deverão ser compatíveis com o sistema de forro empregado, de acordo com os Desenhos de Projeto.

b) Serviços:

A instalação dos forros falsos deverá ser executada de acordo com os desenhos e instruções do fabricante.

Para o sistema de suspensão, deverão ser utilizados pendurais rígidos.

Os perfis de sustentação dos painéis deverão ficar perfeitamente nivelados.

O conjunto do sistema de suspensão e os perfis de sustentação dos painéis deverão ser suficientemente rígidos, para fixar solidamente os painéis, luminárias e outras peças, de tal modo que resistam às vibrações sem deslocamento dos painéis. Não será permitido que dutos, eletrodutos etc, se apoiem nos painéis do forro.

Após terminada a instalação dos forros, o CONTRATADO fará uma limpeza final nos mesmos.

## 8.14. Aparelhos e acessórios para sanitários

### 8.14.1.Louça sanitária

A louça sanitária utilizada na confecção de vasos sanitários, lavatórios, caixas de descarga e outros aparelhos e acessórios será de grês branco (grês porcelânico), salvo quando expressamente especificado em contrário nos Desenhos de Projeto.

O material cerâmico ou louça deverá satisfazer rigorosamente a NBR 6452 da ABNT.

As peças deverão ser bem cozidas, desempenadas, sem deformações e fendas, duras, sonoras, resistentes e impermeáveis.

O esmalte deverá ser homogêneo, sem manchas, depressões, granulações ou fendilhamento.

Os aparelhos deverão funcionar satisfatoriamente após a instalação, que será executada de acordo com as exigências regulamentares.

Os aparelhos deverão ser revestidos com vidrado impermeável, contínuo e uniforme, recobrindo as superfícies externas. Fazem exceção as superfícies necessárias ao apoio das peças durante a cozedura, bem como as partes invisíveis, que no uso do aparelho, não entrem em contato com a água.

Os aparelhos terão forma e dimensões indicadas nos Desenhos de Projeto, conforme as normas da ABNT, com tolerância de 5%, salvo casos expressamente indicados. A espessura média das paredes não deverá ser inferior a 9 mm, não se tolerando, em ponto algum da peça, espessura inferior a 6 mm.

Em conformidade com os Desenhos de Projeto, deverão ser fornecidos e instalados os seguintes aparelhos e acessórios:

- vaso sanitário convencional;
- assento;
- lavatório sem coluna;
- lavatório de embutir;
- saboneteira sem alça;
- papeleira com rolete plástico;
- bidê;
- porta-toalha;
- cabide;
- tanques;

- mictórios;
- espelhos;
- estrado de madeira e armários metálicos;
- prateleiras de vidro.

A marca e a linha das louças sanitárias, assim como o detalhamento de todos os acessórios serão corretamente definidos, por ocasião nos Desenhos de Projeto.

### 8.14.2.Metais sanitários

Os metais sanitários deverão ser de perfeita fabricação e cuidadoso acabamento. As peças não poderão apresentar defeitos de fundição ou usinagem.

As peças móveis deverão ser perfeitamente adaptáveis às suas sedes, não sendo tolerados empenos, vazamentos e defeitos de polimento ou de acabamento.

A cromagem dos metais será perfeita, não sendo tolerado qualquer defeito na película do revestimento, especialmente falta de aderência com a superfície de base.

Todas as peças deverão estar de acordo com as normas técnicas, específicas para cada caso, e serão fornecidas com a marca e linhas especificadas nos Desenhos de Projeto.

Fazem parte destas Especificações:

- registro de gaveta;
- registro de pressão;
- torneira de lavatório;
- torneira de pias;
- torneira de tanques;
- chuveiro;
- válvula de descarga;
- sifões;
- válvula dos aparelhos sanitários;
- tubos de ligação de água;
- parafusos, porcas, arruelas, etc.

### 8.14.3.Espelhos

Os sanitários deverão possuir espelhos nos locais com as dimensões e acabamentos indicados nos Desenhos de Projeto.

Os espelhos serão executados a partir de uma placa de vidro com espessura de 3 mm e deverão se apresentar perfeitamente planos, sem arranhões, bolhas de ar, ondulações ou qualquer outro defeito.

As molduras dos espelhos deverão ser de latão cromado ou aço inoxidável polido, com vedação na parte posterior, sendo fixadas com chumbadores não visíveis.

As molduras deverão ser projetadas de tal maneira que os espelhos possam ser substituídos sem que elas sejam retiradas da parede.

## 8.15. Instalações prediais hidrossanitárias

### 8.15.1.Condições gerais

As instalações deverão ser executadas observando-se rigorosamente a NBR 8160 (NB 19 - Instalações Prediais de Esgoto Sanitário) e a NBR 5626 (NB 92 - Instalações Prediais de Água Pura), bem como suas normas complementares.

O desenvolvimento desses projetos deverá ser conduzido concomitantemente e em conjunto com os Desenhos de Projeto Arquitetônico, que, por sua vez, estabelecerá as diretrizes gerais quanto a materiais, distribuição, acabamentos etc.

### 8.15.2.Sistema de água fria

O abastecimento de água deverá ser efetuado conforme descrito no sistema de água tratada da casa de comando.

Os barriletes estarão situados ao lado dos reservatórios, de modo que todos os registros de manobra fiquem no mesmo compartimento.

A partir dos barriletes, as colunas d'água descerão, derivando, então, para os ramais de distribuição, que correrão embutidos nas paredes, vazios ou forros rebaixados, evitando-se, ao máximo, sua inclusão no concreto.

Antes das tubulações embutidas receberem revestimento ou acabamento, deverão ser submetidas a uma prova de carga equivalente à pressão de serviço, durante um intervalo de tempo não inferior a 3 horas.

Serão utilizados tubos e conexões de PVC rígido, conforme NBR 5648, soldáveis ou rosqueáveis, salvo indicado de outra forma.

### 8.15.3.Sistema de esgoto sanitário

Os efluentes do sistema de esgoto sanitário deverão ser coletados e conduzidos para a central de coleta e bombeamento de esgoto da casa de comando.

Os tubos de queda e tubos de ventilação, na medida do possível, deverão ser instalados em poços e dutos verticais, evitando-se ao máximo seu embutimento no concreto.

Os ramais primários e secundários serão suspensos nas lajes sobre o forro rebaixado.

Serão utilizados tubos e conexões de PVC rígido, conforme NBR 5688, salvo indicado de outra forma.

## 8.16. Instalações elétricas

### 8.16.1.Condições gerais

Encontram-se definidos neste item, os requisitos mínimos exigidos para as instalações elétricas, de comunicação e sonorização para o edifício de controle.

As instalações elétricas do edifício de controle terão características comuns às dos prédios comerciais. Dessa forma, o projeto e a execução dos mesmos deverão atender as prescrições da norma NBR 5410, onde aplicáveis, bem como as normas complementares.

### 8.16.2.Escopo dos serviços

Para as instalações em pauta, estão previstas, sem a eles se limitar, os seguintes serviços:

- suprimento de energia;
- quadro de distribuição;
- ramais alimentadores;
- sistema de iluminação normal;
- sistema de iluminação de emergência;
- distribuição de tomadas;
- proteção contra descargas atmosféricas;
- sistema de comunicações;
- sonorização ambiente.

a) Suprimento de energia:

O suprimento de energia elétrica será efetuado em baixa tensão, 380/220 V, com origem nos serviços auxiliares, para atendimento exclusivo dos serviços de iluminação e tomadas.

Outros serviços, como ar condicionado e elevador, terão suprimento de energia através de alimentadores dedicados, também provenientes dos serviços auxiliares.

b) Quadro de distribuição:

O quadro de distribuição, para iluminação e tomadas, apresenta as características construtivas e operacionais, conforme estabelecido no Memorial Descritivo dos Sistemas Elétricos Auxiliares.

c) Ramais alimentadores:

Com origem no quadro de distribuição, os ramais alimentadores para iluminação e tomadas serão instalados em eletrodutos embutidos, cujas dimensões e características serão detalhadas nos Desenhos de Projeto.

d) Sistema de iluminação normal:

O sistema de iluminação normal será projetado para fornecer a iluminação necessária aos requisitos específicos de cada tarefa visual desempenhada, em condições normais de funcionamento das instalações. A quantidade e a qualidade da iluminação normal de cada área atendida estarão baseadas nos requisitos de desempenho, conforto e agradabilidade visual, recomendadas por normas específicas.

A tensão nominal dos circuitos da iluminação normal será de 220 V, 60 Hz.

A iluminação das diversas áreas do edifício será feita com lâmpada fluorescente de elevado índice de reprodução de cor. Para as áreas com previsão de forro, serão adotadas luminárias compatíveis com o sistema empregado, de acordo com o Desenho de Projeto.

Estão previstas, também, iluminações externas de jardins, vias de pedestres e circulações de veículos, bem como iluminação de realce do prédio, as quais serão detalhadas nos Desenhos de Projeto.

e) Sistema de iluminação de emergência:

O sistema de iluminação de emergência será projetado para fornecer iluminação necessária à execução de tarefas essenciais, em áreas específicas, e ao trânsito de pessoas nos corredores e escritórios, quando ocorrer interrupção da iluminação normal.

Os circuitos da iluminação de emergência serão diferentes daqueles da iluminação normal e deverão ser energizados por comando manual ou automático, a partir do quadro de iluminação de emergência, que é parte integrante do conjunto de iluminação (QLN 11 / QLE 6) do edifício de controle.

f) Distribuição de tomadas:

A distribuição de tomadas nas áreas do edifício será efetuada através da utilização de tomadas de parede ou de piso, conforme a necessidade e a conveniência dos ambientes.

g) Proteção contra descargas atmosféricas:

O edifício será protegido contra descargas atmosféricas através da utilização de um sistema de proteção dimensionado pelo método eletromagnético, conforme a norma NBR 5419.

h) Sistema de comunicações:

O sistema de comunicações telefônicas estará centralizado no sala de comando.

A descrição desse sistema consta de documento específico, razão pela qual não são feitos comentários detalhados no presente item.

A distribuição dos pontos telefônicos será realizada através da utilização de tomadas padrão da Concessionária Telefônica embutidas na parede e/ou no piso, conforme a necessidade e conveniência dos ambientes.

i) Sonorização ambiente:

Está previsto um sistema de sonorização ambiente para o edifício, mediante a instalação de alto-falantes fixados nos ambientes de trabalho, circulações e acessos.

Este sistema será interligado com o sistema de telefonia, para compor um sistema de busca-pessoa e de avisos de segurança.

### 8.17. Conforto acústico e proteção anti-vibração

A sala de controle deverá apresentar sistemas anti-vibratório e de isolamento acústico, a serem detalhados durante o projeto executivo, de modo a evitar interferência nos equipamentos digitais e proporcionar adequado conforto operacional. A cobertura deverá obedecer aos desenhos, detalhamento e especificações de materiais que constituirão os Desenhos de Projeto.

## 8.18. Cobertura

### 8.18.1.Condições gerais

A execução das coberturas deverá obedecer aos desenhos, detalhamento e especificações de materiais que constituirão os Desenhos de Projeto.

### 8.18.2.Critérios gerais

O presente item refere-se aos critérios gerais a serem observados na fabricação, transporte e montagem, bem como, da execução de impermeabilização e vedações da cobertura da casa de comando e área de montagem.

A execução da cobertura deverá obedecer aos desenhos, detalhamento e especificações de materiais que constituem os Desenhos de Projeto.

A cobertura da casa de comando será executada com estrutura metálica em uma única água e telhas de aço pré-pintadas conforme indicado no Projeto Estrutural.

A CONSTRUTORA deverá fornecer todas as peças de concordância, fixação e arremates, necessárias à sua perfeita instalação, conforme sistema do Fabricante e indicações do Projeto, oferecendo garantia de estanqueidade em todos os locais onde forem colocadas.

### 8.18.3.Características das peças

As dimensões das telhas foram determinadas em decorrência do vão a vencer, procurando-se sempre utilizar uma única peça por vão de cobertura, no sentido longitudinal, evitando-se, desta forma, juntas e recobrimentos transversais.

As telhas serão em aço, pré-pintadas e fixadas nas terças de aço galvanizado da estrutura da cobertura.

As terças deverão receber pintura à base de cromato de zinco, de forma a evitar os efeitos da corrosão galvânica com a telha de alumínio.

A CONSTRUTORA deverá fornecer todos os acessórios de concordância e arremates, conjuntos de fixação e elementos de vedação, do mesmo fabricante, visando a perfeita instalação dos diversos panos de cobertura, estando prevista a utilização das seguintes peças:

- rufos;
- contra-rufos;
- pingadeiras.

A fim de garantir a perfeita estanqueidade, os recobrimentos longitudinais e transversais, seus posicionamentos em relação aos ventos dominantes, a quantidade e espaçamentos dos elementos de fixação e vedação, deverão seguir estritamente as recomendações do fabricante.

A fixação das telhas às terças metálicas, será feita com hastes de alumínio, diâmetro 5/16”, providas de arruelas e porcas do mesmo material, arruelas de vedação em neoprene e calços em PVC.

As fixações telha/telha e telha/acessórios, serão feitas com a utilização de parafusos autoperfurantes, tipo Traxx, acabamento Climaseal, sistema Buildex, marca ITW, acoplados com arruelas de neoprene e anilhas plásticas, na quantidade e disposição de acordo com as recomendações do fabricante das telhas.

### 8.18.4.Impermeabilização e vedação

Todas as soluções de vedação e impermeabilização de juntas e aberturas provenientes da justaposição dos elementos entre si ou da ligação com outras interfaces deverão ser detalhadas pelo Fabricante demonstrando sua eficácia, e submetidas à aprovação do PROJETISTA juntamente com as características dos materiais que serão utilizados, antes da execução dos serviços.

### 8.18.5.Controle de qualidade para vedações e fixações

Deverão ser realizados testes e ensaios para impermeabilizações, vedações e fixações em função do material a ser empregado.

### 8.18.6.Aprovação do projeto

O projeto dos elementos pré-moldados da cobertura, os domos, as fixações e impermeabilizações deverão ser detalhados pelo(s) Fabricante(s) e aprovados pela PROJETISTA. Os seguintes documentos, no mínimo deverão ser apresentados para aprovação:

- desenhos executivos dos pré-moldados, fixações, impermeabilizações/vedações;
- descrição detalhada de sua fabricação;
- especificação dos materiais que serão utilizados;
- memória de cálculo;
- memorial descritivo das peças (processo) na estrutura.

### 8.18.7.Calhas

As calhas serão executadas com chapa de alumínio dobrado, sendo as possíveis soldas devidamente protegidas, através de tratamento superficial adequado.

Deverão ser observados, rigorosamente, todos os caimentos especificados nos Desenhos de Projeto.

O fundo das calhas deverá estar perfeitamente nivelado, não apresentando rebarbas ou “barrigas”.

Deverão ser tomados cuidados especiais junto a todas as peças de concordância, como rufos, algerozes e emboques dos condutores verticais.

Os condutores verticais serão fornecidos em ferro fundido e instalados no interior dos pilares de concreto e os rufos e algerozes serão de alumínio, de acordo com os Desenhos de Projeto.

### 8.18.8.Clarabóia

A clarabóia será executada com chapas de policarbonato incolor, moldadas conforme os Desenhos de Projeto e obedecendo-se todos os detalhes e estruturas necessários para a sua confecção e instalação.

## 8.19. Impermeabilização

### 8.19.1.Condições gerais

Os serviços serão executados por pessoal especializado, subcontratado pela CONSTRUTORA, e obedecendo às normas da ABNT, notadamente a NB 279 e às especificações descritas nesta Seção.

Deverá ser vetada a entrada de qualquer pessoa estranha ao local dos trabalhos, para assegurar o perfeito cuidado na sua execução, evitando acidentes ou tráfego de pessoas de forma inadequada, que possam prejudicar o filme da impermeabilização.

No caso de impermeabilização executada em recintos fechados, deverão ser adotadas medidas especiais quanto à ventilação, a fim de evitar intoxicação e inflamação de gases, observando-se, cuidadosamente, as normas de aplicação do fabricante do produto a ser utilizado.

### 8.19.2.Detalhes de projeto

a) Rodapés:

A impermeabilização segundo a norma NB 279, deverá estender-se verticalmente nos rodapés, no mínimo, 20 cm acima do piso acabado. As platibandas deverão ser, preferencialmente, de concreto, sendo vetada a execução em tijolo furado ou blocos vazados de concreto.

Deverá ser previsto um rebaixo na espessura da platibanda, para permitir proteção mecânica e fixação da impermeabilização, evitando infiltrações nas bordas das mesmas.

As bordas da impermeabilização deverão ser embutidas, abrindo-se uma canaleta de 2 cm x 2 cm em toda a extensão, na altura adequada. O mesmo cuidado deverá ser observado nos pilares e nas paredes da cobertura.

Deverão ser executados arredondamentos, de raio mínimo de 8 cm, entre as mudanças de plano, para acomodar a impermeabilização, evitando sua ruptura ou a formação de bolsas de ar e conseqüente infiltração da água. No sistema de impermeabilização em camadas, deverá haver reforço nessas mudanças de planos.

b) Pisos:

Deverá ser executada nas lajes, calhas, etc, uma regularização com caimento de, no mínimo, 1% em direção aos ralos, mediante o emprego de argamassa de cimento e areia, no traço 1:3. O caimento pode ser dado, preferencialmente, na estrutura, exigindo somente argamassa de regularização, no mesmo traço acima citado e numa espessura mínima de 2 cm.

O piso deverá ser executado com bastante cuidado, de modo que a superfície se apresente bem desempenada, sem poças ou bolsas que venham a comprometer a qualidade da impermeabilização nestes pontos, com a conseqüente redução de sua vida útil.

O concreto deverá se apresentar limpo, isento de poeira, óleo ou graxa, a fim de receber a argamassa. Esta não poderá conter aditivos, salvo nos locais indicados nos Desenhos de Projeto (impermeabilização rígida), e somente deverá ser aplicada após a desforma do concreto, para não sofrer danos, nem fissuras.

c) Peças que atravessem a cobertura:

Em pontos localizados, a impermeabilização da cobertura deverá apresentar estanqueidade, que poderá ser obtida através da aplicação de mastiques e rufos, conforme detalhe apresentado nos Desenhos De Projeto.

Todos os tubos que não forem metálicos deverão ser substituídos por tubos de aço galvanizado para evitar deformações e esmagamentos, devido ao trabalho da laje e os danos químicos provenientes do contato direto da impermeabilização com o tubo.

d) Ralos:

A camada de regularização deverá tangenciar os ralos, de modo que a impermeabilização se acomode dentro da bolsa, evitando arestas vivas entre esta camada e o tubo. O encontro entre a impermeabilização e o tubo deverá apresentar um reforço com camadas adicionais de armaduras ou mantas.

Onde não houver trânsito de pedestres, os ralos deverão ser do tipo esférico, a fim de evitar o entupimento dos coletores.

e) Soleiras, Juntas de Dilatação e Outros

Estes pontos deverão apresentar estanqueidade contra infiltração, observando todos os esforços que poderão atuar na estrutura e no acabamento arquitetônico.

## 8.20. Pintura

### 8.20.1.Condições gerais

Este item define as exigências mínimas e os demais requisitos para a execução dos serviços de pintura sobre superfícies metálicas, de concreto, de alvenaria rebocada e de madeira.

Todas as tintas, para os vários tipos de superfícies, deverão ser preparadas na fábrica e possuir qualidade igual ou superior as especificadas. Apenas serão aceitas as tintas de fabricação recente e com embalagem original intacta.

As cores das tintas de acabamento deverão ser as indicadas nos Desenhos de Projeto.

Nos locais confinados, sem contato direto com o exterior ou com ventilação deficiente, serão empregados equipamentos de ventilação, para a remoção de vapores tóxicos dos solventes.

Qualquer que seja o sistema de pintura adotado, deverão ser tomados cuidados e precauções com a segurança e proteção do pessoal, atendendo principalmente às recomendações e normas de segurança, quanto ao manuseio, estocagem e aplicação de tintas e solventes.

Os solventes utilizados deverão ser os recomendados pelo fabricante das tintas.

A pintura será, também, efetuada de acordo com as instruções do fabricante e normalmente os serviços serão iniciados após o término dos acabamentos arquitetônicos.

Antes de iniciar a pintura, a CONSTRUTORA deverá providenciar a remoção de entulhos e a lavagem dos pisos internos em áreas adjacentes, a fim de evitar que o pó se misture com a tinta ainda fresca.

Todas as tintas deverão ser aplicadas sobre as superfícies devidamente preparadas, de acordo com as recomendações do fabricante. Além disso, durante a execução dos serviços de pintura, as superfícies deverão estar secas e protegidas da incidência direta dos raios solares. Nenhuma pintura poderá ser aplicada em superfície úmida ou exposta a chuva, neblina ou umidade excessiva do ar.

Deverá ser removida toda a poeira depositada sobre a superfície, antes da aplicação de qualquer demão de pintura.

De acordo com as recomendações do fabricante, poderão ser aplicadas uma ou mais demãos intermediárias, antes da pintura final, utilizando-se pincel, rolo, trincha ou pistola, compatíveis com a superfície a ser pintada e o tipo de tinta a ser empregado, tomando-se o cuidado para formar uma película de espessura uniforme e adequada ao tipo de acabamento exigido nos Desenhos de Projeto, cobrindo todos os cantos e orifícios.

O intervalo mínimo e máximo entre cada demão deverá ser estabelecido pela CONSTRUTORA, em obediência às recomendações do fabricante da tinta.

Serão adotadas precauções especiais no sentido de evitar salpicaduras de tinta em superfícies não destinadas à pintura, em razão da grande dificuldade de remoção da tinta aderida a superfícies rugosas ou porosas.

### 8.20.2.Sistemas de pintura

a) Materiais ferrosos:

Serão jateados com jato abrasivo ao metal quase branco, no grau Sa 2.1/2, conforme a Norma Sueca SIS 05-5900.

Quando a espessura da peça não permitir o jateamento, será realizado o tratamento mecânico ao grau st3.

Todas as superfícies serão limpas, de modo a ficarem livres e isentas de ferrugem, pó e outras substâncias que possam prejudicar a aderência das demãos de tintas que serão aplicadas.

Antes do jateamento, deverão ser removidos todos os salpicos de solda ou outras irregularidades mediante o esmerilhamento dos cordões e das arestas vivas. O óleo e a graxa serão removidos com um solvente à base de hidrocarboneto aromático, não tóxico, esfregando-se com um pano até que a superfície resulte completamente limpa.

Após a limpeza, a superfície será cuidadosamente protegida contra qualquer substância contaminante, sendo a pintura iniciada o mais rápido possível, antes de quatro horas após o jateamento.

Como pintura de fundo serão aplicadas duas demãos de tinta anticorrosiva epoxídica, à base de cromato de zinco ou dióxido de titânio, em veículo epoxi-poliamida, com espessura da película seca não inferior a 50 micrômetros por demão.

Como pintura de acabamento será aplicada uma demão de tinta epoxi poliamina, conforme norma da Petrobrás, sendo a espessura da película seca não inferior a 35 micrômetros.

b) Metais não ferrosos:

As superfícies de metais não ferrosos serão cuidadosamente desengraxadas com solvente aplicado com pano, sendo vedado o uso de estopa. Em seguida, será realizada uma escovação e lavagem com jato d'água.

As superfícies de aço galvanizado receberão lixamento com lixa nº 100. Imediatamente antes da pintura, será executada limpeza com solvente.

Como pintura de fundo, será aplicada uma demão de primer epóxi-isocionato, em dois componentes, com sólidos em volume de, no mínimo, 19%, atingindo uma película seca com espessura máxima de 15 micrômetros.

Como pintura de acabamento serão aplicadas duas demãos de acabamento alquídico brilhante, com sólido em volume de, no mínimo, 40%, atingindo uma película seca com espessura de 30 micrômetros por demão.

c) Concreto aparente:

Após a execução da limpeza, retificação e polimento, será procedida uma lavagem com jato de água limpa e abundante, de modo a remover as partículas de poeira.

A superfície deverá apresentar-se bem seca e limpa, para garantir uma perfeita aderência do filme.

Como pintura de fundo, será aplicada uma demão de verniz epóxi-aduto amina, em dois componentes, com sólidos em volume de, no mínimo, 32%, diluído em 20% de solvente.

Como acabamento, serão aplicadas duas demãos do mesmo verniz de fundo, porém, sem diluição.

d) Alvenaria rebocada:

As superfícies de reboco deverão estar curadas, bem secas, lixadas e isentas de pó, graxa e outros materiais indesejáveis.

Como selador de fundo, será aplicada uma demão de verniz epóxi-aduto amina, em dois componentes, com sólidos em volume de, no mínimo, 32%, diluído em 20% de solvente.

Como acabamento, serão aplicadas duas demãos de tinta látex, à base de resina acrílica, apresentando brilho acetinado, com sólidos em volume de, no mínimo, 35%, atingindo uma película seca com espessura de 30 micrômetros por demão.

e) Madeira:

Todas as superfícies de madeira, onde não estiver especificado revestimento em contraplacado decorativo receberão pintura de acabamento segundo um dos sistemas descritos a seguir:

- como fundo - deverá ser aplicada uma demão de imunizante cupinicida de cor transparente e aspecto incolor;
- como acabamento pigmentado - serão aplicadas duas demãos de esmalte alquídico brilhante de alta qualidade, com sólidos em volume de, no mínimo, 40%, atingindo uma película seca com espessura de 30 micrômetros por demão;
- como acabamento incolor - será aplicada uma demão de verniz poliuretano brilhante, diluído em 15% de solvente. Decorridas 24 horas será efetuado um leve lixamento com lixa nº 220, após o que, deverá ser procedida uma demão com o mesmo verniz, porém, sem ser diluído.

## 8.21. Urbanização

Este item engloba as atividades que deverão ser realizadas na fase final da execução das obras, as quais compreendem os seguintes serviços:

- construção de guaritas;
- instalação de defensas e iluminação externa na crista de todas as estruturas e acessos definitivos;
- construção de cercas;
- execução da pavimentação e drenagem de áreas externas e pátios;
- execução do ajardinamento na área da barragem.

O fornecimento dos materiais e a execução dos serviços em questão serão de responsabilidade da CONSTRUTORA, que deverá realizar essas atividades de acordo com os Desenhos de Projeto.

# CAPÍTULO 9 – INSTRUMENTAÇÃO

## 9. INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação visa à observação da obra na fase construtiva e de operação, ao longo de sua vida útil devendo atender aos seguintes objetivos:

- Comparação os resultados obtidos com os cálculos teóricos de deformação, estabilidade e percolação realizados.

- Detecção de alterações anômalas e perigosas, alertando sobre condições não previstas de comportamento das superestruturas e fundações.

- Na fase de construção, realimentação do projeto com valores observados, adequando-o se for o caso.

Para o caso da Barragem de concreto, os seguintes valores deverão ser observados:

- Temperatura do concreto - poderão ser instalados termômetros para a medida da evolução da temperatura provocada pelo calor gerado nas reações de hidratação no cimento, além de possibilitar a interpretação do movimento observado pelos demais instrumentos.

- Movimento de juntas de contração: poderão ser instalados medidores tri-ortogonais em juntas entre os blocos das estruturas, a partir de galerias.

- Deformação do maciço rochoso de fundação: poderão ser instalados extensômetros de hastes a partir das galerias das estruturas, com direções e profundidade a serem definidas em projeto.

- Subpressões no contato concreto/rocha e na fundação: poderão ser instalados piezômetros principalmente nos blocos típicos (seções transversais) e ao longo do eixo das estruturas a fim de ser determinada a linha piezométrica.

- Vazões pelas galerias de drenagem: por meio de medidores de vazão.

- Vazões e pressões na linha de drenos: a linha de drenos ao longo da galeria de drenagem integra o sistema de auscultação, devendo ser possibilitada a medida da vazão e pressão em cada dreno.

Visando atender os objetivos acima citados, é prevista a instalação dos seguintes instrumentos na barragem:

**INSTRUMENTOS PREVISTOS PARA A BARRAGEM DE CONCRETO**

| INSTRUMENTO | GRANDEZAS MEDIDAS | LOCAL DE INSTALAÇÃO |
|---|---|---|
| Extensômetro múltiplo de hastes (EM) | Deslocamento Axial | Fundação em rocha |
| Marcos Superficiais (MS) | Deslocamentos Horizontais e Verticais | Crista e paramento de jusante |
| Medidor Triortogonal de junta (MT) | Deslocamento Horizontal/Vertical /recalque | Juntas entre os blocos |
| Termômetro (TE) | Temperatura | Maciço de concreto |

| INSTRUMENTO | GRANDEZAS MEDIDAS | LOCAL DE INSTALAÇÃO |
|---|---|---|
| Medidor de Vazão (MV) | Vazão | Galeria de drenagem |
| Piezômetros Casagrande com Manômetro(PZ) | Níveis piezométricos | Contato concreto rocha e fundação em rocha |

Os instrumentos, de modo geral, deverão ser instalados após a execução do piso das galerias de onde serão feitas leituras, porém devem ser deixados tubos de espera durante a concretagem para sua posterior instalação. O acompanhamento das leituras deverá ser iniciado já na instalação dos mesmos durante o período construtivo, de maneira que os dados obtidos a partir dessas leituras sejam utilizados para verificar os critérios de projeto.

São previstas três seções instrumentadas, sendo uma em cada ombreira e uma no leito do rio. A quantidade prevista de cada instrumento a ser instalado na Barragem está discretizada no quadro abaixo:

**PREVISÃO DE QUANTIDADES – BARRAGEM EM CCR**

| INSTRUMENTO | Quantidade |
|---|---|
| Extensômetro Múltiplo de hastes (EM) | 6 |
| Marco Superficial (MS) | 4 |
| Medidor Triortogonal de junta (MT) | 4 |
| Termômetro (TE) | 10 |
| Medidor de Vazão (MV) | 4 |
| Piezômetros Casagrande com Manômetro(PZ) | 6 |

# CAPÍTULO 10 – DISPOSIÇÕES AMBIENTAIS

## 10. DISPOSIÇÕES AMBIENTAIS

As ações preventivas e corretivas relativas ao meio ambiente serão parte integrante do documento denominado “PLANO DE GESTÃO AMBIENTAL” a ser fornecido pela DEFESA CIVIL.

**ESTADO DE SANTA CATARINA**
SECRETARIA DE ESTADO DA DEFESA CIVIL - SDC
DIRETORIA DE RESPOSTA AOS DESASTRES
GERÊNCIA DE OPERAÇÕES E ASSISTÊNCIA

# ELABORAÇÃO DE ESTUDOS E PROJETOS PARA A CONSTRUÇÃO DE UMA BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS NO RIO ITAJAÍ MIRIM A MONTANTE DA CIDADE DE BOTUVERÁ/SC

## FASE B – PROJETO EXECUTIVO

## TOMO VI – PLANO DE SEGURANÇA DA BARRAGEM

**Consórcio:** **IGUATEMI - Consultoria e Serviços de Engenharia Ltda.**
**KL – Serviços de Engenharia S.A.**

**DEZEMBRO - 2014**

ÍNDICE PG.

APRESENTAÇÃO ..... 5
1 - INTRODUÇÃO ..... 7
2 - ASPECTOS GERAIS ..... 7
3 - CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES ..... 8
4 - AVALIAÇÃO DE RISCO ..... 9
4.1 - Risco Hidrológico ..... 9
4.2 - Risco de Colapso Estrutural ..... 9
5 - IDENTIFICAÇÃO DAS EMERGÊNCIAS POTENCIAIS ..... 10
6 - AGÊNCIAS E ENTIDADES ENVOLVIDAS ..... 11
6.1 - Agente operador – A ser definido ..... 11
6.2 - Agentes externos envolvidos quando de uma situação de emergência 11
7 - FLUXO DE INFORMAÇÕES ..... 13
7.1 - Meios de Comunicação ..... 13
7.2 - Acionamento em Caso de Emergências ..... 13
8 - DETECÇÃO, AVALIAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DAS EMERGÊNCIAS 15
8.1 - Quadro de graduação das situações e suas consequências ..... 16
8.2 - Controle Hidráulico do Reservatório ..... 16
8.3 - Hierarquia de Decisão ..... 17
8.4 - Fluxo de informações ..... 17
8.5 - Escala de situações de operação para o reservatório de Botuverá ..... 20
8.6 - Monitoramento das Estruturas ..... 22
9 - RESPONSABILIDADES DOS AGENTES ENVOLVIDOS ..... 28
9.1 - Futuro Operador ..... 28
9.2 - Agentes Externos ..... 28
10 - PROGRAMA DE AÇÕES PREVENTIVAS, TÃO LOGO IDENTIFICADAS SITUAÇÕES DE EMERGÊNCIAS ..... 31
10.1 - Futuro Operador ..... 31
10.2 - Defesa Civil ..... 32
11 - ACESSOS, MAPAS DE ÁREAS SUJEITAS À INUNDAÇÕES POTENCIAIS E MEIOS DE COMUNICAÇÃO ..... 34
11.1 - Acessos ..... 34
12 - PROPOSTA PARA REVISÃO DO PAE ..... 35

13 - EQUIPE TÉCNICA ..... 36
ANEXOS ..... 37
ANEXO I ..... 38

# APRESENTAÇÃO

## APRESENTAÇÃO

O presente relatório, intitulado PLANO DE SEGURANÇA DA BARRAGEM, é parte integrante dos Estudos de Engenharia para OBRAS DE CONSTRUÇÃO DE UMA BARRAGEM DE CONTENÇÃO DE CHEIAS NO RIO ITAJAÍ MIRIM A MONTANTE DA CIDADE DE BOTUVERÁ/SC.

O relatório foi elaborado pelas empresas IGUATEMI - Consultoria e Serviços de Engenharia Ltda e KL – Serviços de Engenharia S.A. em conformidade com o Contrato celebrado com a Secretaria de Estado da Defesa Civil, cujos elementos principais estão relacionados a seguir.

| | |
|---|---|
| **Número do Contrato :** | **021/2013** |
| **Data de Assinatura do Contrato :** | **31/10/2013** |
| **Número da Ordem de Serviço :** | **62/2013/SDC** |
| **Data de Assinatura da Ordem de Serviço :** | **01/11/2013** |
| **Prazo Contratual :** | **365 dias** |

# PLANO DE AÇÃO DE EMERGÊNCIA

## 1 - INTRODUÇÃO

O presente Plano de Ações para Emergências (PAE) visa estabelecer os procedimentos legais e organizacionais para operação na área compreendida a jusante e a montante da Barragem de Botuverá, em resposta à eventuais situações de emergência relacionadas à sua barragem.

O PAE define as responsabilidades conforme as atribuições de cada órgão de Governo e Organizações de suporte para a minimização de desastres, preparação, socorro, assistência, reabilitação e reconstrução. Essas responsabilidades são geralmente atribuições normais do dia-a-dia envolvendo recursos humanos e materiais.

O PAE contempla as ações em situações de normalidade e de anormalidade, garantindo futuramente o emprego de concepção e procedimentos, o qual possibilitará uma ação rápida e segura na iminência de desastres ou na efetivação de situação de desastres.

## 2 - ASPECTOS GERAIS

A lei 12.334/2010 estabelece Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB) e cria o Sistema Nacional de Informações sobre Segurança de Barragens (SNISB) e norma, no artigo 12 da Seção II, do conteúdo mínimo de um Plano de Ação de Emergência para barragens:

*"I - identificação e análise das possíveis situações de emergência;*

*II - procedimentos para identificação e notificação de mau funcionamento ou de condições potenciais de ruptura da barragem;*

*III - procedimentos preventivos e corretivos a serem adotados em situações de emergência, com indicação do responsável pela ação;*

*IV - estratégia e meio de divulgação e alerta para as comunidades potencialmente afetadas em situação de emergência."*

O PAE para a barragem de Botuverá foi desenvolvido com base em dados físicos existentes e de acordo com a estrutura e metodologias atuais dos agentes envolvidos.

Devendo ser revisto como preconiza a sua própria filosofia, de constante atualização e aprimoramento, quando surgir fato novo que interfira na sua estratégia, como a construção de um novo empreendimento a jusante ou a alteração estrutural de um dos agentes envolvidos, principalmente o do agente responsável pela operação e manutenção da barragem e a inserção de dados faltantes.

As revisões deverão sempre prever a adequação dos sistemas de alerta, treinamento, planos de resposta emergencial, exercícios práticos e atualização dos planos, determinando se existe um nível apropriado de preparação para emergência, e se estes preparativos estão adequadamente documentados.

## 3 - CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

De acordo com o Manual de Segurança e Inspeção de Barragens do Ministério de Integração Nacional – Secretaria de Infraestrutura Hídrica de 2002:

*"O Plano de Ação Emergencial (PAE) deve ser preparado, verificado, divulgado e mantido para qualquer barragem, cuja ruptura possa ensejar como resultado a perda de vidas, bem como para qualquer barragem para a qual um alerta antecipado possa reduzir os danos a montante ou jusante."*

A construção e operação da barragem de Botuverá apresentará um risco para as comunidades a montante e a jusante do barramento, justificando a elaboração do presente documento, visando uma melhor preparação nas situações de emergência abordadas no mesmo.

Este Plano dotará o empreendimento de maior confiabilidade frente à situações de emergência, levando em consideração que, embora todas as precauções possíveis sejam tomadas pelo empreendedor, tanto na fase de projeto como durante a implantação da obra, a situação de risco zero não existe.

Emergências devido a enchentes com diferentes magnitude, intensidade e duração, podem ocorrer na área afeta à barragem. Essas emergências podem desenvolver desastres que comprometeriam a segurança e o funcionamento da barragem, provocando danos à propriedade, meio ambiente e a vida da população existente na área de risco.

Baseado na avaliação de risco da área, é possível definir que o risco existente para a barragem de Botuverá, embora remoto, está relacionado a enchentes extraordinárias.

As situações de emergências analisadas foram:

- Enchente máxima observada;
- Enchente de projeto do sistema extravasor.

Os municípios em área de risco devido a situações emergenciais foram separados em dois grupos, municípios a montante e a jusante em relação a barragem, e são apresentados na tabela a seguir.

| MUNICÍPIOS | |
|---|---|
| Presidente Nereu | Montante |
| Vidal Ramos | Montante |
| Botuverá | - |
| Guabiruba | Jusante |
| Brusque | Jusante |
| Ilhota | Jusante |
| Itajaí | Jusante |

## 4 - AVALIAÇÃO DE RISCO

O estudo das ameaças de desastres e do grau de vulnerabilidade dos corpos e sistemas receptores aos efeitos adversos permite a avaliação, a hierarquização dos riscos de desastres e a definição das áreas de maior risco.

### 4.1 - Risco Hidrológico

Por se tratar de uma barragem de Concreto Compactado a Rolo (CCR), o risco hidrológico durante a fase de construção foi calculado para a vazão equivalente a um tempo de retorno de 5 anos, com risco de 20%, e o risco hidrológico durante a fase de operação é de 0,01%, equivalente a vazão decorrente da cheia com tempo de retorno de 10.000 anos. O projeto contém também uma borda livre de 0,80 m acima do nível máximo maximorum.

O histórico de vazões utilizado foi do ano de 1929 a 2013, nos quais a máxima vazão observada foi de 110,7 $m^3/s$, em 1983. A vazão máxima decamilenar resultou em 643 $m^3/s$.

### 4.2 - Risco de Colapso Estrutural

- Barragem e Diques

  A barragem de Botuverá foi projetado obedecendo aos mais rígidos critérios adotados para obras de grande responsabilidade, ou seja, sem risco de ruptura estrutural. Para tanto as diversas etapas do projeto sempre foram avalizadas por especialistas do campo de estabilidade e resistência de estruturas.

  Durante o período de construção da barragem, deverá ser adotado um rigoroso controle de qualidade, de modo a garantir que as estruturas sejam executadas estritamente em acordo com o projeto.

  Afim de avaliar o desempenho das estruturas, o projeto prevê a manutenção do sistema de auscultação da instrumentação instalado, de modo a garantir a segurança permanentemente.

  No final de 2013, um pequeno sismo foi sentido na cidade de Brusque, próxima a cidade de Botuverá e cerca de 30 quilômetros da localização da barragem. Os estudos de estabilidade das estruturas consideraram os efeitos de sismicidade no local, adotando nos cálculos uma aceleração sísmica igual a 0,05g na horizontal e 0,03g na vertical para o dimensionamento da estrutura.

  Os dados e critérios do projeto estão apresentados no Anexo 1.

## 5 - IDENTIFICAÇÃO DAS EMERGÊNCIAS POTENCIAIS

Para identificação das emergências foram determinados níveis de água ao longo do rio e do próprio reservatório para duas situações de operação para as seguintes condições excepcionais:

- Para a vazão correspondente ao tempo de retorno de 100 anos, 404 $m^3/s$, com o nível do reservatório no início da cheia na elevação máxima normal, 122,30 m, correspondente à crista do vertedouro de soleira livre;
- Para a vazão decamilenar, 643 $m^3/s$, utilizada para o dimensionamento do sistema extravasor.

A partir destes perfis de níveis de água e da curva referencial, as emergências potenciais foram identificadas e classificadas.

Estas emergências são representativas de situações críticas de operação do reservatório. A situação mais crítica é representada pela passagem da cheia de projeto.

As estruturas de descarga de cheias foram dimensionadas para permitir a passagem da cheia de projeto (vazão decamilenar) sem danos para a estrutura da barragem. Entretanto, seu comportamento deverá atentamente ser monitorado durante eventos de cheia, possibilitando a previsão de situações críticas e riscos potenciais, e a tomada de decisão quanto a medidas de proteção a jusante.

No evento considerado mais crítico, representado pela passagem do pico da cheia decamilenar, com vazão máxima afluente na Barragem de 643 $m^3/s$, os municípios a jusante da barragem já listados no capítulo anterior estarão em situação de alerta, com grande número de áreas alagadas.

A barragem está dimensionada com borda livre de 1,10 m acima do nível de água máximo maximorum, correspondente à passagem da cheia decamilenar com os descarregadores de fundo em operação. Assim, caso a vazão afluente supere o pico da cheia decamilenar, e o nível da água atinja a crista do trecho não vertente da barragem, poderá ocorrer passagem de água sobre estes trechos (nas ombreiras esquerda e direita), que não estarão preparadas para este evento.

Por possuir estrutura em concreto compactado a rolo, a barragem não estará em princípio sujeita a colapso imediato na situação de galgamento da seção não vertente. Porém, caso tal situação se mantenha por muito tempo, poderá ocorrer erosão no contato da barragem com a sua fundação, levando a colapso da estrutura. Caso ocorra, tal situação poderá acarretar aumento súbito na vazão efluente, com formação de uma onda de cheia artificial que causará impacto no vale a jusante.

Na iminência desta situação, deverão ser executados procedimentos preventivos de remoção das populações das zonas críticas, indicadas no mapa de inundação que será acrescentado na primeira revisão deste Plano de Ação de Emergência, que indica as áreas sujeitas a alagamento a jusante do barramento.

## 6 - AGÊNCIAS E ENTIDADES ENVOLVIDAS

Deverão ser evitadas informações prematuras e inexatas a respeito do desenvolvimento da situação, a fim de impedir especulações e pânico, sendo de responsabilidade do futuro operador da barragem, a ser nominado pela Defesa Civil de Santa Catarina, centralizar a veiculação de qualquer informação através de funcionários a serem treinados.

### 6.1 - Agente operador – A ser definido

Até o momento da elaboração do Plano de Ações Emergenciais, o agente operador da barragem de Botuverá ainda não foi definido. Após a definição, este documento deverá ser revisado e repassado para o futuro agente operador.

### 6.2 - Agentes externos envolvidos quando de uma situação de emergência

6.2.1 - Órgãos Estaduais que possuem atribuições natas em relação aos desastres:

| ÓRGÃO | TELEFONE | EMAIL |
|---|---|---|
| CASA MILITAR - CMI<br>Ten Cel PM Nildo Otávio Teixeira | (48) 3665-2042/2065<br>(48) 3665-2048 / 3665-2175<br>(48) 3665-2037 | |
| SECRETARIA DE ESTADO DA SEGURANÇA PÚBLICA – SSP<br>César Augusto Grubba | (48) 3251-1000 - FAX: (48) 3251-1120<br>(48) 3251-1112 | gabinetesecretario@ssp.sc.gov.br |
| SECRETARIA DE ESTADO DE INFRAESTRUTURA – SIE<br>João Carlos Ecker | (48) 3665-2000<br>(48) 3251-3408 | ecker@sie.sc.gov.br |
| SECRETARIA DE ESTADO DE AGRICULTURA E PESCA – SAEP<br>Airton Spies | (48) 3664-4293<br>(48) 3664-4402 | spies@agricultura.sc.gov.br |
| SECRETARIA DE ESTADO DA SAÚDE – SES<br><br>Tânia Maria Eberhardt (Florianópolis)<br><br>Jocelene da Silveira (Botuverá) | (48) 3221-2000 (48) 3221-2200<br><br>(48) 3221-2080 / (48) 3221-2091<br><br>47-33591204 / 47-92111969 | saude@botuvera.sc.gov.br |
| DIRETORIA ESTADUAL DE DEFESA CIVIL DE SANTA CATARINA - DEDC/SC<br><br>Rodrigo Moratelli | (48) 3664 7001 | gabinete@sdc.sc.gov.br |
| POLÍCIA MILITAR DE SANTA CATARINA – PMSC<br><br>Coronel Valdemir Cabral * | (48) 3229-6000 | |

*No momento de elaboração deste documento, a deposição do Coronel Valdemir Cabral já havia sido anunciada, sem declarar ainda seu substituo. O documento deve ser atualizado a partir do momento de oficialização da troca.

6.2.2 - Órgãos Municipais que possuem atribuições especificas em relação aos desastres:

| RESPONSÁVEL | ENTIDADE | TELEFONE |
|---|---|---|
| | DEFESA CIVIL – BOTUVERÁ | (47) 3359 1381 / (47) 8423 4776 |
| Engº Bruno Fernando Misch | DEFESA CIVIL – BRUSQUE | (47) 3396-7413 / (47) 3396-7659 |
| Everlei Pereira | DEFESA CIVIL – ITAJAÍ | (47) 3346-7034 / (47) 3341-6199 |
| | DEFESA CIVIL – PRESIDENTE NEREU | |
| | DEFESA CIVIL – VIDAL RAMOS | |
| | DEFESA CIVIL – GUABIRUBA | |
| | DEFESA CIVIL – ILHOTA | (47) 3343-0181 |
| Coronel BM Marcos de Oliveira | 7º BATALHÃO DE BOMBEIROS MILITAR - ITAJAÍ | (47) 3241-0700 |
| Major BM Gamba | 3º BATALHÃO DE BOMBEIROS MILITAR - BLUMENAU | |
| | CORPO DE BOMBEIROS BOTUVERÁ | (47) 32518235 |
| | CORPO DE BOMBEIROS BRUSQUE | (47) 32518212 / (47) 32518231 |
| | CORPO DE BOMBEIROS ITAJAÍ | (47) 32410700 / (47) 32466641 / (47) 33493541 |
| | CORPO DE BOMBEIROS PRESIDENTE NEREU | |
| | CORPO DE BOMBEIROS VIDAL RAMOS | |
| | CORPO DE BOMBEIROS GUABIRUBA | |
| | CORPO DE BOMBEIROS ILHOTA | |
| | PREFEITURA DE BOTUVERÁ | (47) 3359-3200 |
| | PREFEITURA DE BRUSQUE | (47) 3351-1527 |
| | PRFEITURA DE ITAJAÍ | (47) 3341-6000 / (47) 3341-6001 |
| | PREFEITURA DE PRESIDENTE NEREU | (47) 3362 1108 /<br>FAX - (47) 3362 1115 |
| | PREFEITURA DE VIDAL RAMOS | (47) 3356-2300<br>FAX - (47) 3356-2300 |
| | PREFEITURA DE GUABIRUBA | (47) 3354-0141<br>FAX - (47) 3354-0141 |
| | PREFEITURA DE ILHOTA | (47) 3343-8800<br>FAX- (47) 3343-8800 |

Os campos que não foram preenchidos, deverão estar preenchidos na primeira revisão deste PAE.

## 7 - FLUXO DE INFORMAÇÕES

O agente operador da barragem de Botuverá, a ser designado pela Defesa Civil, é responsável pelo acionamento dos órgãos identificados no item 6.

A partir da classificação das emergências potenciais, dos órgãos envolvidos e suas responsabilidades, serão definidos os fluxos de informações para as situações anormais de operação.

As informações em tempo real devem repercutir sobre um repertório de informações previamente cadastradas, relacionadas com os fenômenos e com o cenário os quais interagem.

Esses dispositivos de vigilância possibilitam prever a situação de perigo ou risco, permitindo avisar sobre o perigo ou risco iminente. Nessas circunstâncias, o dispositivo operacional passa de situação de prontidão, em condições de emprego imediato, para o de início ordenado das operações de socorro.

### 7.1 - Meios de Comunicação

O acionamento de emergências será realizado através de telefone com a Defesa Civil de Santa Catarina e nas cidades de impacto imediato. Na falha desta deverão ser utilizados rádio PX e SSB, rádio amador, internet, bip, estações de rádio, televisão e/ou mensageiro.

### 7.2 - Acionamento em Caso de Emergências

O acionamento dos órgãos de **Defesa Civil** se dará em três situações :

a) Quando da constatação de risco interno na barragem, esta fase é denominada de **“ATENÇÃO ";**

b) A fase é denominada de **"ALERTA"** quando há constatação da possibilidade de risco ou da iminência da ocorrência de desastres, caracterizada no fluxograma de acionamento pela cor amarela;

c) Quando da ocorrência de desastres. Essa fase é denominada de **“ALARME**” caracterizada no fluxograma de acionamento pela cor vermelha. Esta situação é caraterizada como de **"EMERGÊNCIA IRREVERSÍVEL"**

Observações:

- As ações na fase denominada **“ATENÇÃO“** são de responsabilidade da operadora da barragem a ser designada pela Defesa Civil, sendo acionada somente no âmbito interno do órgão. Importante ressaltar que essas fases podem evoluir à níveis de risco maiores.
- A atuação dos órgãos envolvidos nas ações de prevenção, socorro, assistência, reabilitação e reconstrução respeitará a legislação pertinente e planejamento prévio de

cada um deles, sob a coordenação do órgão de defesa civil local, nas fases denominadas de **“ALERTA “** e **“ ALARME “.**

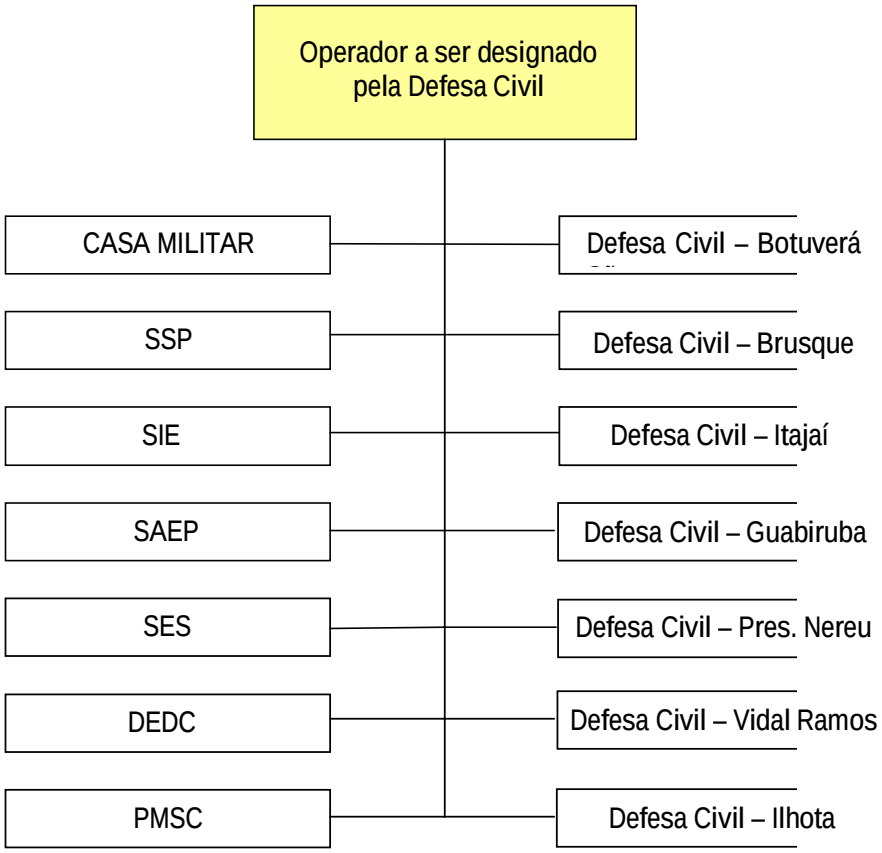
- O fluxo de informações após o acionamento a partir do futuro operador da barragem nos casos de alerta e alarme será de responsabilidade da Defesa Civil.
- A futura operadora da barragem colaborará com as ações e atividades da Defesa Civil.
- As fases denominadas no fluxograma de acionamento da Defesa Civil não devem ser confundidas com as da operação do reservatório.

## 8 - DETECÇÃO, AVALIAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DAS EMERGÊNCIAS

A detecção da situação de operação da barragem será realizado de acordo com os procedimentos contidos no manual de normas da operação hidráulica em condições hidrológicas adversas, que definem o levantamento e registro rotineiro de dados hidráulicos do lago e do monitoramento hidrometeorológico da bacia hidrográfica da barragem.

A situação das estruturas do barramento: barragem principal e vertedouro será avaliada através da leitura dos instrumentos de auscultação e de inspeções periódicas**.**

**Figura 8.1 – FLUXOGRAMA DE ACIONAMENTO**



## 8.1 - Quadro de graduação das situações e suas consequências

| CONSEQUÊNCIAS | SITUAÇÃ0 | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| | Normal | Atenção | Alerta | EMERGÊNCIA | |
| | | | | Reversível | Irreversível |
| Riscos imediatos de danos a jusante e/ou baixa confiabilidade de elementos humanos e/ou materiais envolvidos na operação hidráulica. | NÃO | SIM | SIM | SIM | SIM |
| Danos à jusante e/ou à montante contra terceiros. | NÃO | NÃO | SIM | SIM | SIM |
| Riscos imediato à segurança da barragem. | NÃO | NÃO | NÃO | SIM | SIM |
| Danos à barragem. | NÃO | NÃO | NÃO | NÃO | SIM |

Quando a posição for SIM a barragem acionará a Defesa Civil.

## 8.2 - Controle Hidráulico do Reservatório

8.2.1 - Geral

As situações possíveis na operação do reservatório serão classificadas de acordo com uma escala que vai de uma situação normal à situações de emergência, passando por fases intermediárias que caracterizam uma série de eventos e providências destinadas a preservar a segurança dos aproveitamentos e impedir ou minimizar eventuais danos.

Os dados serão monitorados e registrados automaticamente da sala de controle da barragem e as previsões hidrometeorológicas pelo Centro de Operação da DEFESA CIVIL de SC. Estas previsões serão baseadas em informações de estações hidrometeológicas a serem automatizadas e informações de previsões meteorológicas já disponíveis via Internet para a região, através dos órgãos de pesquisa meteorológica, EPAGRI/CIRAM, CLIMERH, INPE/CPTEC e INMET, e do radar meteorológico da DEFESA CIVIL de SC em Lontras.

A avaliação e a classificação da situação hidráulica será obtida através da curva referencial de operação e a partir do quadro de graduação das diversas situações e respectivas consequências.

O conceito do monitoramento deverá ser o citado, porém o mesmo ainda esta em fase de desenvolvimento e aquisição, quando então será incorporado com os detalhes que este PAE necessita.

8.2.2 - Instruções para o controle hidráulico do reservatório de Botuverá

Todas as instalações de descarga devem ser operadas sempre de acordo com as regras pré-determinadas.

Tais regras deverão ser discriminadas no manual de operação, manutenção e inspeção, em fase de elaboração

Os procedimentos para o controle hidráulico tem como base a curva referencial e serão realizados de forma integrada entre a operação local da barragem e o centro de operação da Defesa Civil.

O controle de cheias na bacia do rio Itajaí-Mirim consiste de procedimentos operacionais, que poderão minimizar o efeito de cheias às cidades localizadas a jusante e a montante da barragem e garantir a segurança e a integridade da própria Barragem de Botuverá.

### 8.3 - Hierarquia de Decisão

O futuro operador da barragem de Botuverá terá autonomia de decisão para operar o seu reservatório, para o controle hidráulico.

Caso detectadas com antecipação suficiente, as emergências potenciais podem ser avaliadas e as ações preventivas ou corretivas podem ser tomadas. Uma vez identificada uma emergência em potencial, a notificação da situação de emergência requer que a pessoa responsável pelo contato inicie a ação corretiva e decida se, e quando, uma emergência deve ser declarada e o PAE executado.

A barragem terá a seguinte hierarquia de decisão:

- Encarregado da Operação da barragem;
- Central de Operações da Defesa Civil de SC;

As ausências deverão sempre ser motivo de substituição planejada.

A Central de Operações da DEFESA CIVIL de SC, envolverá as estruturas e responsabilidades relativas ao PAE.

### 8.4 - Fluxo de informações

As instruções a serem definidas no manual de operação hidráulica do reservatório de Botuverá, devem conter claramente o fluxo das informações e atribuições nas diferentes situações de operação.

A Central de Operações da DEFESA CIVIL de SC fornecerá à barragem de Botuverá rotineiramente, informações meteorológicas, previsões de vazões afluente, turbinadas, vertidas e níveis do reservatório.

Os despachantes do centro de operação da barragem deverão adotar os seguintes procedimentos:

a) Comunicar-se com a barragem de Botuverá, 15 minutos após os horários padrões abaixo, para receber e registrar os seguintes dados hidráulicos operativos, atualizados:

   - Nível do reservatório ;

- Taxa de elevação deste nível;
- Nível do canal de fuga;
- Vazão afluente;
- Vazão turbinada;
- Vazão vertida;
- Vazão defluente.

**QUADRO 8.2**
**HORÁRIOS PADRÕES**

| SITUAÇÃO | FREQUÊNCIA | HORÁRIO PARA O CÁLCULO |
|---|---|---|
| NORMAL | 8 horas | 8:00 - 16:00 - 24:00 |
| ATENÇÃO | 4 horas | 4:00 - 8:00 - 12:00<br>16:00 - 20:00 - 24:00 |
| EMERGÊNCIA | 1 hora | horas inteiras |

b) Fornecer, rotineiramente, os dados hidráulicos operativos atualizados ao centro de operação, comunicando toda a alteração do estado hidráulico de operação do reservatório;

c) Ordenar operações com o objetivo de corrigir o nível do reservatório, excepcionalmente, para atender a alguma necessidade específica.

## 8.5 - Escala de situações de operação para o reservatório de Botuverá

**VOLUME DE REGULARIZAÇÃO**

**NÍVEL DO RESERVATÓRIO < 107,30m**

**VAZÃO AFLUENTE < 71,03 m³/s**

O nível de operação normal da barragem de Botuverá é de 107,30m, fornecendo uma vazão de regularização de 71,03m³/s.

**OPERAÇÃO NORMAL**

**NÍVEL DO RESERVATÓRIO < 123,28m**

**VAZÃO AFLUENTE < 120 m³/s**

O reservatório deverá ser operado limitando-se o seu nível a 123,28m, correspondente ao ponto em que se aciona o canal extravasor no município de Brusque.

**ATENÇÃO 1**

**123,28m < NÍVEL DO RESERVATÓRIO < 124,47m**

**VAZÃO AFLUENTE < 120m³/s**

Devido a subida do nível do reservatório, mas com vazão menor que 120m³/s, a cota do reservatório deve ser monitorada com menor intervalo de tempo, ficando o operador atento para qualquer variação.

**ATENÇÃO 2**

**120 m³/s < VAZÃO AFLUENTE < 291 m³/s**

**NÍVEL DO RESERVATÓRIO < 123,28m**

Devido ao aumento de vazão para acima de 120m³/s, o canal extravasor do município de Brusque é acionado, as Defesas Civis dos municípios a jusante deverão ser alertadas para possíveis inundações.

**ALERTA 1**

**124,47m < NÍVEL DO RESERVATÓRIO < 126,19m**

**VAZÃO AFLUENTE < 291m³/s**

Para a situação de ALERTA 1, o aumento do nível do reservatório pode levar a inundações nos municípios a montante, devendo-se, portanto, acionar a Defesa Civil nos municípios a montante.

**ALERTA 2**

**291 m³/s < VAZÃO AFLUENTE < 643 m³/s**

**NÍVEL DO RESERVATÓRIO < 124,47m**

Esta situação, embora de características naturais deverá ser comunicada aos Agentes responsáveis da comunidade a jusante, conforme o fluxo de informações do item 7, estabelecido para as áreas identificadas como emergências neste PAE.

Este procedimento tem com objetivo não apenas o benefício de fornecer previsões de níveis de água de enchentes para jusante, mas também treinar a comunidade na eventualidade de uma situação mais grave.

**EMERGÊNCIA I**

**SITUAÇÃO REVERSÍVEL – COM COMUNICAÇÃO EXTERNA**

**NÍVEL DO RESERVATÓRIO > 126,19 m**

**VAZÃO AFLUENTE < 291 m³/s**

Possíveis problemas a montante:

Esta situação, que se caracteriza pela rápida elevação do nível da água no reservatório. deverá ser comunicada a comunidade à montante.

Este procedimento tem como objetivo a remoção dos habitantes próximos às margens do reservatório para locais seguros, conforme o fluxo de informações do item 7, estabelecido neste PAE.

As equipes de manutenção e de engenharia deverão estar mobilizadas.

**EMERGÊNCIA II**

**VAZÃO AFLUENTE > 643 m³/s**

**124,47 m < NÍVEL DO RESERVATÓRIO < 126,19m**

Prováveis problemas a jusante e a montante:

Essa situação se caracteriza por riscos iminentes às cidades a jusante, causando grandes danos a cidade de Brusque.

As comunidades a jusante da barragem, deverão ser evacuadas, conforme o fluxo de informações do item 7, estabelecido neste PAE. Este procedimento tem com objetivo a remoção dos habitantes às margens do Itajaí-Mirim, a jusante da barragem em caráter de urgência.

### 8.6 - Monitoramento das Estruturas

Como parte deste sistema de segurança, é previsto um controle composto por uma instrumentação de auscultação e inspeções sistemáticas. Este conjunto de ações, monitoramento, possibilita uma avaliação do comportamento e desempenho da barragem.

O monitoramento da estrutura, juntamente com o monitoramento da cota do reservatório e vazão efluente, possibilitam a classificação da situação em um dos 4 níveis a seguir.

8.6.1 - Nível 1 - Normal (Sequência Azul)

Situação de plena normalidade onde será encaminhado ao operador da barragem um relatório mostrando o desempenho das diversas estruturas para conhecimento, sem que seja necessário qualquer outro tipo de ação.

8.6.2 - Nível 2 - Atenção (Sequência Verde)

Situação de normalidade, porém com detecção de problemas solucionáveis com a intervenção preventiva ou mesmo corretiva do problema. De modo semelhante ao nível 1, o operador da barragem receberá um relatório abordando as medidas corretivas sem que haja a implementação de outras ações.

8.6.3 - Nível 3 - Alerta (Sequência Amarela)

Este nível caracteriza situações anormais, com risco potencial de catástrofe. O operador da barragem receberá esta informação para poder iniciar os procedimentos de alerta geral. Em paralelo é acionada a equipe de inspeção e manutenção, que iniciará os procedimentos adequados na tentativa de evitar a catástrofe ou acionar o nível de alerta vermelho.

Estruturalmente as condições que podem levar a esta situação, em sua maioria, podem ser detectados com a instrumentação de auscultação e inspeções visuais, o que será devidamente processado pela equipe de inspeção e manutenção.

Algumas situações que acionam o nível de alerta (sequência amarela), mas não se limitando a elas são:

a) Movimentação e/ou deslizamentos

Dispositivos para medir o deslocamento horizontal da barragem serão instalados na superfície da crista, bermas e taludes do espaldar de jusante como também no interior da barragem. Quando deformações atingirem os limites de segurança previsto no manual de operação (nível de alerta das deformações horizontais) será acionado o nível de alerta amarelo. Como este é um efeito progressivo, a equipe de inspeção e manutenção já estará executando estudos de estabilidade buscando alternativas para solucionar o problema. Em paralelo, para diminuir o carregamento sobre a estrutura deverá, por instrução da equipe de inspeção e manutenção, ser processado um rebaixamento do nível d'água do reservatório.

8.6.4 - Nível 4 - Emergência (Sequência Vermelha)

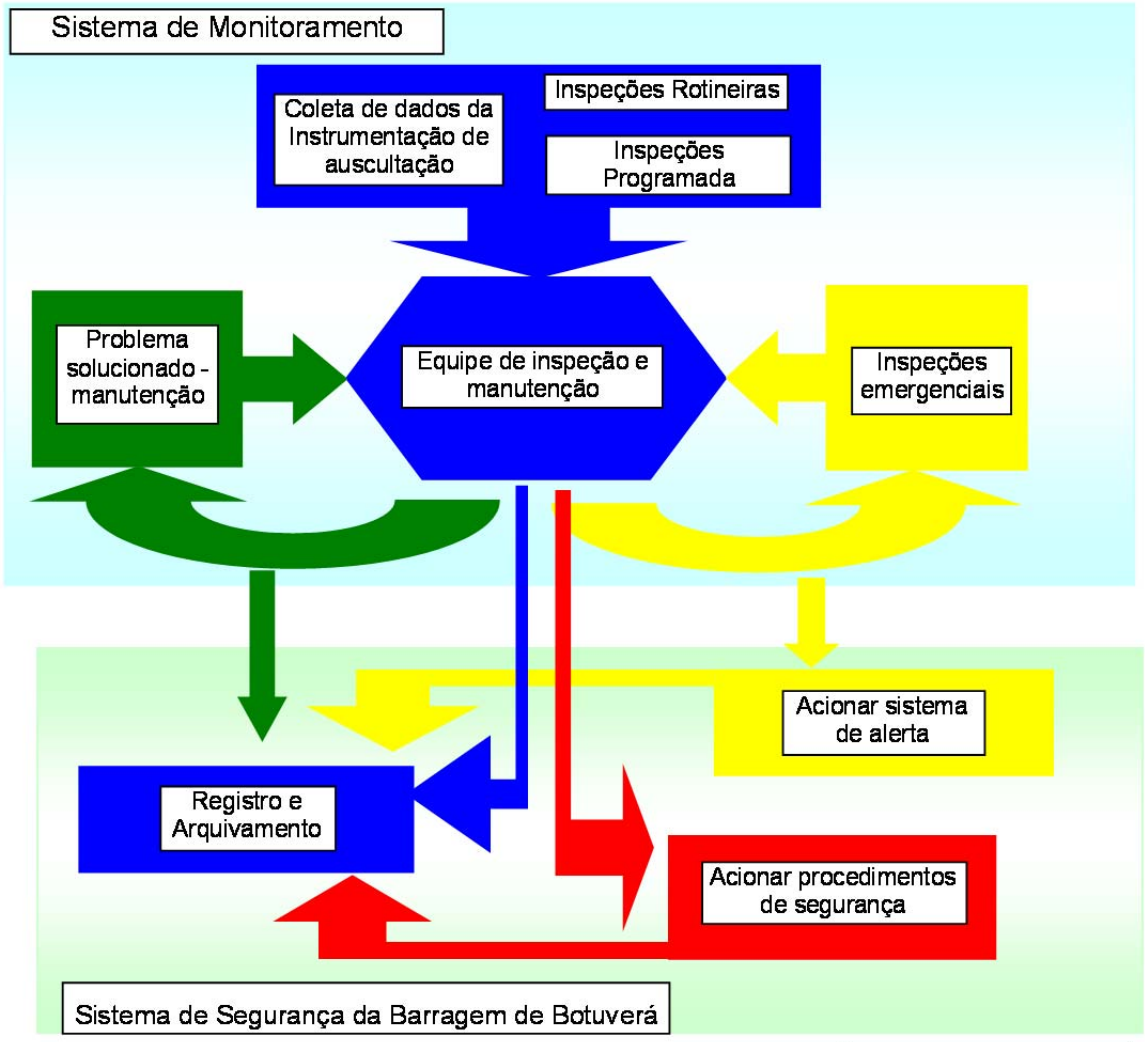
É a situação de falha eminente ou em andamento, da estrutura de barramento. Neste caso o operador da barragem será informado para que o esquema de segurança da Defesa Civil seja acionado.

8.6.5 - Fluxo de informação, instrumentação de auscultação e equipe de inspeção

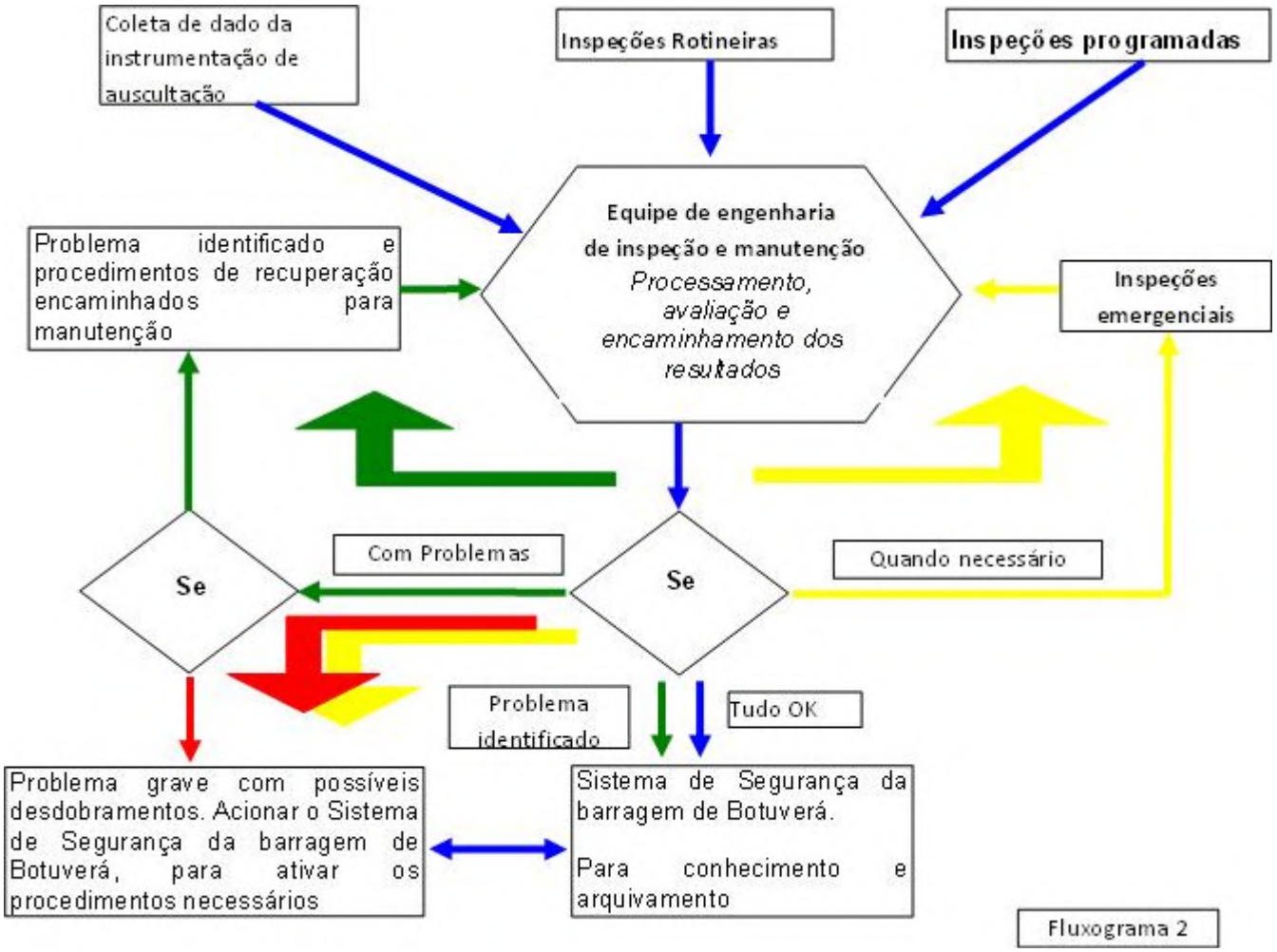
Os casos mencionados item 8.6.3, são encontrados em registros bibliográficos, servindo de exemplo das informações advindas do monitoramento, sem se limitar a eles. O sistema de monitoramento das estruturas civis será composto de instrumentação de auscultação e por equipes inspeções visuais.

Todas as informações deverão ser processadas, interpretadas e avaliadas por uma equipe experiente de inspeção e manutenção tendo como referências as informações do projeto como construído, critérios de projeto, hipóteses adotadas a fim de possibilitar verificar as condições limites das estruturas.

A nível de ilustração os fluxogramas 1 e 2 mostram uma sequência macro de tramitação das informações. O fluxograma 1 mostra a interface entre o sistema de monitoramento e o sistema de segurança da barragem de Botuverá. O fluxograma 2 enfoca as atividades inerentes ao sistema de monitoramento, ou seja, nas atividades relativas à instrumentação de auscultação e inspeções visuais.




Fluxograma 1




Fluxograma 2

O sistema de monitoramento deverá estar contemplado no manual de operação manutenção e inspeção (OMI), sendo este parte do Manual de Operação e Manutenção da barragem, "Data Book", com detalhamento necessário para que se possa operar, executar as manutenções, como processar e como criar o fluxo de informações da instrumentação e das inspeções.

Os instrumentos de auscultação instalados na barragem devem ter instruções pormenorizadas de operação, incluindo instruções de manutenção dos instrumentos, procedimentos e frequências de leitura, fluxograma de encaminhamento das informações, manipulação e análise dos dados coletados no campos, fluxo de informação para o retorno das análises feitas com as leituras dos instrumentos com os devidos sinais de alerta. Para cada tipo de instrumento estará especificado os níveis de alerta, e para cada um nível será acionado um procedimento para avaliação da segurança, a partir do qual serão tomadas as medidas cabíveis podendo, dependendo da gravidade, acionar o esquema de segurança e proteção descrito neste documento.

A operação manual ou automatizada da instrumentação será feita por técnicos treinados para tal função, pois mesmo para os instrumentos que possam ser operados remotamente é importante que haja um filtragem nos dados coletados dos instrumentos, possibilitando desta forma uma primeira triagem crítica da consistência das leituras. Além

disto, grande parte das manutenções preventivas para um bom funcionamento dos instrumentos serão executadas por este técnicos.

A barragem será dotada de instrumentos, de acordo o projeto, e os dados serão analisados “pari passu” com a realização das leituras.

Não menos importante são os programas de inspeções visuais classificadas em três níveis:

- Inspeções rotineiras;
- Inspeções programadas;
- Inspeções emergenciais.

As inspeções rotineiras serão executadas pelo operador da barragem com frequência mensal, e seguindo um roteiro constituído por uma lista (check list). Nesta lista constará todos os pontos a serem vistoriados e avaliados de um modo simples. O manual de operação deverá conter este check list em forma de fichas. Observações adicionais deverão ser descritas ou mesmo esquematizadas em forma de croquís. Estas fichas de inspeção deverão ser encaminhadas para a equipe de inspeção e manutenção civil. Deverá haver um constante treinamento, por parte da equipe inspeção e manutenção civil, do pessoal de operação designado para estas inspeções a fim de que este serviço seja executado com critério.

O manual de operação manutenção e inspeção (OMI) deverá ser preparado com a documentação de operação, manutenção e inspeção para cada uma das estruturas. O manual de OMI deverá ser implementado, obedecido e atualizado a intervalos regulares. O manual deverá conter informações suficientes e adequadas para permitir operar as estruturas de maneira segura, mantê-las nestas condições e monitorar seu desempenho de modo eficiente para fornecer sinais antecipados de qualquer anomalia.

As inspeções programadas terão frequência a princípio anual, podendo, em função das avaliações das inspeções anteriores e da instrumentação, ter esta frequência alterada para intervalos de tempo menor ou mesmo maior dependendo do caso.

Necessariamente as inspeções programadas serão executadas por uma equipe multidisciplinar envolvendo principalmente:

- Engenheiro de estruturas;
- Engenheiro de tecnologia e/ou patologia do concreto;
- Engenheiro geotécnico;
- Engenheiro hidráulico;
- Geólogo.

Além destas especialidades, em muitos casos, poderão compor a equipe outros técnicos que por ventura em inspeções anteriores detectaram serem importantes. A equipe deverá ter conhecimento do projeto e principalmente dispor de todas as informações relativas a construção das obras civis de modo a ficarem claras as alterações efetuadas durante a construção. Isto possibilita um maior entendimento e percepção de possíveis anomalias,

proporcionando um melhor diagnóstico e consequentemente um adequado encaminhamento de manutenção.

As inspeções emergenciais serão realizadas quando convocadas. Esta convocação normalmente será fruto de uma avaliação, por parte da equipe de inspeção e manutenção, da instrumentação e inspeção programadas onde detectou-se algum problema que mereça uma atenção especial, ou após uma grande enchente. Isto poderá acionar a convocação de consultores para uma avaliação mais ampla e uma resposta mais completa de recuperação do problema.

Após cheias, chuvas torrenciais, observações não usuais tais como fissuras, recalques, e indícios de instabilidade de taludes – a responsabilidade para empreender essas inspeções especiais ou emergenciais, deve ser atribuída à equipe local e ao engenheiro responsável pelo gerenciamento da segurança da barragem. Esta atribuição visa assegurar inspeções periódicas após qualquer evento potencialmente danoso.

É importante frisar que a instrumentação de auscultação e as inspeções visuais se auto complementam, não sendo excludentes.

Como já mencionado, é de extrema importância haver, além de todo o aparato de instrumentação e equipe de inspeção, um perfeito fluxo de informação dos trabalhos de controle local de segurança das estruturas civis da barragem.

Esta tramitação das informações coletadas dos dados da instrumentação e inspeções, até a avaliação do desempenho das estruturas civis deverá ser ágil, isto para que todos os procedimentos que possam ser tomados em tempo hábil. Esta agilidade só poderá ser alcançada se todos os pontos, e mesmo as pessoas, por onde a informação deverá transitar, bem como o fluxo que deverá seguir estiverem perfeitamente identificados conforme exemplificado no fluxograma 2.

## 9 - RESPONSABILIDADES DOS AGENTES ENVOLVIDOS

As possíveis consequências danosas ao aproveitamento, às pessoas e propriedades a jusante ou montante, que ocorrerem durante ou após uma situação de emergência, não serão de responsabilidade dos encarregados da operação da barragem, deste que as regras de operação tenham sido seguidas corretamente durante a ocorrência do evento extremo.

Em situações de emergência, o processo de decisões sobre a operação do reservatório assumirá configuração descentralizada, que incluirá autoridade para mobilização de recursos humanos, materiais e financeiros.

O poder público, nos três diferentes níveis tem a responsabilidade de desenvolver ações e atividades de defesa civil, em situação de normalidade e anormalidade, garantindo o direito de propriedade e a incolumidade à vida, conforme a Lei Federal nº 895 de 16 de agosto de 1993.

Na falta de regulamentos ou reguladores governamentais, principalmente municipais, o proprietário da barragem deverá prever o seu desenvolvimento institucional em conjunto com os órgãos de Defesa Civil de modo a aprimorar o Plano para Ações de Emergências (PAE).

### 9.1 - Futuro Operador

Será de responsabilidade do Operador:

- Correção de qualquer deficiência constatada;
- Operação segura e continuada, manutenção e inspeção das estruturas da barragem e do reservatório;
- Preparação adequada para emergências, manutenção dos acessos, disponibilidade de equipes preparadas bem como de equipamentos;
- Manutenção dos meios de comunicação prevendo sempre alternativas devido a possíveis falhas que são comuns em emergências;
- O futuro operador da barragem de Botuverá será o responsável pela revisão deste PAE, pelos treinamentos aos operadores, coordenação dos testes do PAE, etc. Também será o contato para qualquer esclarecimento bem como verificar problemas relativos ao mesmo.

### 9.2 - Agentes Externos

Atribuições gerais sob a coordenação dos órgãos de defesa civil estadual e municipal:

- Coordenar as ações de Defesa Civil municipal e federal;
- Vistoriar os municípios atingidos, lavrando o respectivo laudo, para montagem do processo de homologação de decretos de situação de emergência ou estado de calamidade pública;
- Comunicar ao departamento de Defesa Civil do Governo Federal as ocorrências havidas, solicitando a liberação de recursos para socorro e assistência;

- Manter controle da frota de veículos, através do Setor de Transporte;
- Manter informado o centro de operações da Defesa Civil sobre as ocorrências e operações relacionadas com defesa civil atendidas e/ou executadas pelos órgãos e membros;
- Elaborar plano de ação, mapeando e reconhecendo as áreas de risco relativa à sua área de competência;
- Atendimento imediato das emergências quando acionados;
- Dispor de técnicos para colaborar com a Defesa Civil no desenvolvimento de atividades visando reduzir o impacto do evento adverso sobre a população;
- Cadastrar o material disponível passível de utilização em ações de Defesa Civil;
- Desencadear campanhas de doações de alimentos não perecíveis, agasalhos e outros materiais;
- Sensibilizar e cadastrar organizações não governamentais dispostas a colaborar no desenvolvimento das campanhas;
- Desenvolver ações de socorro, em todos os municípios atingidos;
- Desenvolver na sua área de competência, ações visando a preservação da ordem pública, da incolumidade das pessoas e do patrimônio nas áreas atingidas;
- Garantir a segurança, dentro e fora dos abrigos e acampamentos, assim como nas áreas atingidas;
- Neutralizar qualquer indício de agitação da ordem pública quando da realização dos trabalhos de defesa civil nas áreas atingidas;
- Priorizar o emprego dos recursos materiais nas ações de Defesa Civil;
- Implementar e supervisionar as ações de saúde pública, o suprimento de medicamentos e vacinas, o controle de qualidade da água e dos alimentos e a promoção da saúde nas áreas atingidas por desastres;
- Promover a implantação de atendimento pré-hospitalar e de unidades de emergência, supervisionar a elaboração de planos de mobilização e de segurança dos hospitais, em situações de desastres;
- Difundir a nível comunitário, técnicas de primeiros socorros;
- Efetuar a profilaxia de abrigos e acampamentos provisórios, fiscalizando a ocorrência de doenças contagiosas e a higiene e saneamento;
- Fiscalizar estabelecimentos comerciais e de atendimento ao público, visando evitar a manifestação de risco a saúde das populações das áreas atingidas;
- Realizar estudos hidro-topológicos nas bacias hidrográficas, para retificação e desassoreamento;
- Elaboração de plano de emprego de equipamento e recursos humanos disponíveis para preservação e recuperação dos sistemas viários terrestre, aéreo, portuário e de obras de arte nas áreas atingidas por desastres;
- Orientação aos distritos rodoviários para que elaborem plano preventivo para atuação em situações emergências;

- Manter controle das rodovias estaduais, interditando-as ou adotando medidas de precaução naquelas cuja utilização possam causar danos ao usuários;
- Informar a Defesa Civil Estadual sobre as condições de tráfego no sistema viário estadual;
- Dispor de estoque de cestas básicas, cobertores, colchonetes, material de higiene e limpeza, indispensáveis ao funcionamento de abrigos provisórios para atendimento a desalojados e desabrigados;
- Dispor de equipes de médicos legistas, para emprego em áreas atingidas, se houver número elevado de óbitos;
- Estudar a possibilidade de emprego de saldo do estoque da merenda escolar para composição de cestas básicas, em caráter excepcional;
- Disponibilizar escolas e ginásios de esportes, para abrigar a população desalojada, ajustando o funcionamento das aulas;
- Mapeamento das escolas nas áreas de risco de enchentes, constituindo comissão na escola que se encarrega de proteger o patrimônio, retirar a merenda em estoque, documentos, equipamentos, etc.;
- Instalar o Balcão da Cidadania para viabilizar a segunda via dos documentos essenciais ao cidadão que por ventura tenham sido perdidos ou destruídos;
- Fiscalizar através do PROCON, os preços praticados pelo comércio após os desastres;
- Manter contatos com organismos internacionais, respeitando autonomia dos órgãos e países envolvidos;
- Dispor de técnicos de geografia, cartografia e estatística a fim de auxiliar as ações de Defesa Civil com dados sobre o Estado;
- Garantir o suprimento de água potável nas regiões atingidas;
- Na impossibilidade de restabelecimento rápido do fornecimento de água, providenciar o abastecimento através de caminhões pipa;
- Nos municípios não atendidos pela empresa em que houver colapso do abastecimento de água, colaborar com o órgão municipal para solucionar rapidamente o problema de abastecimento à população, inclusive através de caminhões pipa;
- Manter plantão para corte imediato ou pronto restabelecimento do fornecimento de energia, conforme exigir a situação;

# 10 - PROGRAMA DE AÇÕES PREVENTIVAS, TÃO LOGO IDENTIFICADAS SITUAÇÕES DE EMERGÊNCIAS

## 10.1 - Futuro Operador

Ações preventivas devem ser iniciadas de maneira apropriada, para prevenir a ruptura ou para limitar danos onde a ruptura for inevitável.

Neste item serão descritas as providências a serem tomadas nas diversas situações, para as quais os sistemas de comunicação deverão ser operados continuamente, 24h por dia, 7 dias por semana. Os operadores e demais responsáveis deverão poder ser encontrados em qualquer tempo. As demais entidades envolvidas também devem manter a mesma capacidade de mobilização.

As condições de operação do reservatório serão monitoradas diretamente pela equipe da operação hidráulica do futuro operador da barragem, continuamente, 24h por dia, 7 dias por semana, e pela equipe do centro de operação da Defesa Civil de SC através de controle remoto via satélite.

As condições das estruturas do barramento e do vertedouro também serão monitoradas através de inspeções: rotineiras e/ou remotas pelo operador da barragem, programadas pela equipe de inspeção e de emergências.

10.1.1 - Operação em situação de emergência

a) Irreversível

- quando uma falha nas estruturas é inevitável ou já ocorreu.;

b) Reversível

- quando uma situação de perigo esta em desenvolvimento, cujas medidas pré-planejadas podem prevenir ou minimizar uma falha, caso negativo seguir medidas da situação a.

Estrutura e responsabilidades relativas a operação do reservatório, a ser detalhada conforme item 8.

O gerente regional de operação deverá designar dois ou mais coordenadores para desenvolver as atividades necessárias para vencer a situação anormal, sendo um ou mais para desenvolver as atividades técnicas e outro(s) para desenvolver as atividades administrativas.

O coordenador (coordenadores) das atividades técnicas deverá distribuir as atividades e os recursos, delegando autoridade a um responsável de equipe para cada uma das seguintes áreas:

- Equipe de controle da barragem;
- Equipe de controle de galerias de drenagem e controle de infiltração;
- Equipe de controle de órgãos de descarga;

- Equipe de controle de serviço auxiliar;
- Equipe de telecomunicações.

Da mesma forma que os coordenadores técnicos, os coordenadores administrativos deverão delegar responsabilidades para o atendimento das seguintes áreas :

- Equipe responsável pelo transporte;
- Equipe para atendimento de refeições / hospedagem;
- Equipe de suprimento de materiais, controle, alocação e estabelecimento de jornada de trabalho, atendimento à imprensa e solicitações de informações externas;
- Equipe responsável pela segurança patrimonial e do trabalho.

10.1.2 - Situação de alerta

Quando uma situação de perigo esta em desenvolvimento, cujas medidas pré-planejadas podem prevenir ou minimizar uma falha, caso negativo seguir medidas da situação a.

Identificação das situações de perigo :

- transbordamento devido à falhas de operação;
- deslizamentos de terra;

10.1.3 - Situação de atenção

A situação de atenção ainda é considerada como operação normal, sendo tomadas as mesmas medidas da mesma.

10.1.4 - Situação normal

Manter todos os planos de monitoramento efetivos (operação hidráulica do reservatório, auscultação das estruturas, monitoramento das margens, sismologia e controle de assoreamento, etc.).

**10.2 - Defesa Civil**

10.2.1 - Desenvolvimento Institucional

Para garantir a eficiência das ações de emergência associadas à barragem de Botuverá, é fundamental o desenvolvimento dos órgãos locais relacionados às ações emergenciais, qualificando-os e estabelecendo procedimentos para atuação coordenada junto ao empreendedor, em caso de situações de risco ou mesmo de desastres.

10.2.2 - Desenvolvimento de Recursos Humanos

Mesmo dotada de equipamentos modernos no que se refere a previsão meteorológica, e de diagnósticos estruturais, sem um corpo técnico permanente e multidisciplinar, altamente capacitado e motivado, em todos os níveis de operação, o resultado do presente plano pode ser negativo, pois o acionamento é o ponto principal nas ações preventiva, de preparação e resposta a desastres.

10.2.3 - Mudança Cultural

Como parte da área da barragem de Botuverá, a comunidade deve estar informada dos riscos que está sujeita, pois o resultado dos danos estão relacionados diretamente ao nível de esclarecimento da comunidade envolvida, pois devem estar preparadas para ações diversas relacionadas com os possíveis desastres a que está sujeita.

A mudança cultural é um processo lento, mas que deve ser iniciado, pois é de fundamental importância para que os órgãos envolvidos nas ações de emergência tenham sucesso.

10.2.4 - Informação e estudos epidemiológicos sobre desastres.

Os estudos epidemiológicos relacionam as características intrínsecas dos desastres com os danos humanos, materiais e ambientais e com os prejuízos econômicos e sociais consequentes.

O correto estudo epidemiológico possibilita o levantamento dos possíveis desastres e a frequência de ocorrência possibilitando o dimensionamento das ações e atividade de minimização e resposta a desastres.

## 11 - ACESSOS, MAPAS DE ÁREAS SUJEITAS À INUNDAÇÕES POTENCIAIS E MEIOS DE COMUNICAÇÃO

O estudo das áreas de risco de desastre permitiu a elaboração de mapas temáticos, relacionados com a ameaça, vulnerabilidade e o risco de inundação, os quais servem de embasamento para a definição dos métodos a serem adotados para prevenir, preparar ou responder, quando da ocorrência de desastres.

### 11.1 - Acessos

Os acessos à barragem de Botuverá consistem de estradas municipais, estaduais e federais que serão adequados para o tráfego de veículos.

## 12 - PROPOSTA PARA REVISÃO DO PAE

Está previsto que a primeira revisão e adaptação deste plano poderá ocorrer antes mesmo do início da operação, em função da escolha do operador da barragem por parte da Defesa Civil de SC.

Identificação dos nomes dos responsáveis do futuro operador e dos demais órgãos a serem acionados em caso de emergência, quando do início da operação (2018).

Atualização dos responsáveis, principalmente nos órgãos Estaduais, tendo em vista a rotatividade de governos.

## 13 - EQUIPE TÉCNICA

Apresenta-se a seguir a relação da equipe técnica responsável pela elaboração deste documento.

| PROFISSIONAL | FORMAÇÃO | ÁREA DE ATUAÇÃO |
|---|---|---|
| Paulo Afonso Foes | Engenharia Civil | Hidráulica, Hidrologia e Segurança da Barragem |
| Jaqueline Antunes | Engenharia Civil | Geotecnia |
| Leonardo Mazziotti | Engenharia Civil | Estruturas |
| Daniel Tjäder Martins | Engenharia Civil | Estagiário em Engenharia |

# ANEXOS

# ANEXO I

# DESCRIÇÃO DO PROJETO

# 1. FICHA TÉCNICA DO PROJETO

- Localização:

Município de Botuverá, no vale do rio Itajaí Açu, Estado de Santa Catarina, a 14 km da cidade de Botuverá.

- Objetivos:

- abastecimento urbano de água;
- amortecimento de cheias;
- manutenção da vazão ecológica no rio Itajaí Mirim;
- desenvolvimento sócioeconômico regional.

- *Bacia Hidrográfica:*

área de drenagem na seção de barramento: .....630 km²

- Desnível dos limites da bacia até a seção de barramento: .....910 m

- Vazões:

média: .....14,2 m³/s

máxima:.....110,7 m³/s

mínima: .....2,8 m³/s

- Lago de Acumulação

nível de água máximo normal de reserva: ..... cota 107,30 m

nível de água máximo normal – crista da soleira do vertedouro: ... cota 122,30 m

volume útil acumulado:.....3,7 hm³

volume "morto":.....0,8 hm³

volume total:.....20,2 hm³

áreas inundadas:

nível de água normal de reserva:.....44 ha

nível de água máximo normal (elevação da crista da soleira do vertedouro):

.....113 ha

vazão regularizada média mensal

consumo doméstico:.....3,61 m³/s

## 1.1. Túnel de desvio do rio

- Posicionamento: ..... margem direita

- Seção transversal: ..... arco-retângulo, escavada em rocha

- Dimensões: ..... 6,25 m x 6,25 m

- Comprimento: ..... 245,00 m

- Dispositivo de controle: ..... comportas vagão no emboque (montante)

- Número de comportas vagão: ..... 2 unidades

- Dimensões do vão livre: ..... 3,20 m x 6,20 m

- Número de comportas ensecadeiras: ..... 2 unidades

- Dimensões do vão livre: ..... 3,20 m x 6,20 m

**1.2. Características da barragem**

- Tipo: ..... barragem do tipo gravidade

- Material de composição da barragem: ..... concreto compactado com rolo - CCR

- Comprimento da crista

    Trecho não vertente: ..... 91 m

    Trecho da soleira vertente: ..... 33 m

    Total: ..... 124 m

- Altura máxima sobre a fundação: ..... 49 m

- Altura máxima sobre o leito natural do rio: ..... 38 m

- Cota de coroamento

    Barragem de concreto: ..... 159,5 m

    Barragens de enrocamento ..... 160,0 m

**1.3. Vertedouro de soleira livre**

- Tipo: ..... soleira livre incorporada à crista da barragem, com perfil Creager

- Calha de descarga: ..... em degraus

- Comprimento total: ..... 33 m

- Elevação da crista da soleira vertente: ..... 122,30 m

- Nível de água máximo maximorum (TR = 10.000 anos): ..... 126,50 m

- Vazão de dimensionamento: ..... 643 $m^3/s$

- Borda livre: ..... 0,8 m

**1.4. Descarregador de fundo**

- Tipo: .....controlado

- Dispositivo de controle: .....comportas vagão

- Número de comportas: .....2 unidades

- Seção transversal:.....2,25 m x 2,25 m

- Calha de descarga: ..... adufa no corpo da barragem

- Dissipação de energia: ..... bacia de dissipação a jusante

- Elevação da soleira: ..... 98,60 m

**1.5. Tomada de água**

- Posicionamento: .....margem direita

- Comportas ensecadeira (de manutenção) da tomada:

  dimensões: ..... 1,45 m x 1,45 m

  quantidade: ..... 2 unidades

  acionamento: ..... eletromecânico com talha

- Válvulas dispersoras:

  material: .....aço

  quantidade: ..... 2 unidades

  diâmetro: .....950 mm

  acionamento: .....hidráulico com servomotor

  vazão de dimensionamento (conjunta): .....3,61 $m^3/s$

- Tubulação adutora

  material: .....aço

  diâmetro nominal: .....950 mm

  comprimento: .....29,00 m

  vazão de dimensionamento: .....4,50 $m^3/s$

posicionamento: .....incorporada no maciço de concreto

### 1.6. Obras complementares

- Sistema viário

remanejamento de estradas existentes;

estradas novas;

- Energia elétrica

remanejamento de redes em AT existentes

redes adicionais de suprimento

subestação transformadora

### 1.7. Principais quantitativos de materiais e serviços

Escavação comum: .....27.980 m³

Escavação em rocha a céu aberto: .....8.275 m³

Escavação em rocha subterrânea: .....8.970 m³

Aterro compactado: .....26.696 m³

Enrocamento + transição: .....11.848 m³

Concreto convencional: .....19.883 m³

Concreto compactado com rolo: .....36.731 m³

Cimento: .....35.418 t

Aço: .....1.276 t

Escavação de rocha em jazida: .....35.418 m³/s

## 2. ESTUDO DE CHEIAS

### 2.1. Metodologia

Os estudos de enchentes do rio Itajaí-mirim nos locais dos eixos identificados tiveram por objetivo definir as vazões de pico e dos hidrogramas característicos das cheias de projeto das obras de extravasão e de desvio do rio durante a construção, e foram desenvolvidos através de uma abordagem estatística.

A série de descargas máximas anuais para a estação base selecionada Botuverá Montante, para o período 1931 a 2013, que corresponde ao período de dados registrados na bacia do rio Itajaí-

mirim, foi complementada através de correlações com dados de outras estações na bacia. A série assim obtida para a estação base é apresentada no Apêndice A.

## 2.2. Cálculos efetuados

Para os períodos nos quais os dados de vazões de enchentes se encontram indisponíveis para a estação base, os registros disponíveis nas estações vizinhas foram transferidas para a estação base aplicando as equações de transferência utilizadas a seguir, calculadas com base nas correlações anteriormente apresentadas:

$Q_{BM} = 3{,}1952 * Q_{BRQ}^{0{,}7312}$

$Q_{BM} = 1{,}8674 * Q_{SAL}^{0{,}8985}$

$Q_{BM} = 1{,}098 * Q_{BV}^{0{,}9116}$

A série foi submetida a uma análise de frequência analítica, através da qual foram analisados os ajustes desta amostra às distribuições Gumbel e Exponencial.

Este programa considera como melhor ajuste a distribuição que conduz ao menor valor do erro padrão da estimativa, definido pela expressão:

$$E = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot \sum_{i=1}^{n} (Q_{OI} - Q_{CI})^2}$$

onde:

$Q_{CI}$ = valor calculado para o evento "i";

$Q_{OI}$ = valor observado para o evento "i"; e

N = número de eventos da amostra.

Através deste processo, a distribuição selecionada foi a de Gumbel.

O Quadro a seguir apresenta os valores das cheias para diferentes tempos de recorrência para a estação. A Figura mostra a representação gráfica das curvas de frequência de cheias obtidas para a estação.

**Quadro 0.1 – FREQUENCIA DE CHEIAS NA ESTAÇÃO BOTUVERÁ MONTANTE (médias diárias)**

| TR (anos) | 5 | 10 | 20 | 50 | 100 | 500 | 1.000 | 10.000 | *Metodologia Adotada* |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| VAZÕES ($m^3/s$) | 222 | 258 | 292 | 335 | 368 | 444 | 476 | 585 | Gumbel |

Para determinação das vazões máximas instantâneas no local da estação fluviométrica de referência, aplicou-se a equação de regionalização de vazões definida no item anterior, considerada válida também para vazões máximas. Os valores assim obtidos representam as vazões médias diárias máximas. Para determinação das vazões máximas diárias, ou descargas de pico instantâneas, utilizou-se a equação de Füller, que determina a relação entre o pico diário e a vazão média diária em função da área de drenagem do aproveitamento, conforme apresentada a seguir:

$$Q_{PICO} = Q_{MEDIA} \cdot \left(1 + \frac{2,66}{A^{0,3}}\right), \text{ onde:}$$

A = área de drenagem, em km².

O coeficiente de maximização para a cheia de projeto resultou 1,36, para a área de drenagem do local da estação fluviométrica, e a expressão para determinação da vazão de pico com base na vazão média diária fica assim definida:

$$Q_{PICO} = 1,36 \cdot Q_{MEDIA}$$

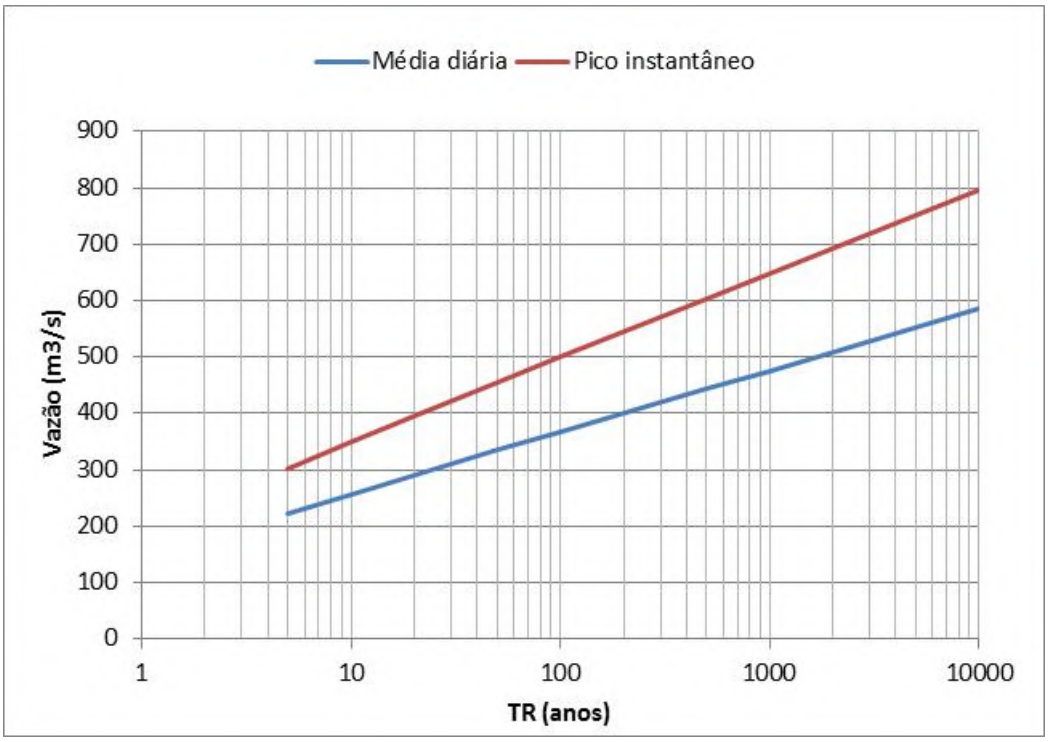



**Figura 0.1 – FREQUENCIA DE CHEIAS NA ESTAÇÃO BOTUVERÁ MONTANTE**

As frequências de cheias no local do eixo estudado foi determinada através da aplicação da equação de transferência a seguir:

$Q_{EP-02} = 0,7935 * Q_{BM}$

As frequências de cheias no local selecionado são apresentadas no Quadro a seguir.

**Quadro 0-2 – FREQUENCIA DE CHEIAS NO EIXO DO BARRAMENTO**

| TR (anos) | 5 | 10 | 20 | 50 | 100 | 500 | 1.000 | 10.000 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Media** | 176 | 205 | 232 | 266 | 292 | 352 | 378 | 464 |
| **Pico** | 244 | 283 | 321 | 368 | 404 | 488 | 523 | 643 |