



**MINISTÉRIO DA INTEGRAÇÃO NACIONAL
SECRETARIA DE INFRA-ESTRUTURA HÍDRICA**



INPE – Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais



FUNCATE - Fundação de Ciência, Aplicações e Tecnologia Espaciais



**PROJETO SÃO FRANCISCO
ÁGUA PARA TODOS**

**PROJETO BÁSICO DE TRANSPOSIÇÃO
DE ÁGUAS DO RIO SÃO FRANCISCO
PARA O NORDESTE SETENTRIONAL**

EIXO NORTE – TRECHO I

R2 - CRITÉRIOS DE PROJETO



Projeto de Transposição de Águas do Rio São Francisco



FUNCATE - Fundação de Ciência, Aplicações e Tecnologia Espaciais

PROJETO BÁSICO DE TRANSPOSIÇÃO DE ÁGUAS DO RIO SÃO FRANCISCO PARA O NORDESTE SETENTRIONAL

EIXO NORTE – TRECHO I

R2 - CRITÉRIOS DE PROJETO

Dezembro/2000

PROJETO TRANSPOSIÇÃO DE ÁGUAS DO RIO SÃO FRANCISCO PARA O NORDESTE SETENTRIONAL

MINISTÉRIO DA INTEGRAÇÃO NACIONAL

Secretaria de Infra-Estrutura Hídrica

Ministro de Estado da Integração Nacional: Fernando Luiz Gonçalves Bezerra

Secretário de Infra-Estrutura Hídrica: Rômulo de Macedo Vieira

INPE – Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais

Diretor: Márcio Nogueira Barbosa

Vice Diretor: Volker W. J. H. Kirchhoff

FUNCATE – Fundação de Ciência, Aplicações e Tecnologias Espaciais

Gerente: José Armando Varão Monteiro

Coordenador: Antônio Carlos de Almeida Vidon

ENGEORPS/HARZA

Coordenadores: Marcos Oliveira Godoi

Fábio Luís Ramos de Abreu

Murillo Dondici Ruiz

Brasília, dezembro de 2000.

ENGEORPS/HARZA.

Projeto Transposição de Águas do Rio São Francisco para o Nordeste Setentrional;
Relatório R2 – CRITÉRIOS DE PROJETO – São Paulo: ENGEORPS/HARZA, 2000.

149 p.

1. Transposição de Águas;
2. Eixo Norte – Trecho I – R2 - CRITÉRIOS DE PROJETO -

CDU - 556.57.816.2

FUNCATE:

Av. Dr. João Guilhermino, 429, 11º Andar – Centro

São José dos Campos – SP

CEP: 12210-131

Telefone: (0XX 12) 341 1399

Fax: (0XX 12) 341 2829

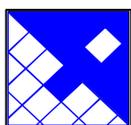
Projeto						Data	
BDL JSK CIR JOPS AJM						15/12/2000	
Verificação						Data	
AEC FPB TK ALF						15/12/2000	
Aprovação						Data	
FA MOG CMN						15/12/2000	
Aprovação						Data	
MDR						15/12/2000	
Rev.	Data	Folha	Descrição	Aprovação		FUNCATE	
						Data	Aprovação
0/B	10/04/01		Geral	MOG			
0/C	08/05/01		Formatação e Correções	MOG			
0/D	21/05/01		Correções	MOG			

**PROJETO DE TRANSPOSIÇÃO DE ÁGUAS
DO RIO SÃO FRANCISCO PARA O
NORDESTE SETENTRIONAL
PROJETO BÁSICO**

EIXO NORTE - TRECHO I

R2 - CRITÉRIOS DE PROJETO

Dezembro / 2000



FUNCATE

*Fundação de Ciências
Aplicações e Tecnologias
Espaciais*

Verificação	Data
Aprovação	Data
Aprovação	Data
Código FUNCATE	Data
Substitui	Substituído
Número Empresa	Revisão
261-FUN-TSF-RT-B0008	0/D

**PROJETO DE TRANSPOSIÇÃO DE ÁGUAS DO RIO SÃO FRANCISCO PARA O
NORDESTE SETENTRIONAL
EIXO NORTE – TRECHO I
EQUIPE PRINCIPAL DO CONSÓRCIO ENGEORPS-HARZA**

- ***Coordenação Geral***
 - Marcos Oliveira Godoi
 - Murillo Dondici Ruiz
 - Fábio Luís Ramos de Abreu

- ***Hidráulica e Hidrologia***
 - Antônio Eurides Conte
 - Alberto Lang Filho
 - Luís Antônio Villaça de Garcia
 - Carlos Lloret Ramos
 - Flávio Tonelli Pimenta
 - Marcelo Ferreira Maximiano
 - Mauro Toscano

- ***Geologia e Geotecnia***
 - Claudio Michel Nahas
 - Fernão Paes de Barros
 - Ary Paulo Rodrigues
 - Andréa Cristina Parreira
 - Frederico Bohland Neto
 - Hiromit Nakao
 - Tays Ribeiro

- ***Levantamentos Topográficos Complementares***
 - Ivan Bustamante
 - Ualfrido Del Carlo Jr.

- ***Estruturas e Fundações***
 - Tetsuo Kawano
 - Flavio Rubin

- ***Eletromecânica***
 - Bernd Dieter Lukas
 - Coaraci Inajá Ribeiro
 - Angel Jimenez Murillo
 - José Sussumo Komatsu
 - Leonardo Cavalcanti Netto
 - José Orlando Paludetto Silva

- ***Planejamento e Orçamento***
 - José Armando Del Grecco Peixoto
 - Luis Edmundo França Ribeiro

APRESENTAÇÃO

APRESENTAÇÃO

O presente documento se constitui no Relatório R2 – CRITÉRIOS DE PROJETO, parte integrante do PROJETO BÁSICO DO EIXO NORTE – TRECHO I, referente ao PROJETO DE TRANSPOSIÇÃO DE ÁGUAS DO RIO SÃO FRANCISCO PARA O NORDESTE SETENTRIONAL, elaborado pelo Consórcio ENGENCORPS-HARZA, dentro do contrato com a FUNCATE – Fundação de Ciência, Aplicações e Tecnologia Espaciais.

O Projeto Básico do Eixo Norte – Trecho I é apresentado nos seguintes relatórios:

- R1 - Descrição do Projeto.
- R2 - Critérios de Projeto.
- R3 - Sistema de Captação no Rio São Francisco.
- R4 - Estações de Bombeamento.
- R5 - Sistema Adutor – Canais, Aquedutos, Tomadas D'água para Usos Difusos, Túneis e Estruturas de Controle.
- R6 - Barragens e Vertedores.
- R7 - Sistema de Drenagem.
- R8 - Topografia e Cadastramento.
- R9 - Geologia e Geotecnia.
- R10 - Estudos Hidrológicos.
- R11 - Sistema de Supervisão, Controle e Telecomunicações.
- R12 - Modelo Hidrodinâmico e Esquema Operacional.
- R13 - Sistema Elétrico, Subestações Auxiliares e Sistema de Transmissão.
- R14 - Acessos, Vilas e Canteiros.
- R15 - Cronogramas, Orçamento e Planejamento.
- R16 - Caderno de Desenhos.
- R17 - Dossiê de Licitação.

ÍNDICE

	PÁG.
1. OBJETIVO	5
2. CRITÉRIOS GERAIS DE PROJETO.....	5
2.1 TRAÇADO GEOMÉTRICO.....	5
2.2 SOLUÇÕES TECNOLÓGICAS.....	6
2.3 FASEAMENTO.....	6
2.4 ESTRADAS DE ACESSO E MANUTENÇÃO.....	6
2.5 PROTEÇÃO DA FAIXA DE DOMÍNIO.....	7
3. CRITÉRIOS DOS ESTUDOS HIDROLÓGICOS.....	7
3.1 INTRODUÇÃO	7
3.2 CRITÉRIOS DE PROJETO DOS ESTUDOS OPERACIONAIS	7
3.2.1 <i>Vazões na Tomada d'Água.....</i>	<i>7</i>
3.3 CRITÉRIOS DE PROJETO PARA O DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO DAS OBRAS PRINCIPAIS ...	8
3.3.1 <i>Estudos Hidrossedimentológicos</i>	<i>8</i>
3.3.2 <i>N.A. de Projeto da Tomada d'água</i>	<i>8</i>
3.3.3 <i>Vazões de Dimensionamento das Barragens.....</i>	<i>9</i>
3.4 CRITÉRIOS DE PROJETO PARA DIMENSIONAMENTO DAS OBRAS DE DRENAGEM.....	10
3.4.1 <i>Vazões de Dimensionamento das Obras de Drenagem</i>	<i>10</i>
4. CRITÉRIOS DO PROJETO HIDRÁULICO	10
4.1 INTRODUÇÃO	10
4.2 TRAÇADO GEOMÉTRICO.....	11
4.3 DECLIVIDADE DAS OBRAS DE ADUÇÃO	12
4.4 VAZÕES DE DIMENSIONAMENTO DAS OBRAS DE ADUÇÃO.....	12
4.5 CÁLCULO DO ESCOAMENTO	12
4.5.1 <i>Dimensionamento dos Canais</i>	<i>12</i>
4.5.2 <i>Condutos em Pressão</i>	<i>13</i>
4.5.3 <i>Perdas Localizadas.....</i>	<i>14</i>
4.6 COEFICIENTES DE RUGOSIDADE.....	14
4.6.1 <i>Obras em Concreto</i>	<i>16</i>
4.6.2 <i>Obras com Revestimento em Concreto Projetado.....</i>	<i>16</i>
4.6.3 <i>Obras escavadas em rocha.....</i>	<i>17</i>
4.6.4 <i>Revestimento com Outros Materiais</i>	<i>17</i>
4.6.5 <i>Composição de Rugosidades.....</i>	<i>18</i>
4.7 CAPACIDADE DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS.....	19
4.8 VELOCIDADE LIMITE	19
4.8.1 <i>Velocidades Máximas.....</i>	<i>19</i>
4.8.2 <i>Canais revestidos</i>	<i>20</i>
4.8.3 <i>Número de Froude.....</i>	<i>21</i>
4.9 SISTEMA DE ADUÇÃO, BARRAGENS E RESERVATÓRIOS.....	21
4.9.1 <i>Definições Gerais das Estruturas</i>	<i>22</i>
4.9.2 <i>Definição dos Níveis Característicos de Projeto.....</i>	<i>24</i>
4.9.2.2 <i>Condições Emergenciais de Funcionamento.....</i>	<i>28</i>
4.9.3 <i>Dimensionamento de Canais</i>	<i>30</i>
4.9.4 <i>Dimensionamento de Túneis.....</i>	<i>34</i>
4.9.5 <i>Dimensionamento de Aquedutos</i>	<i>35</i>

4.9.6	<i>Dimensionamento de Galerias</i>	35
4.9.7	<i>Dimensionamento dos Barramentos e Estruturas Descarregadoras</i>	35
4.9.8	<i>Outras Estruturas</i>	39
4.10	SISTEMAS DE RECALQUE	41
4.10.1	<i>Estações de Bombeamento</i>	41
4.10.2	<i>Canais de Aproximação e de Saída</i>	41
4.10.3	<i>Câmaras de Carga ("Forebays")</i>	42
4.10.4	<i>Dimensionamento das Bombas</i>	42
4.10.5	<i>Adutoras de Recalque</i>	42
4.10.6	<i>Usinas Hidrelétricas para Recuperação de Energia</i>	43
4.10.7	<i>Obra de Captação no rio São Francisco</i>	43
4.11	OBRAS DE DRENAGEM SUPERFICIAL	44
4.11.1	<i>Introdução</i>	44
4.11.2	<i>Vazões de Dimensionamento</i>	46
5.	CRITÉRIOS DE GEOLOGIA E GEOTECNIA	54
5.1	INTRODUÇÃO	54
5.2	CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS DE FUNDAÇÃO	54
5.3	CARACTERÍSTICAS DE MATERIAIS COMPACTADOS	57
5.4	TRATAMENTO DE FUNDAÇÃO E TALUDES	59
5.5	MACIÇOS DE ATERROS COMPACTADOS	63
5.6	SEÇÕES DE ESCOAMENTO DOS CANAIS	64
5.6.1	<i>Seções em Escavação em Solo</i>	64
5.6.2	<i>Seções Escavadas em Material de 2ª Categoria</i>	64
5.6.3	<i>Seções Escavadas em Rocha</i>	65
5.6.4	<i>Seções sobre Aterro Compactado</i>	65
5.7	TÚNEIS	65
5.8	BARRAGENS, DIQUES E ENSECADEIRAS	66
5.8.1	<i>Análises de Estabilidade</i>	66
5.8.2	<i>Análises de Percolação</i>	67
6.	ESTRUTURA DE CONCRETO	67
6.1	INTRODUÇÃO	67
6.1.1	<i>Objetivo</i>	67
6.1.2	<i>Estruturas a Analisar</i>	67
6.1.3	<i>Critérios Básicos</i>	68
6.1.4	<i>Normas e Entidades Normalizadoras</i>	69
6.2	CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS	69
6.2.1	<i>Concreto</i>	69
6.2.2	<i>Aço para concreto armado</i>	69
6.2.3	<i>Aço para concreto protendido</i>	70
6.2.4	<i>Aço Estrutural</i>	70
6.3	CARGAS DE PROJETO	70
6.3.1	<i>Cargas Permanentes</i>	70
6.3.2	<i>Cargas Hidrostáticas Externas</i>	71
6.3.3	<i>Subpressões e Pressões Neutras</i>	71
6.3.4	<i>Sobrecargas</i>	72
6.3.5	<i>Cargas de Assoreamento</i>	74
6.3.6	<i>Empuxos Estáticos de Terra e de Enrocamento</i>	75
6.3.7	<i>Cargas de Vento</i>	76
6.3.8	<i>Cargas Sísmicas</i>	76
6.3.9	<i>Cargas Hidrodinâmicas</i>	77
6.3.10	<i>Ação da Temperatura e Retração</i>	77
6.3.11	<i>Ação do Calor de Hidratação</i>	78

6.4	CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO.....	78
6.4.1	<i>Geral.....</i>	78
6.4.2	<i>Condições de Carregamento Normais (CCN).....</i>	79
6.4.3	<i>Condições de Carregamento Excepcionais (CCE).....</i>	79
6.4.4	<i>Condições de Carregamento Limites (CCL).....</i>	79
6.4.5	<i>Condições de Carregamento de Construção (CCC).....</i>	79
6.4.6	<i>Condições Adicionais.....</i>	80
6.5	PROJETO ESTRUTURAL.....	80
6.5.1	<i>Análises de Estabilidade.....</i>	80
6.5.2	<i>Análise de Tensões.....</i>	83
6.5.3	<i>Dimensionamento Estrutural.....</i>	86
6.5.4	<i>Disposições Construtivas.....</i>	87
7.	CRITÉRIOS DE PROJETO EM ENGENHARIA MECÂNICA.....	89
7.1	DENOMINAÇÕES.....	89
7.2	TRAÇADO CONSOLIDADO E ESTRUTURAS HIDRÁULICAS PREVISTAS.....	89
7.3	EQUIPAMENTOS E SISTEMAS MECÂNICOS PREVISTOS.....	90
7.3.1	<i>Estações de Bombeamento.....</i>	90
7.3.2	<i>Estruturas de Controle.....</i>	91
7.3.3	<i>Tomadas d'Água de Uso Difuso.....</i>	91
7.4	UNIDADES, NORMAS E PADRÕES.....	92
7.5	CRITÉRIOS DE PROJETO PARA OS EQUIPAMENTOS E SISTEMAS MECÂNICOS DAS ESTAÇÕES DE BOMBEAMENTO.....	92
7.5.1	<i>Captação.....</i>	92
7.5.2	<i>Localização e número de Estações.....</i>	93
7.5.3	<i>Unidades de Bombeamento.....</i>	93
7.5.4	<i>Poços de Instalação das Unidades de Bombeamento.....</i>	93
7.5.5	<i>Altura de Colocação das Bombas (NPSH disponível).....</i>	94
7.5.6	<i>Equipamentos Hidromecânicos da Tomada d'Água.....</i>	94
7.5.7	<i>Equipamentos de Levantamento e Transporte.....</i>	95
7.5.8	<i>Adutoras.....</i>	96
7.5.9	<i>Sistemas Auxiliares Mecânicos.....</i>	96
8.	CRITÉRIOS DO SISTEMA ELÉTRICO.....	97
8.1	INTRODUÇÃO.....	97
8.2	DENOMINAÇÕES.....	97
8.3	TRAÇADO CONSOLIDADO E ESTRUTURAS HIDRÁULICAS PREVISTAS.....	98
8.4	EQUIPAMENTOS E SISTEMAS ELÉTRICOS PREVISTOS.....	98
8.4.1	<i>Nas Estações de Bombeamento.....</i>	98
8.4.2	<i>Nas Estruturas de Controle.....</i>	99
8.4.3	<i>Nas Tomadas D'água de Uso Difuso.....</i>	99
8.5	NORMAS TÉCNICAS E PADRÕES.....	99
8.5.1	<i>Norma Oficial.....</i>	100
8.5.2	<i>Normas Opcionais.....</i>	100
8.5.3	<i>Padrões.....</i>	100
8.6	CRITÉRIOS DE PROJETO PARA OS EQUIPAMENTOS E SISTEMAS ELÉTRICOS DAS ESTAÇÕES DE BOMBEAMENTO, SUBESTAÇÕES, ESTRUTURAS DE CONTROLE E TOMADAS D'ÁGUA DE USO DIFUSO.....	101
8.6.1	<i>Localização e Número.....</i>	101
8.6.2	<i>Unidades de Bombeamento.....</i>	101
8.6.3	<i>Subestações.....</i>	102
8.6.4	<i>Arranjo Físico.....</i>	102
8.6.5	<i>Sistema de Aterramento.....</i>	107
8.6.6	<i>Equipamentos Principais.....</i>	109

8.6.7	<i>Comando, Controle, Proteção e Supervisão</i>	109
8.6.8	<i>Serviços Auxiliares em Corrente Alternada</i>	113
8.6.9	<i>Serviços Auxiliares em Corrente Contínua</i>	114
8.6.10	<i>Sistema de Telecomunicações</i>	116
8.6.11	<i>Sistema de Iluminação</i>	118
8.6.12	<i>Sistema de Fiação</i>	119
8.6.13	<i>Tipos de Cabos</i>	120
8.6.14	<i>Sistema de Vias de Cabos</i>	120
8.7	LINHA DE TRANSMISSÃO	121
8.7.1	<i>Objetivo</i>	121
8.7.2	<i>Características Gerais</i>	121
8.7.3	<i>Condições Atmosféricas Regionais</i>	122
8.7.4	<i>Transposição das Lt</i>	122
8.7.5	<i>Distâncias Verticais De Segurança</i>	123
8.7.6	<i>Plotação Das Estruturas</i>	123
8.7.7	<i>Características Mecânicas Dos Cabos</i>	124
8.7.8	<i>Isoladores e Cadeias</i>	125
8.7.9	<i>Estruturas</i>	125
8.7.10	<i>Condições de Governo</i>	125
8.7.11	<i>Faixa de Servidão</i>	126
8.7.12	<i>Normas</i>	126
9.	BIBLIOGRAFIA CONSULTADA	127

1. OBJETIVO

Este relatório tem por objetivo apresentar os critérios que foram adotados para a elaboração do Projeto Básico de Transposição das Águas do Rio São Francisco para o Nordeste Setentrional (PTSF).

Aqui são apresentados os Critérios de Projeto Civil, Elétrico e Mecânico, que nortearam a elaboração do PTSF, fixando normas técnicas e diretrizes de projeto e definindo dados e parâmetros básicos para os estudos a serem desenvolvidos. Os principais procedimentos aqui fixados visam à obtenção de um nível de confiabilidade do projeto compatível com projetos e obras similares do mesmo porte.

Os critérios aqui apresentados devem complementar as normas brasileiras, onde forem consideradas insuficientes para a solução de problemas específicos, com a adoção de parâmetros e hipóteses de cálculo internacionalmente consagrados.

2. CRITÉRIOS GERAIS DE PROJETO

2.1 TRAÇADO GEOMÉTRICO

Nas fases anteriores de projeto foi definida a macrolocalização das obras da transposição, a partir da qual foram efetuados os trabalhos de restituição aerofotogramétrica do terreno.

Respeitando as diretrizes de percurso já definidas, o traçado geométrico das obras de transposição foi desenvolvido de modo a tirar o melhor partido da topografia e das condições geológicas locais, visando minimizar os custos de implantação, manutenção e operação, e devidamente ajustado aos objetivos e conceitos definidos para o Projeto.

Foram minimizados, ainda, as obras de movimentação de terra, a fim de obter a melhor compensação possível dos volumes de corte e aterro, evitando grandes volumes de bota-fora ou de empréstimos de solo ou rocha.

Tanto para o desenvolvimento do traçado geométrico como para a definição do tipo de solução tecnológica foram considerados os impactos sociais causados por deslocamentos de populações ou desapropriações custosas.

2.2 SOLUÇÕES TECNOLÓGICAS

As soluções tecnológicas diversas para condução das águas foram adotadas em função das condições topográficas, geológicas e hidráulicas características de cada trecho, abrangendo os seguintes tópicos:

- canais revestidos escavados em solo ou rocha;
- canais revestidos sobre aterros ou enrocamentos;
- túneis – escavação convencional ou mecanizada;
- aquedutos em concreto;
- adutoras em aço;
- galerias – pré-moldadas ou moldadas no local;
- canais escavados em rocha sem revestimento em locais específicos;
- ensecadeiras;
- barragens e reservatórios;
- comportas;
- válvulas dispersoras.

2.3 FASEAMENTO

A partir dos estudos realizados na etapa de viabilidade do projeto concluiu-se que o faseamento de obras somente é justificável para os aquedutos, adutoras e equipamentos eletromecânicos nas Estações de Bombeamento. Não serão faseadas as obras de canais e túneis.

2.4 ESTRADAS DE ACESSO E MANUTENÇÃO

Estradas de acesso para a implantação de estruturas, tais como estações de recalque, comportas, equipamentos de manobras e outras, foram consideradas e indicadas no projeto.

Para a realização dos trabalhos de operação e manutenção do sistema, foram previstas estradas de serviço com 3,50m de largura em ambos os lados do canal, ao longo de todo o trecho.

Ligações entre os lados direito e esquerdo do canal a céu aberto foram previstas, para permitir o trânsito das populações afetadas. As estradas laterais para a interligação dos acessos foram previstas ao longo do canal com 7 m de largura e apresentadas na escala 1:100.000.

2.5 PROTEÇÃO DA FAIXA DE DOMÍNIO

Visando controlar eventuais ocupações e evitar a queda de animais de médio e grande porte nos canais, a faixa de domínio será constituída de cerca de arame.

3. CRITÉRIOS DOS ESTUDOS HIDROLÓGICOS

3.1 INTRODUÇÃO

Este item apresenta os principais critérios de projeto utilizados no desenvolvimento dos estudos hidrológicos do Projeto Básico.

3.2 CRITÉRIOS DE PROJETO DOS ESTUDOS OPERACIONAIS

3.2.1 Vazões na Tomada d'Água

A partir dos estudos de inserção regional, consolidados nos estudos de viabilidade da fase anterior, estabeleceu-se que, para atender as demandas definidas no cenário estabelecido para sua evolução seria necessária uma captação máxima de 99 m³/s.

Essa vazão foi dimensionada para atender as demandas projetadas levando-se em conta as perdas físicas, notadamente por infiltração e evaporação, e por deficiência de gestão.

3.3 CRITÉRIOS DE PROJETO PARA O DIMENSIONAMENTO HIDROLÓGICO DAS OBRAS PRINCIPAIS

3.3.1 Estudos Hidrossedimentológicos

Os estudos hidrossedimentológicos foram desenvolvidos com base nos dados sedimentométricos dos postos da região, nas informações de assoreamento de reservatórios existentes e no levantamento topobatimétrico de um reservatório existente no Estado de Pernambuco, próximo à região do projeto, cuja curva cota x área x volume original seja conhecida. Quanto à pesquisa de assoreamento de reservatórios existentes, foram coletados os dados dos seguintes estudos:

- estudos hidrológicos do Plano Estadual de Recursos Hídricos do Rio Grande do Norte e dos açudes do Estado do Ceará;
- estudos desenvolvidos para o açude Epitácio Pessoa no Estado da Paraíba, implantado há mais de 60 anos e com dados de volume da fase de projeto e de levantamentos recentes.

Além disso, foram utilizados dados e resultados disponíveis no relatório de estudos hidrossedimentológicos elaborados no âmbito dos Estudos de Inserção Regional.

3.3.2 N.A. de Projeto da Tomada d'água

As vazões limites do rio São Francisco para dimensionamento da tomada d'água são:

- vazão mínima: 595 m³/s, correspondente à vazão mínima média diária observada no período de 10 a 15/10/1955;
- vazão máxima: 14.000 m³/s, correspondente à vazão máxima efluente de Sobradinho que evita inundações nas cidades de Petrolina e Juazeiro, previamente negociada entre a CHESF e o Estado de Pernambuco. Uma vez que a vazão afluyente máxima na UHE Sobradinho com período de retorno de 100 anos é de 17.000 m³/s, estima-se que, em função do amortecimento

proporcionado pelo reservatório, a vazão efluente máxima correspondente seja da ordem de 14.000 m³/s.

Os correspondentes N.A. foram avaliados com base nos seguintes dados:

- levantamentos topobatimétricos das seções do rio São Francisco na tomada d'água, nos locais previstos para instalação das réguas limnimétricas;
- medições de descarga nestas seções;
- observações das cotas limnimétricas e informações das vazões efluentes da UHE Sobradinho;
- pesquisa de campo para identificar com os moradores ribeirinhos os N.A. atingidos na cheia de março de 1979, quando ocorreram as vazões máximas observadas no histórico:
 - posto Juazeiro, 14/03/79: 14.136 m³/s;
 - posto Ibó, 18/03/79: 14.197 m³/s.
- levantamento topográfico das cotas correspondentes aos menores e maiores N.A. observados na região;
- definição das curvas-chave na tomada d'água.

A cheia de março de 1979 resultou nas maiores vazões observadas nestes postos, no período de 1929 a 1997. Ressalta-se que estas vazões praticamente coincidem com a vazão máxima de projeto da tomada d'água de 14.000 m³/s. Portanto, a pesquisa de campo dos N.A. mínimos e máximos históricos na região da tomada d'água indicou os N.A. mínimos e máximos de projeto.

3.3.3 Vazões de Dimensionamento das Barragens

Os critérios para dimensionamento dos vertedores das novas barragens, com vistas à formação dos reservatórios de regularização ou à travessia dos talwegues, são apresentados a seguir, em função do porte da obra:

- pequenas e médias barragens: dimensionamento para o hidrograma de projeto com período de retorno de 500 anos e verificação da borda livre para o hidrograma de projeto de 1.000 anos;
- grandes barragens: dimensionamento para o hidrograma de projeto com período de retorno de 1.000 anos.

Em princípio, as barragens dos reservatórios de travessia dos talwegues podem ser consideradas de pequeno e médio porte. As barragens dos reservatórios de regularização foram consideradas de grande porte.

3.4 CRITÉRIOS DE PROJETO PARA DIMENSIONAMENTO DAS OBRAS DE DRENAGEM

3.4.1 Vazões de Dimensionamento das Obras de Drenagem

O critério hidrológico de dimensionamento das obras de drenagem estabeleceu que seriam analisados os hidrogramas de projeto de 50 e 100 anos para se avaliar o impacto nas dimensões das obras de drenagem e nos respectivos custos. Com base nesta análise, foi definido com a FUNCATE que o período de retorno a ser utilizado, é de 100 anos.

Assim, as obras de drenagem foram dimensionadas para um período de retorno de 100 anos.

4. CRITÉRIOS DO PROJETO HIDRÁULICO

4.1 INTRODUÇÃO

As obras hidráulicas previstas no Projeto compreendem:

- obras de captação localizadas na margem esquerda do rio São Francisco, a montante da Ilha Assunção;
- estações de bombeamento;
- adutoras associadas às obras de recalques;
- obras de adução:

- canais;
 - túneis;
 - aquedutos; e
 - galerias.
- obras de controle, como vertedores, reservatórios de regularização, reservatórios de compensação e outros.

4.2 TRAÇADO GEOMÉTRICO

O traçado geométrico das obras de adução é constituído de uma sucessão de trechos retilíneos e curvas, sendo que, preferencialmente, as obras em túnel e aqueduto serão executadas em trechos retilíneos, com todas as curvas necessárias para o desenvolvimento do traçado executadas nos canais.

O raio mínimo de curvatura dos canais adotado foi de:

- canais revestidos..... $R = 4 B$;

onde:

R – raio de curvatura no eixo do canal;

B – largura superficial do escoamento.

A implantação das obras foi estudada em trechos não muito extensos, ajustando o traçado de forma a minimizar os volumes de obra e balancear os volumes de corte e escavação, dentro de limites econômicos para distância de transporte dos materiais envolvidos.

Na consolidação dos traçados foram ser evitados, dentro do possível:

- cortes de grande altura (>30m);
- aterros de grande altura(>30m);
- contornos extensos de vales ou espigões.

4.3 DECLIVIDADE DAS OBRAS DE ADUÇÃO

Durante a fase dos estudos de viabilidade, a análise econômica de alternativas definiu a declividade de 10 cm/km como sendo a mais adequada para o projeto dos canais operando em sua capacidade plena, quando localizados em trechos de bombeamento.

Nas obras especiais tais como túneis e aquedutos, foram utilizadas declividades maiores cujo objetivo é o de minimizar a seção hidráulica destas estruturas, e assim reduzindo significativamente o custo das obras.

Para não ultrapassar os limites estabelecidos de velocidade de escoamento e número de Froude, foi definido que a declividade nesses locais não deve ser maior do que 40 cm/km. Desta forma, o aprofundamento causado pelo aumento de declividade não representa acréscimo significativo nos custos, pois tratam-se de estruturas relativamente curtas.

4.4 VAZÕES DE DIMENSIONAMENTO DAS OBRAS DE ADUÇÃO

Conforme definido na fase dos Estudos de Viabilidade, as obras de transposição foram dimensionadas considerando o bombeamento de água fora do horário de pico do sistema elétrico, ou seja, bombeamento durante 21 horas seguidas nos dias úteis e paralisação das bombas por 3 horas no referido horário de pico.

As vazões de dimensionamento para os canais e estações de bombeamento integrantes do Trecho I são:

- da captação no Rio São Francisco até a derivação do Trecho VI – 99 m³/s;
- da derivação do Trecho VI até o reservatório de Jati – 89 m³/s.

4.5 CÁLCULO DO ESCOAMENTO

4.5.1 Dimensionamento dos Canais

As obras de adução de água foram dimensionadas para as vazões de projeto, conforme definidas no item 3.4. O dimensionamento hidráulico para determinação da seção transversal foi feito para o escoamento em regime permanente e

uniforme, a partir do qual foi definido o perfil longitudinal do sistema de canais, determinando-se sua implantação geométrica.

Para os estudos de comportamento do canal em situações operacionais diversas, determinação das linhas de água e bordas livres foi utilizado um software desenvolvido pela Fundação Centro Tecnológico de Hidráulica para cálculo de escoamentos em superfície livre (CLiv). Este programa é capaz de determinar as condições do escoamento em canais tanto em regime uniforme como variado, considerando em seus cálculos as equações completas de Saint Venant.

No cálculo das perdas de carga distribuídas foi adotada a fórmula de Chezy, considerando os coeficientes de rugosidade conforme definidos por Manning. As perdas localizadas são consideradas como proporcionais à variação de energia cinética entre duas seções.

Com o auxílio do modelo computacional foi verificado o comportamento dos canais em regime variado, definindo-se as características necessárias, trecho a trecho, para limitação das variações de nível durante a operação.

4.5.2 Condutos em Pressão

Nos condutos fechados em pressão as perdas de carga (ΔH) foram calculadas pela fórmula universal de perda de carga.

$$\Delta H = f \cdot \frac{L}{D} \cdot \frac{V^2}{2g}$$

onde:

f – fator de perda de carga, função do n^o de Reynolds e da rugosidade relativa;

L – comprimento do trecho (m);

D – diâmetro hidráulico da seção de escoamento (m);

V – velocidade de escoamento (m/s).

4.5.3 Perdas Localizadas

As perdas devidas a singularidades existentes no traçado foram calculadas pela fórmula:

$$\Delta H = K \cdot \frac{V_1^2 - V_2^2}{2g}$$

onde:

V_1 – velocidade de escoamento na seção de entrada da singularidade (m/s);

V_2 – velocidade de escoamento na seção de saída da singularidade (m/s);

g – aceleração da gravidade (adotado 9,81 m/s²);

K – coeficiente de perda de carga;

ΔH – perda de carga localizada (m).

Todas as transições e demais singularidades foram projetadas com variações de seção suaves, preferivelmente de dimensões transversais ao escoamento com ângulos de 1:10, reduzindo conseqüentemente as perdas de carga localizadas.

Nestas condições e para velocidades de escoamento de até 2 m/s foram utilizados os seguintes coeficientes de perda de carga:

estrangulamento $K = 0,2$

alargamento $K = 0,8$

Nas entradas de reservatório, forebays, etc., foi considerada a perda de toda energia cinética do escoamento.

4.6 COEFICIENTES DE RUGOSIDADE

Os coeficientes de rugosidade utilizados no dimensionamento hidráulico dependem fundamentalmente de diversos fatores, dentre os quais podem ser citados:

- Rugosidade Superficial

O coeficiente de rugosidade varia significativamente em função do tipo de material a ser aplicado no revestimento dos canais.

Por exemplo, materiais de granulometria mais fina resultam em coeficientes de rugosidade menores assim como materiais mais grosseiros resultam em coeficientes maiores.

- Vegetação

O efeito da vegetação no coeficiente de rugosidade superficial depende principalmente da altura, densidade, distribuição e espécie, devendo-se ter especial atenção com seu crescimento. Segundo estudos apresentados na literatura existente específica, o coeficiente de rugosidade pode variar de 2 a 3 vezes o seu valor original devido ao desenvolvimento da vegetação.

- Irregularidades

Canais com irregularidades no seu perímetro molhado e variações na sua seção transversal sofrem acréscimo na rugosidade.

- Sedimentação e Erosão

A sedimentação e erosão em canais, ao longo do período de operação, podem provocar alterações na rugosidade das paredes.

- Obstruções

A presença de troncos de árvores, pilares de pontes e outros materiais incrementam a rugosidade do canal, além de provocarem o efeito de redução de seção.

4.6.1 Obras em Concreto

Pesquisas realizadas e a experiência já adquirida demonstraram que canais com revestimento bem executado em concreto apresentam coeficiente de rugosidade de Manning, $n = 0,012$ a $0,013$ ($m^{-1/3} \cdot s$).

Com o passar do tempo, entretanto, podem ocorrer erosão nas paredes, deposições, movimentação das placas de revestimento, etc., aumentando a resistência ao escoamento. Avaliações de campo realizadas em São Paulo (DAEE-SP) indicaram valores do coeficiente de Manning de até cerca de $n = 0,018$, devido a estes problemas.

A experiência americana baseada em experiência de campo mostra que, para canais revestidos de concreto, o valor de n aumenta proporcionalmente com as dimensões do canal, tendo se constatado uma relação entre o coeficiente n e o raio hidráulico RH .

Com base nesses estudos, o coeficiente utilizado no dimensionamento de canais de concreto foi $n = 0,015$.

4.6.2 Obras com Revestimento em Concreto Projetado

As superfícies revestidas com concreto projetado podem ter as condições de rugosidade afetadas, devido aos seguintes fatores:

- acabamento do concreto projetado;
- regularidade da superfície.

Em superfícies bem acabadas, contendo poucas saliências, com o concreto projetado resultando numa superfície contínua, regular e alinhada, os coeficientes de rugosidade recomendados são:

- concreto projetado, alisado à colher ou desempenadeira, bem acabado, $n = 0,018$;
- concreto projetado, alisado à colher ou desempenadeira, mal acabado, $n = 0,020$;
- concreto projetado, sem acabamento, $n = 0,023$.

Nos casos em que a superfície de escavação resultar irregular, com o concreto projetado lançado de forma a não preencher totalmente os vazios para uma superfície final regular e alinhada, os coeficientes de rugosidade recomendados são:

- superfície contínua mas não alinhada, com variações suaves e pouco pronunciadas na seção, $n = 0,023$;
- escavação irregular em rocha, sem preenchimento total com concreto projetado, $n = 0,027$.

4.6.3 Obras escavadas em rocha

Os canais escavados em rocha deverão ter o coeficiente de rugosidade estimado em função do acabamento esperado da escavação. A estimativa, para cada caso, deverá ser realizada em função do tipo de rocha e das especificações de acabamento. Em princípio, foram considerados os seguintes valores de coeficientes:

- Escavação com pré-fissuramento, bem acabado (mínimo)
 $n = \text{entre } 0,030 \text{ e } 0,035$;
- canal escavado em rocha sem pré-fissuramento, com fogo cuidadoso
 $n = 0,050$;
- superfície mal acabada sem pré-fissuramento
 $n = 0,100$.

4.6.4 Revestimento com Outros Materiais

Onde se julgar necessário, outros materiais poderão ser empregados no revestimento de canais. Os valores de rugosidade de Manning a serem adotados para o dimensionamento hidráulico das obras estão indicados no Quadro 4.1.

Os revestimentos vegetais referem-se a leitos naturais receptores, sob condições de cheias escoando fora de sua calha natural.

4.6.5 Composição de Rugosidades

Em canais com diversidade de tipos de revestimento no fundo e nas margens, o coeficiente de rugosidade é composto a partir da rugosidade obtida para cada material.

Entre os diversos métodos existentes para cálculo da rugosidade composta, foi utilizado o proposto por Horton e Einstein (1950), expresso pela equação:

$$n = \left[\frac{\sum_1^N P_i \times n_i^{3/2}}{\sum_1^N P_i} \right]^{2/3}$$

onde:

P_i = Perímetro molhado da seção com revestimento i (m);

n_i = Rugosidade do material do revestimento i ($m^{-1/3} \cdot s$).

QUADRO 4.1

COEFICIENTE DE MANNING PARA DIMENSIONAMENTO DA SEÇÃO

MATERIAL	n ($m^{-1/3} \cdot s$)
<ul style="list-style-type: none"> • Gabião – revestimento da seção com colchão tipo Reno <ul style="list-style-type: none"> • Enchimento com material heterogêneo e colocado na seção sem cuidado • Enchimento com material bem selecionado e colocação cuidadosa • Enchimento e colocação cuidadosa e consolidação com mastique betuminoso 	<p>0,029</p> <p>0,022</p> <p>0,020</p>
<ul style="list-style-type: none"> • Enrocamento <ul style="list-style-type: none"> • Bem construído • Rugoso 	<p>0,030</p> <p>0,050</p>
<ul style="list-style-type: none"> • Canais escavados em Terra 	<p>0,025</p>
<ul style="list-style-type: none"> • Canais com revestimento vegetal <ul style="list-style-type: none"> - Profundidade maior do que 1,0 m <ul style="list-style-type: none"> • grama curta 	<p>0,030</p>

MATERIAL	n (m ^{-1/3} .s)
• grama mais alongada (até 0,30 m)	0,040
• capins altos	0,050
- profundidade de 0,50 a 1,00 m	
• grama curta	0,035
• grama mais alongada (até 0,30 m)	0,100
- profundidade inferior a 0,50 m	
• grama curta	0,040
• grama mais alongada	0,100

4.7 CAPACIDADE DE TRANSPORTE DE SEDIMENTOS

Tendo em vista a capacidade nominal para o transporte de sedimentos nos canais constante do Trecho I, e a utilização ao longo de todo o trecho da mesma declividade de projeto, não há variação na capacidade de transporte de sedimentos ao longo do Trecho. Assim sendo, e mantendo os critérios originais de serem projetadas estruturas de desarenação nos pontos em que esta última é diminuída, não serão utilizadas estruturas de desarenação ao longo dos canais.

Entretanto foram tomados cuidados especiais em locais específicos, a saber:

- na tomada d’água no rio São Francisco;
- no desemboque de afluentes interceptados pela formação dos reservatórios necessários ao sistema de transposição.

4.8 VELOCIDADE LIMITE

4.8.1 Velocidades Máximas

O controle de velocidade nos vários tipos de obras deve ser considerado tendo em vista diminuir o desgaste prematuro do revestimento de canais e demais obras, bem como evitar a erosão do leito e/ou das margens de canais naturais.

Os valores máximos adotados para projeto estão indicados no Quadro 4.2 e foram obtidos com base na literatura existente e na experiência da projetista.

Em estruturas especiais, tais como "rápidos" e dissipadores de energia, as velocidades limites acima indicadas poderão ser ultrapassadas.

QUADRO 4.2
VELOCIDADES MÁXIMAS PERMITIDAS PARA DIFERENTES MATERIAIS

MATERIAL	VELOCIDADE MÁXIMA (m/s)
Concreto	5,0
Aço	5,0
Revestimento com gabião em colchão tipo "Reno" e = 0,17	1,8
• e = 0,23	3,5
• e = 0,30	4,5
(e – espessura em metro)	
Solos arenosos	0,8
Solos argilosos compactos	1,0
Solos argilosos duros	1,2
Cascalho grosso, pedregulho ou piçarra	1,5
Rochas brandas	1,8
Canais revestidos com grama	
• Solos erodíveis	1,5
• Solos resistentes	2,1

4.8.2 Canais revestidos

Os cuidados a serem tomados quanto ao controle da velocidade do fluxo em canais revestidos são ainda maiores, tendo em vista que eventuais fissuras existentes no revestimento podem provocar a transformação de parte da energia cinética do escoamento em uma pressão adicional atuando sobre a superfície do revestimento, favorecendo o "desplacamento" do concreto superficial.

Além disso, velocidades muito altas provocam significativo aumento da perda de carga e a sobrelevação do nível d'água em curvas e transições ao longo dos canais.

Devido a estas condições, como regra geral, nos canais revestidos a velocidade de escoamento foi limitada a 1,8 m/s. Nos casos em que a velocidade superar

este valor, deverão ser estabelecidos cuidados específicos na execução dos revestimentos.

4.8.3 Número de Froude

Deverá ser garantido que o escoamento não se aproxime da profundidade crítica, com a possibilidade de formação de ondas estacionárias.

O valor limite do número de Froude adotado foi de 0,7, calculado com um coeficiente de rugosidade (Manning) inferior em 0,003 ao n de projeto, garantindo-se as condições de escoamento fluvial tanto em seções com acabamento diferenciado quanto ao esperado em projeto, como em trechos com declividade superior, decorrentes de tolerâncias de construção.

4.9 SISTEMA DE ADUÇÃO, BARRAGENS E RESERVATÓRIOS

A concepção básica do sistema de transposição PTSF prevê que os trechos entre EBs (estações de bombeamento) são interligados através de canais abertos trapezoidais, com traçados geométricos devidamente implantados, buscando otimizar o balanço dos volumes de materiais escavados e aterrados, otimização esta sempre limitada e condicionada à topografia do terreno local de cada trecho.

Nos trechos onde a topografia se mostrou mais desfavorável ou onde existiram interferências com a drenagem superficial das águas oriundas das áreas adjacentes aos canais, foram previstas mudanças da seção trapezoidal do canal para seções em túnel, aquedutos ou galerias de concreto.

Ao longo do traçado geométrico do canal, por necessidades operacionais diárias, foram previstos reservatórios chamados de reservatórios de passagem e reservatórios de compensação, cuja finalidade é propiciar o controle dos volumes de água afluente e efluente em cada parte do sistema. Nesses locais, foram previstos barramentos construídos, preferencialmente com os materiais advindos das próprias escavações dos locais das obras do canal.

4.9.1 Definições Gerais das Estruturas

Sistema de Adução

Basicamente, o sistema de adução é constituído por um canal de seção trapezoidal escavado em solo (ou rocha) ou construído em aterro compactado, com largura da base variável de acordo com a vazão de dimensionamento e com taludes 1,00V:1,50H. Deverá ser revestido com concreto. Onde necessário, foi substituído por seções com funcionamento hidráulico equivalente, tipo túneis, galerias ou aquedutos. Os trechos em canais têm declividade constante igual a 10 cm/km ou 0,0001 m/m. As seções em túnel, galerias ou aquedutos terão declividade de 40 cm/km ou 0,0004 m/m.

Reservatórios de Compensação

Os reservatórios localizados imediatamente a jusante das estações de bombeamento e os imediatamente a montante são denominados de reservatórios de compensação.

Reservatórios a jusante das EBs tem função de limitar e controlar as descidas do nível d'água, durante interrupções do fluxo na estação de bombeamento, seja por paradas programadas ou por paradas bruscas, devido a quedas no fornecimento de energia elétrica. Nesta condições, durante esses intervalos de parada do bombeamento, o reservatório também deverá cumprir a função de fornecer e controlar as descargas para o trecho de canal a jusante, evitando variações bruscas do N.A. Tais reservatórios são dotados de uma estrutura de controle de vazão, localizada no emboque do canal do tramo a jusante.

Nos reservatórios localizados imediatamente a montante das tomadas d'água das EBs, durante o intervalo de paradas do sistema de bombeamento, os níveis d'água continuarão subindo, uma vez que continuará havendo a alimentação de vazões, de forma decrescente, mas contínua. Portanto, estes reservatórios têm volume suficiente e adequado para atender as variações diárias de N.A., nas condições operacionais dos canais.

Reservatórios de Passagem

Em determinadas situações topográficas foi adotado como solução para o caminhamento do canal a substituição de um determinado trecho por um

reservatório de passagem. Esta solução tem o objetivo econômico de se evitar a construção do canal aproveitando a topografia local. Desta solução decorrem reservatórios, os quais apresentam características hidráulicas singulares. A utilização de uma estrutura de controle em seu desembocadura, com o intuito de controlar a vazão, resultou, neste reservatório, níveis d'água com pouca variação durante as operações de bombeamento. As descargas de vazões serão igualmente pouco variáveis em operações normais, mas em casos de cheias há a necessidade da utilização da estrutura de controle com o objetivo de reter as vazões para o canal a jusante.

Estrutura de Controle de Vazões

Conforme mencionado, os reservatórios de passagem e os de compensação (a jusante das EBs) dispõem de uma estrutura de controle de vazões, munidas de comportas tipo segmento, para permitir controles refinados de vazões para jusante. Dependendo das características como a extensão do trecho de canal de jusante, áreas disponíveis dos espelhos d'água dos reservatórios extremos e da magnitude da vazão de dimensionamento, as características hidráulicas do perfil da estrutura vertente mereceu uma análise detalhada no sentido de melhor otimizar os volumes de água escoados para jusante, com o objetivo de controlar a variação de níveis d'água.

Em outras palavras, a estrutura de controle tem a função de otimizar e melhor equilibrar o fluxo de massa de água que gravitará diariamente no sistema, durante o intervalo de parada das bombas. Em condições normais de funcionamento, prevê-se que as comportas dessa estrutura estarão sempre totalmente abertas, apta para escoar a vazão máxima de dimensionamento do sistema.

A função das comportas é a de permitir controle gradual de descargas, principalmente nos primeiros anos de operação, quando a vazão aduzida poderá estar em torno de $1/8$ (um oitavo) da vazão máxima de dimensionamento. Durante épocas de manutenções periódicas do canal e demais estruturas (que provavelmente deverão se dar durante os períodos chuvosos quando se poderia paralisar temporariamente as bombas), as comportas da estrutura de controle poderão estar totalmente fechadas, cumprindo a função de ensecar o trecho de canal a jusante a ser inspecionado ou reparado.

Barragens

A formação e funcionamento dos reservatórios de passagem ou de compensação será possível com a construção de barramentos, os quais foram devidamente dimensionados para atender as condições de funcionamento do sistema, tanto em situações normais quanto em situações emergenciais de operação. Essas barragens deverão ter um extravasor de emergência, doravante simplesmente denominado de vertedouro de soleira livre. O vertedouro possui largura suficiente para atender as condições de borda-livre total, tanto para o canal quanto para o próprio barramento.

A estrutura do maciço do barramento incorpora também um dispositivo para propiciar a descarga de fundo, descrita com maiores detalhes no item 4.9.7.

4.9.2 Definição dos Níveis Característicos de Projeto

A fixação dos níveis d'água de projeto levou em conta as condições normais de funcionamento do sistema de transposição, bem como as situações de operação caracterizadas como emergenciais ou aquelas menos frequentes, a seguir descritas.

4.9.2.1 Condições Normais de Funcionamento

As condições da operação normal de funcionamento prevêem o bombeamento contínuo da vazão máxima, fixada para cada trecho de canal, durante 21 horas diárias, de segunda a sexta-feira, prevendo-se a paralisação do sistema durante 3 horas diárias, por razões econômicas, quando os custos de bombeamento são sensivelmente mais elevados nas horas de picos de demanda do sistema elétrico nacional. Durante os finais de semana, não havendo diferenciação de tarifas de consumo em horário de ponta, o projeto hidráulico deve considerar a possibilidade do bombeamento contínuo da vazão máxima de projeto durante as 24 horas.

As seguintes situações caracterizam a operação normal em qualquer parte do sistema, seja a montante ou a jusante das estações de bombeamento:

N.A. Normal em Regime Permanente

Refere-se ao nível d'água relativo à profundidade normal do escoamento, em regime permanente, correspondente à vazão máxima bombeada através das 8 (oito) bombas previstas em cada estação de bombeamento. Deve ser entendido como sendo aquele nível d'água que poderia se estabelecer ao longo de todo o sistema, caso se mantivesse o bombeamento contínuo, sem interrupções, por tempo indeterminado.

N.A. Máximo Normal

Refere-se ao máximo nível d'água da operação semanal normal, resultante das máximas flutuações diárias de níveis em qualquer parte do sistema, ocasionadas por fenômenos hidráulicos transitórios, devido às operações de paradas obrigatórias e programadas do sistema, durante 3 horas diárias, com a interrupção total da máxima vazão bombeada.

A parada programada prevê o desligamento total das unidades em 8 minutos (1 minuto por bomba). A operação de retomada programada também está prevista para ter a duração de 8 minutos.

N.A. Mínimo Operacional

Esta condição, basicamente, refere-se às condições operacionais com apenas 1 (uma) bomba funcionando. Esta é uma situação esperada, por exemplo, durante os primeiros anos de operação do sistema PTSF. A fixação desse N.A. mínimo operacional levou em conta as seguintes condições:

a) Condição de dimensionamento das bombas

Para efeito de dimensionamento do sistema de bombeamento, o N.A. mínimo de funcionamento junto à tomada d'água das bombas foi admitido como aquele relativo à profundidade normal do escoamento correspondente à vazão de uma única bomba. Este N.A. mínimo, na realidade, representa a condição limite inferior, abaixo do qual as bombas devem ser desligadas.

b) Condição de funcionamento das tomadas d'água para usos difusos

Conforme é descrito com maiores detalhes no item 4.9.7.6, em todos os reservatórios foram previstas tomadas d'água para garantir uma descarga de 2,0 m³/s para fins de usos difusos. Além disso, em locais específicos, ao longo dos canais foram previstas outras estruturas típicas de captação, para atender o mesmo fim, a serem dimensionadas para 0,1, 0,2 ou 0,5 m³/s .

Portanto, em condições de níveis operacionais abaixo do N.A. máximo normal de projeto (para 8 unidades), foi fixada uma altura d'água mínima operacional na tomada d'água das bombas, de forma a atender os seguintes aspectos:

- Garantir N.A. mínimos e as vazões nas estruturas de captação de água nos reservatórios e ao longo dos canais;
- Evitar que o escoamento hidráulico atinja alturas próximas das do regime crítico, principalmente, próximo às seções finais (desemboques) dos canais situados imediatamente a montante dos reservatórios de compensação.

É fixada uma altura mínima operacional na tomada d'água das bombas correspondente a 3,0 m de lâmina d'água para atender o mínimo operacional nos reservatórios de compensação à montante das EBs.

Por exemplo, para a vazão de dimensionamento total igual a 99 m³/s , o quadro seguinte ilustra os conceitos adotados para a fixação do N.A. mínimo operacional junto à tomada das EBs.

QUADRO 4.3
CRITÉRIO PARA A FIXAÇÃO DO N.A MÍNIMO OPERACIONAL
JUNTO ÀS TOMADAS

Nº DE BOMBAS	VAZÃO NO CANAL (m³/s)	ALTURA D'ÁGUA NO CANAL DE ENTRADA DO "FOREBAY" (m)	CONDIÇÃO ATENDIDA
8	99,00	5,25	- Todas as condições de final de projeto
1	12,38	3,00	- NA's mínimos nos reservatórios - Escoamento fora do regime crítico
1	12,38	1,82	- Calado das Bombas nas EBs

Da mesma forma, nos reservatórios de compensação à jusante das EBs, a soleira de controle de vazões, também para garantir as condições de usos difusos, deverá ter uma altura mínima de 3,0 m acima da cota de fundo do canal de saída. Para uma vazão de 12,38 m³/s , ainda haverá uma lâmina de 0,75 m sobre a soleira, que se refere ao N.A. mínimo operacional nesses reservatórios.

N.A. Mínimo Minimorum

Refere-se ao nível d'água estático correspondente à lâmina d'água de 3,0 m e o sistema estabilizado com vazão nula, ao longo de qualquer trecho de canal, por tempo indeterminado. Nesta situação, ainda deve-se atender a condição de descarga para usos difusos do ítem anterior (condição b).

Além da garantia de abastecimento dos usos difusos, a fixação deste N.A. mínimo minimorum é importante também como nível de referência para estabelecer outras condições de projeto nas seguintes estruturas:

- Definição da extensão da faixa de proteção, com rip-rap, do talude de montante das barragens até 1,50 m abaixo do N.A. mínimo minimorum previsto;
- Condições de dimensionamento do sifão previsto na saída das tubulações de recalque, com apenas uma grupo moto-bomba funcionando.

Os N.A. característicos, conforme anteriormente definidos, fixam as condições de contorno para as flutuações diárias normais do escoamento que serviram de base para fixar as condições de funcionamento dos canais.

4.9.2.2 Condições Emergenciais de Funcionamento

As seguintes situações poderão representar as chamadas condições emergenciais de operação, ou seja, aquelas esperadas serem de baixa frequência durante a vida útil das obras:

a) Parada brusca do sistema de bombeamento, devido à interrupção no fornecimento de energia elétrica, com a vazão bombeada sendo reduzida do seu valor máximo até zero, no intervalo de tempo de 1 (um) minuto

A borda-livre mínima adotada, que definiu a altura do canal revestido, deverá suportar os efeitos dos transitórios hidráulicos para esta condição mais severa de parada brusca. Para minimizar estes efeitos, foram previstas estruturas denominadas de câmara de carga (“forebays”), uma a montante e outra a jusante das estações de bombeamento.

b) Passagem da cheia de projeto

Entre duas EBs, são previstos reservatórios de compensação. A fixação das cotas de coroamento, tanto da barragem quanto do canal, dependem dos níveis d’água máximos a serem atingidos nesses reservatórios, por ocasião da ocorrência de chuvas excepcionais. As cheias afluentes aos reservatórios deverão ser laminadas nos reservatórios para a fixação do N.A. máximo maximorum de projeto.

Fixação do N.A. Máximo Maximorum – Critérios de Dimensionamento

Para a determinação do N.A. máximo maximorum, a laminação do hidrograma da cheia de projeto deverá se dar a partir do N.A. máximo normal de operação, com o sistema bombeando a máxima vazão de dimensionamento e com a crista do vertedouro coincidindo com a cota de revestimento fixada para a seção do canal situada imediatamente a montante, na entrada do reservatório.

Para fixação das condições de dimensionamento das estruturas, tanto ao longo dos canais quanto nas barragens, foram utilizados os hidrogramas de cheia de projeto, que referem-se às chuvas com período de retorno de 1.000 anos, considerando as características fisiográficas de cada bacia de drenagem envolvida.

- a) N.A. máximo maximorum nos reservatórios de compensação a jusante de EBs e nos de passagem

Nestes reservatórios, com estrutura de controle a pior situação emergencial refere-se à consideração da permanência da vazão máxima bombeada afluindo ao reservatório, acompanhada da ocorrência conjunta da chuva de 1.000 anos, admitindo-se que as comportas da estrutura de controle encontram-se impedidas de funcionar. Um vertedouro de emergência, na barragem, deverá ter largura suficiente para limitar a máxima lâmina d'água vertente em torno de 0,50 m, para não aumentar demasiadamente a cota de coroamento do canal a montante, acima da cota prevista para o canal revestido. O hidrograma da cheia de 1.000 anos, neste caso, corresponde apenas às contribuições afluentes da bacia do próprio reservatório de passagem.

- b) N.A. máximo maximorum nos reservatórios de compensação a montante de EBs sem estrutura de controle

A pior situação esperada para os níveis máximos nesses de compensação refere-se à condição incontrolável de haver uma queda no fornecimento de energia elétrica que venha a se prolongar por um período igual ou superior a 6,0 horas, quando as bombas de jusante deixam de auxiliar o sistema de descarga.

Em tal situação, considerando-se ainda a ocorrência simultânea da cheia de 1.000 anos. Para isso o sistema vertente deverá ser capaz de absorver esta condição de projeto, limitando a máxima lâmina d'água, também em torno de 0,50 m. Neste caso, o hidrograma afluente de projeto, além da cheia de 1.000 anos da própria bacia do reservatório de compensação, deve ainda considerar as defluências do reservatório localizado imediatamente a montante, também correspondentes à chuva de 1.000 anos ocorrendo simultaneamente em ambos os reservatórios (nesta condição, supõe-se que as comportas da estrutura de controle existente devam estar totalmente abertas no momento da interrupção

geral do fornecimento de energia elétrica ao sistema, repassando assim maior volume de água para jusante).

4.9.3 Dimensionamento de Canais

4.9.3.1 Seção Transversal do Canal

O critério básico para a definição das seções transversais dos canais, que serão revestidos com concreto, foi o de adotar bases mínimas construtivas que possibilitem o tráfego durante a construção de, no mínimo, um veículo.

Desse modo, no caso da máxima vazão de dimensionamento igual a 99 m³/s, os canais revestidos em concreto terão 6 metros de largura na base, possibilitando o tráfego em duplo sentido.

O Quadro 4.4 seguinte apresenta as características principais das seções transversais típicas dos canais revestidos empregados no projeto. Nos trechos sem revestimentos, foram dimensionados canais com paredes rugosas, escavados em rocha sem pré-splitting ou revestidos com enrocamento graúdo (n de Manning igual a até 0,050) dimensionados caso a caso.

4.9.3.2 Revestimento dos Canais

As observações e análises realizadas sobre a geologia das áreas a serem atravessadas mostraram a presença de planícies aluvionares, bacias sedimentares e embasamento cristalino (granitos, gnaisses, xistos).

Como critério básico, independentemente da característica geológica, os canais deverão sempre ter um revestimento em concreto, construído sobre uma manta impermeável, do tipo geomembrana.

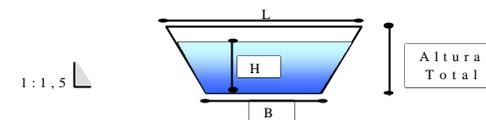
Em locais específicos como, por exemplo, junto à tomada d'água do rio São Francisco e nos trechos entre reservatórios de compensação e estações de bombeamento onde se constatar que são mínimos os riscos de perda d'água do canal para o terreno ou onde houver maiores riscos de ocorrência de subpressões capazes de levantar o revestimento impermeável, foram adotadas as seções simplesmente escavadas em rocha.

QUADRO 4.4
CARACTERÍSTICAS E DIMENSÕES DAS SEÇÕES TRANSVERSAIS DOS CANAIS

Canal escavado em solo - Canal escavado em rocha - Canal em aterro - solo

Condicionantes:

Manning (h) 0,015 *Revestimento em Concreto:*
Declividade 0,01%
Talude V:H 1,500
Borda Livre:
mínimo 0,4
estimado 10,0%



SEÇÃO CONSTRUTIVA

Base (B) m	Altura de Água (H) m	Perímetro Molhado (P) m	Seção Transversal (S) m ²	Raio Hidráulico (Rh) m	Velocidade (v) m/s	Vazão (Q) m ³ /s	Borda Livre Mínima m	Borda Livre USBR m	1,5 * v ² / 2g (m)	Altura Total m
TRECHO I										
6,00	4,99	23,99	67,29	2,80	1,33	89,22	0,55	0,65	0,13	5,70
6,00	5,25	24,93	72,84	2,92	1,36	99,26	0,58	0,67	0,14	6,00
TRECHO II										
3,00	2,12	10,64	13,10	1,23	0,77	10,03	0,40	0,33	0,04	2,60
4,00	4,22	19,22	43,59	2,27	1,15	50,18	0,46	0,56	0,10	4,80
6,00	4,99	23,99	67,29	2,80	1,33	89,22	0,55	0,65	0,13	5,70
TRECHO III										
4,00	4,22	19,22	43,59	2,27	1,15	50,18	0,46	0,56	0,10	4,80
6,00	4,74	23,09	62,14	2,69	1,29	80,15	0,52	0,64	0,13	5,40
TRECHO IV										
4,00	3,80	17,70	36,86	2,08	1,09	40,07	0,42	0,53	0,09	4,40
TRECHO V										
3,00	2,12	10,64	13,10	1,23	0,77	10,03	0,40	0,33	0,04	2,60
3,00	2,81	13,13	20,27	1,54	0,89	18,06	0,40	0,42	0,06	3,30
4,00	3,21	15,57	28,30	1,82	0,99	28,09	0,40	0,48	0,08	3,70
TRECHO VI										
3,00	2,12	10,64	13,10	1,23	0,77	10,03	0,40	0,33	0,04	2,60

4.9.3.3 *Borda-livre Revestida (normal)*

Preferencialmente, os canais foram projetados com altura constante, incluindo uma borda-livre mínima acima da profundidade normal do escoamento hidráulico. Os valores dessa borda-livre mínima seguiram os valores recomendados pelo “U.S. Bureau of Reclamation” para projetos de adução e irrigação no Brasil, calculados através da seguinte expressão:

$$H = 0,36 \cdot (\log Q) - 0,05 \quad (\text{para } 40 < Q < 100)$$

onde:

H = é a borda-livre, em metros

Q = é a vazão de dimensionamento, em m³/s .

No Quadro 4.4, estão indicados os valores de borda-livre e alturas mínimas da seção revestida, a serem obedecidos nos diversos trechos de canais do PTSF, conforme a sua vazão de dimensionamento.

A finalidade básica da borda-livre revestida é a de acomodar as flutuações normais e frequentes dos níveis d'água, tais como as ondas resultantes de mudanças de vazão, variações normais do nível d'água nos reservatórios e outros desequilíbrios temporários, nos diversos trechos intercalados de canais. É definida como a altura resultante da diferença de cotas entre o topo do revestimento do canal e o N.A. normal de projeto.

A verificação da borda-livre revestida foi feita para as condições normais de funcionamento do sistema. Os cálculos e dimensionamentos efetuados levaram em conta os efeitos dos fenômenos transitórios, simulados com a utilização de modelo hidrodinâmico computacional apropriado.

4.9.3.4 *Fixação da Cota de Coroamento dos Canais*

Sob condições caracterizadas como emergenciais (ocorrência de cheias ou paradas bruscas do sistema), conforme descrito em 4.9.2.2, admite-se que os níveis d'água ao longo dos canais possam ultrapassar os limites da altura fixada para o revestimento. Assim, foi prevista uma borda-livre adicional através de

muretas de concreto, para acomodar tais variações máximas de N.A., de forma a impedir que haja o galgamento do canal.

A cota de coroamento fixada para o canal atende às seguintes condições:

Condição 1

Durante paradas bruscas das estações de bombeamento, com a vazão sendo reduzida até zero em 1 (um) minuto, a diferença entre a cota do coroamento e o N.A. máximo ocasionado pelos transitórios hidráulicos, em qualquer seção do canal, não deverá ser inferior a 0,50 m.

Condição 2

Em condições normais de funcionamento, com a vazão máxima sendo bombeada, deve-se considerar a ocorrência da chuva de projeto (T=1.000 anos) nos reservatórios. A cota de coroamento do canal também deverá manter uma borda-livre adicional de 0,50 m em relação à linha d'água remansada, considerando-se o reservatório no N.A. máximo decorrente da passagem da cheia de projeto.

Condição 3

Esta condição refere-se ao efeito conjugado da passagem da cheia de projeto e de fenômenos transitórios decorrentes de paradas bruscas ou programadas. A partir do N.A. máximo maximorum, conforme também definido em 4.9.2.2, devem ser simulados os efeitos do remanso ao longo do canal, determinando-se a envoltória de N.A. máximos ao longo do canal. O canal deverá ser coroado, pelo menos, 0,30 m acima dessa linha d'água máxima remansada.

4.9.3.5 Considerações Finais Operacionais dos Canais

Para garantir os critérios de segurança adotados e proteger o revestimento de concreto do canal contra possíveis danos causados pelas pressões hidrostáticas sob o revestimento, dentro do possível, as variações máximas aceitáveis dos níveis d'água ao longo dos canais se situam dentro dos seguintes limites:

- variação máxima de 1,00 m no N.A. em qualquer período de 3 horas;

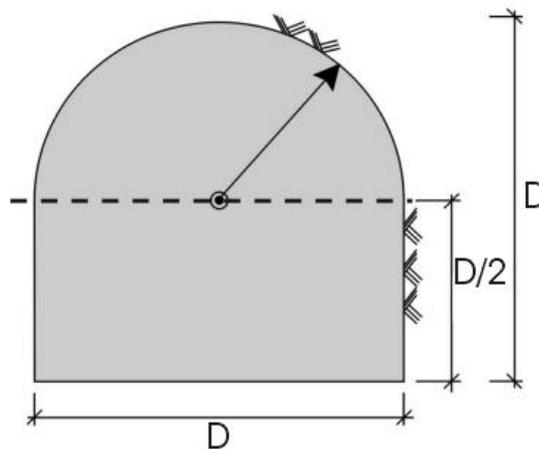
- variação máxima de 1,50 m no N.A. num período de 24 horas;
- frequência dos fenômenos oscilatórios com ocorrência de, no máximo, cinco ondas por hora;
- ausência de fenômenos de ondas de translação ou de frente abrupta.

4.9.4 Dimensionamento de Túneis

4.9.4.1 Seção Transversal

No dimensionamento das obras de adução, serão utilizados túneis escavados por métodos convencionais em seção arco retângulo.

A seção hidráulica transversal a ser utilizada tem as seguintes características geométricas:



4.9.4.2 Revestimento do Túnel

Na etapa dos Estudos de Viabilidade foram realizadas análises comparativas de custos de várias alternativas para a implantação dos túneis, das quais foi possível concluir que, nos locais onde as características geológicas da rocha escavada permitirem, a solução mais vantajosa é considerar a seção do túnel sem revestimento.

Para compensar o aumento da rugosidade, os túneis foram projetados com declividades maiores que as dos canais, resultando na redução das dimensões da seção transversal além de promover a auto-limpeza dos sedimentos devido ao aumento da velocidade do escoamento.

Porém, para facilitar os serviços de transporte do material escavado durante o período da execução, os túneis terão o piso revestido em concreto.

4.9.5 Dimensionamento de Aquedutos

Nos locais onde os canais de adução interceptam rios ou córregos cujas vazões de pico inviabilizam a implantação de bueiros ou galerias para drenagem, foram implantados aquedutos para adução das águas da transposição.

O traçado em planta dos aquedutos foi o mais retilíneo possível, de forma a minimizar os custos de implantação. Sua declividade é maior que a dos canais, possibilitando reduzir a seção transversal.

Sua seção típica é do tipo retangular, construídos em concreto, moldados “in loco” ou pré-moldados.

Os aquedutos foram projetados como canais escoando em superfície livre, obedecendo aos demais critérios pertinentes para este tipo de obra.

Conforme resultados obtidos na fase de estudos de viabilidade os aquedutos são previstos para construção em duas etapas.

4.9.6 Dimensionamento de Galerias

Em alguns trechos topográficos e hidrológicos mais desfavoráveis, foi necessária a implantação de galerias de concreto e que seguiram as mesmas diretrizes de projeto mencionadas para os aquedutos. A única diferença conceitual entre as galerias e os aquedutos é que estas últimas constituem-se em obras elevadas, enquanto as primeiras constituem-se em obras enterradas. Entretanto essas obras serão implantadas em uma única etapa.

4.9.7 Dimensionamento dos Barramentos e Estruturas Descarregadoras

As barragens, previstas nos locais de reservatórios de passagem ou de compensação, foram dimensionadas para atender os níveis característicos de projeto definidos em 4.9.2.

4.9.7.1 *Altura das Barragens*

A altura dos barramentos foi definida, visando atender os seguintes aspectos:

- Nenhum reservatório terá uma profundidade inferior à profundidade correspondente à altura normal do escoamento em regime permanente para a máxima vazão de dimensionamento;
- Adoção de uma altura mínima reservada a um volume morto, a partir da cota de fundo do reservatório, destinado ao acúmulo de materiais sólidos. A cota resultante dessa altura mínima deverá servir de base para instalação da tomada d'água para usos difusos em todos os reservatórios. Será adotada uma altura mínima de 5,0 m, acima do fundo do reservatório, para posicionamento da geratriz inferior do tubo de descarga;
- Consideração do N.A. máximo normal (conforme 3.9.2.1), decorrente dos transitórios hidráulicos causados pelas operações de paradas diárias;
- Determinação do N.A. máximo maximorum (conforme 3.9.2.2) nos reservatórios, com a cheia de 1.000 anos sendo laminada a partir do N.A. máximo normal;
- Consideração dos efeitos de ondas geradas pelos ventos em situação normal e de emergência.

4.9.7.2 *Fixação da Cota de Coroamento das Barragens*

Para a fixação da cota de coroamento das barragens, foi o maior valor resultante das seguintes considerações adicionais de ventos soprando sobre a superfície dos reservatórios:

$$\text{Cota de coroamento} = \text{N.A. máximo normal} + \Delta H_{120} \text{ (m)} + 0,30 \text{ m}$$

$$\text{Cota de coroamento} = \text{N.A. max.maximorum} + \Delta H_{80} \text{ (m)} + 0,30 \text{ m}$$

onde:

ΔH_{120} => efeito de *run-up* decorrente de um vento de 120 km/h

ΔH_{80} => efeito de *run-up* decorrente de um vento de 80 km/h

Os efeitos de *run-up* sobre o talude de montante dos barramentos, gerados pelas ondas de vento, foram determinados, com base no conhecido processo de Saville, adotando-se a altura de onda $H_2 = 1,4 \cdot H_S$, sendo:

H_S é a altura de onda significativa que pode ser ultrapassada durante 33% do tempo e H_2 é a altura de onda que pode ser ultrapassada durante apenas 2% do tempo.

4.9.7.3 Estruturas Quebra-ondas

As ondas geradas pelos ventos também poderiam afetar as condições de coroamento dos trechos de canais que desembocam nos reservatórios. Conforme definido em 4.9.3.4 (condição 3) este efeito de ondas nos canais foi desprezado, assumindo-se que foi possível adequar um ângulo de saída desses canais, de forma a minimizar o desenvolvimento do “fetch” efetivo, resultante dos ventos soprando frontalmente em direção ao canal.

4.9.7.4 Descarregadores/Vertedores

Todos os reservatórios foram providos de estruturas vertentes para atender situações de emergência. Os vertedouros destinam-se a atender as condições de segurança contra o galgamento das barragens e dos canais, durante eventos hidrometeorológicos excepcionais, conforme condições de projeto fixadas em 4.9.2.2.

Estes vertedouros de emergência são de soleira livre e possuem largura vertente capaz de limitar a máxima lâmina d'água em 0,50 m, minimizando a sobrelevação do N.A. máximo maximum e, conseqüentemente, a cota de coroamento das estruturas. A cota da crista da soleira foi posicionada na cota do topo do revestimento do canal situado imediatamente a montante. Para estes vertedouros, foi adotado um coeficiente de descarga igual $C=1,80$ ($\mu \cong 0,41$).

O projeto do canal de descarga dos descarregadores buscou um local topográfico adequado para a restituição das águas vertidas, preferencialmente buscando sempre um talvegue ou uma calha de drenagem natural que tenha capacidade de escoamento superior à vazão máxima descarregada pelo vertedouro.

A máxima sobrelevação do N.A. admissível nos reservatórios, fixada em 0,50 m, e considerando ainda uma folga fixada em 0,30 m, por conseguinte, implica que os canais necessitam ser coroados até 0,80 m acima da cota da altura de revestimento, adotando-se uma mureta de concreto para preservar condições de tráfego nas estradas de acesso, durante situações emergenciais (ver ítem 4.9.3.4).

Para as barragens, além dessa altura de 0,80 m, foram levado em conta também os efeitos de vento, conforme condições fixadas no item 4.9.7.2.

4.9.7.5 Estruturas de Controle de Vazões

Conforme já mencionado em 4.9.1, apenas os chamados reservatórios de passagem e os de compensação a jusante das Ebs dispõem de uma estrutura de controle de descargas, munidas de, no mínimo, duas comportas tipo segmento. O perfil vertente dessa estrutura foi devidamente dimensionado, de forma a buscar o melhor equilíbrio entre os volumes afluentes e efluentes nos diversos trechos do sistema de transposição, durante as operações programadas de parada diária, durante 3 horas, quando se prevê que estará funcionando normalmente, sempre com as comportas totalmente abertas.

Manobras de comporta nessa estrutura somente ocorrerão quando houver a necessidade de, por alguma razão, restringir a descarga de saída no reservatório. Durante períodos de manutenção dos canais, prevê-se que as comportas deverão ser totalmente fechadas, promovendo o ensecamento de trechos de canais a serem vistoriados. Durante os primeiros anos de operação do sistema, provavelmente a operação se dará com operação parcial das comportas, no sentido de manutenção dos níveis de projeto, principalmente dos níveis das tomadas de água para usos difusos previstas ao longo dos canais e garantias de manutenção de N.A. mínimos a jusante das EBs.

4.9.7.6 Tomadas d'água e Descargas de Fundo

Todos os reservatórios e barragens também dispõem de uma tomada d'água e um sistema de descarga para atender as seguintes finalidades básicas:

- Garantir a descarga igual a 2,0 m³/s para atendimento de usos difusos;

- Agilizar as operações de esvaziamento dos reservatórios por alguma necessidade operacional de rebaixamento total ou parcial dos níveis d'água normais.

O eixo da tomada d'água deverá ser posicionado cerca de 4,0 metros abaixo do N.A. mínimo minimum do reservatório, conforme definido em 4.9.2.1. O sistema de descarga deverá constar de uma tubulação de ferro fundido e válvula dispersora. Para garantir a descarga para usos difusos, a tubulação e válvula deverão ter um diâmetro 0,70 m.

DIÂMETRO DO TUBO (m)	CARGA MÍNIMA NECESSÁRIA (m)
0,70	3,82

Conforme definição do N.A. mínimo minimum descrita em 4.9.2.1, a garantia de funcionamento das estruturas de captação para uso difusos nos reservatórios de compensação a montante das EBs é dada pela fixação de uma altura mínima operacional de água igual a 3,0 m nas tomadas d'água das Ebs, enquanto nos reservatórios de compensação a jusante das EBs esta mesma garantia é assegurada pelo fechamento total ou parcial das comportas da estrutura de controle do fluxo, ou pelo próprio controle da crista da soleira vertente, de acordo com a altura fixada para essa estrutura em determinado trecho de canal do Sistema de Transposição.

4.9.8 Outras Estruturas

4.9.8.1 Medidores de Vazão

Foram previstas estruturas ou dispositivos de medição de vazão, ao longo do sistema de adução, em locais como:

- na saída dos reservatórios de passagem situados a jusante das EBs;
- a jusante das estruturas de partição de vazões; e
- nos pontos de entrega de água aos Estados.

Na saída dos reservatórios, preferencialmente, a medição de vazões será na própria estrutura de controle de vazões, com o conhecimento prévio da curva cota-descarga com as comportas total ou parcialmente abertas.

Ao longo dos canais, sempre que houver necessidade de estabelecer um ponto de medição de vazões, o mesmo poderá ser feito através da leitura dos níveis d'água e respectiva determinação das vazões através de uma curva cota-vazão previamente estabelecida. As curvas cota-vazões previamente estabelecidas pelo projeto poderão ser aferidas, durante a fase de enchimento e início de operação do canal, através da medição de velocidades e registro do desnível e declividade da linha d'água entre dois pontos do canal.

Nos pontos de entrega de vazão, seja na conexão com os sistemas estaduais, seja nas tomadas para usos difusos, também foram previstos instrumentos medidores ou outros dispositivos que possibilitem a determinação da descarga a ser derivada.

Os medidores de vazão adotados possuem equipamentos e acessórios que possibilitem, a qualquer tempo, a instalação de registradores e sensores para transmissão de dados de controle da operação.

4.9.8.2 *Estruturas de Controle e Seccionamento dos Canais*

Não estão previstas outras estruturas para seccionamento dos canais, exceto as estruturas de controle a serem instaladas nas saídas dos reservatórios de passagem e compensação a jusante das EBs, uma vez que o N.A. mínimo operacional foi convenientemente fixado de forma a garantir níveis apropriados nas estruturas típicas de captação para usos difusos, ao longo dos canais. Quando houver a necessidade de vistorias ou intervenções para manutenção do sistema, os reservatórios poderão ser esvaziados até os níveis necessários, com o auxílio das descargas de fundo previstas.

4.9.8.3 *Estruturas para Usos Difusos ao longo dos Canais*

Foi prevista a instalação de estruturas típicas de captação para usos difusos, ao longo dos canais para atender vazões de 100, 200 ou 500 l/s. As tomadas d'água dessas estruturas deverão estar localizadas em algum dos taludes do canal escavado ou em aterro.

Nos taludes em aterro, o sistema de captação se dará totalmente por gravidade, enquanto nos locais onde o canal for escavado, há um sistema de bombas para recalcar a respectiva vazão de projeto até a cota desejada. Na saída dos sistemas é prevista a instalação de válvulas e sistema de medição de vazão.

4.10 SISTEMAS DE RECALQUE

As EBs (Estações de Bombeamento) constituem-se no principal elo entre os diversos trechos dos canais de adução, que possibilitará a transposição das águas do rio São Francisco, permitindo vencer os desníveis topográficos previstos. Além dos grupos moto-bombas, as adutoras e respectivas câmaras de carga (“forebays”) também se constituem em importantes componentes desse sistema.

Juntamente com os reservatórios de compensação (localizados imediatamente a montante e a jusante de EBs), o sistema de recalque em cada EB foi dimensionado, observando as vazões e níveis d’água característicos de projeto, conforme já descritos anteriormente, de forma a proporcionar a operação hidráulica preconizada, tanto em condições normais como durante situações emergenciais de operação.

4.10.1 Estações de Bombeamento

As estações de bombeamento estão localizadas em regiões topográficas adequadas, onde o desnível entre os canais de montante e jusante é vencido na menor distância possível. O arranjo geral das casas de bombas foi mantido próximos aos locais já previamente definidos nos Estudos de Viabilidade.

A vazão de dimensionamento das EBs é aquela estabelecida no item 4.4 deste documento, devendo-se sempre prever uma bomba de reserva em cada estação.

4.10.2 Canais de Aproximação e de Saída

Os canais de aproximação e de saída, respectivamente a montante das tomadas d’água e a jusante das EBs, foram dimensionados para velocidades inferiores a 1,0 m/s, de modo a proporcionar um escoamento hidráulico adequado, no sentido de reduzir perdas de carga e minimizar efeitos de fenômenos oscilatórios. As

transições são suaves, buscando-se evitar a formação de cantos ou zonas mortas de escoamento.

4.10.3 Câmaras de Carga (“Forebays”)

Foram previstas câmaras de carga, adequadamente dimensionadas, de forma a atender os limites admitidos para a variação diária de níveis d'água, conforme estabelecidos no item 4.9.3.4.

4.10.4 Dimensionamento das Bombas

A potência das bombas foi dimensionada para vencer as alturas manométricas previstas em cada local, em qualquer situação de vazões e N.A. operacionais previstos.

O posicionamento do eixo dos grupos moto-bombas levou em conta principalmente os níveis d'água mínimos operacionais previstos, conforme definidos em 4.9.2.1, ou sejam:

- definição da altura de sucção nas tomadas d'águas, considerando-se apenas uma bomba funcionando, assumindo-se o N.A. mínimo minimorum de montante, decorrente da altura normal de escoamento em regime permanente para essa situação ($h=1,80$ m para EBs dimensionadas para $99 \text{ m}^3/\text{s}$ e $h = 1,70$ para EBs dimensionadas para $89 \text{ m}^3/\text{s}$); este deverá ser o N.A. limite para providenciar o desligamento automático das bombas;
- para definição das condições de funcionamento hidráulico no canal de restituição ou saída das bombas, foi considerado o N.A. mínimo minimorum de jusante (definido pela cota da soleira da estrutura de controle a jusante), ditado pela operação da estrutura de controle de vazões.

4.10.5 Adutoras de Recalque

As adutoras de recalque foram dimensionadas de acordo com os critérios mais detalhados, apresentados no item 7.5.8.

Basicamente, o dimensionamento levou em conta as pressões atuantes em regime permanente e em regime transitório decorrentes de paradas bruscas do

sistema de bombeamento, considerando as condições mais críticas dos níveis d'água ocorrentes a montante e a jusante das EBs. O diâmetro das tubulações foi definido, considerando critérios econômicos de instalação e operação, levando-se em conta a conveniência, de cada caso, em adotar-se adutoras de aço, concreto armado ou em túnel.

4.10.6 Usinas Hidrelétricas para Recuperação de Energia

Estão previstas as construções de usinas hidrelétricas em determinados locais do sistema de transposição, onde os índices econômicos indicaram sua viabilidade, no sentido de gerar receitas e, assim, compensar parte dos custos de bombeamento inerentes ao próprio sistema.

Entretanto, a longo do Trecho I, caracterizado como o trecho de subida para a transposição do divisor de águas entre a bacia do rio São Francisco e as bacias do Nordeste Setentrional, não estão previstas usinas hidrelétricas para recuperação de energia.

A primeira usina hidrelétrica prevista para atender tal finalidade, situa-se na saída do reservatório de Jati, já no início do denominado Trecho II.

4.10.7 Obra de Captação no rio São Francisco

Está prevista a construção de uma obra de captação no rio São Francisco, a estar localizada na região a montante da Ilha Assunção. As obras do emboque ou tomada d'água desta EB-1 (Estação de Bombeamento nº. 1) têm funcionamento adequado para as vazões mínimas do rio São Francisco. Foram considerados, ainda, os seguintes critérios de dimensionamento:

- velocidade máxima de 0,5 m/s no emboque, buscando evitar o carreamento de sedimentos;
- emboque da captação com aumento gradual de velocidades;
- velocidades no canal de adução da EB compatíveis com os solos de fundação;
- canal de aproximação escavado em rocha, sem revestimento, com taludes adequados ao tipo de rocha;
- consideração das campanhas de medições hidrossedimentométricas, para o projeto de obras específicas de proteção do emboque contra o assoreamento.

4.11 OBRAS DE DRENAGEM SUPERFICIAL

4.11.1 Introdução

O projeto das obras de drenagem pode ser subdividido em:

- drenagem da plataforma;
- drenagem de encostas, no caso de trechos em cortes;
- drenagem de proteção do pé do talude, em caso de aterros.

4.11.1.1 Drenagem da plataforma – Cortes

Nos trechos em corte, foram previstas canaletas em todos os pés de corte. Quando em solo, essas canaletas serão construídas em concreto, devendo conduzir as águas até a saída das respectivas bermas no terreno natural, onde estas serão encaminhadas para a drenagem natural.

Quando construídas em rocha, as canaletas poderão ser revestidas em concreto ou não. Nas bermas de manutenção, laterais ao canal da transposição a seção de escoamento poderá ocupar todo o leito da via de manutenção, limitando a altura de água em 0,25 m para garantir a passagem de veículos de manutenção.

Todas as drenagens foram projetadas e dimensionadas até atingirem o talvegue natural, de modo a evitar erosões no terreno e nas obras.

4.11.1.2 Drenagem da Plataforma – Aterros

Nas seções em aterro, a drenagem deverá coletar e afastar as águas pluviais precipitadas sobre a plataforma.

Nos trechos em que o aterro for constituído de maciço em solo ou enrocamento, a drenagem será executada através de inclinação transversal da plataforma, direcionando a água precipitada diretamente para os taludes externos. Para seções em solo, os taludes externos serão protegidos obrigatoriamente por uma camada de enrocamento segregado.

No pé dos taludes de aterro foram projetadas canaletas de drenagem captando todas as águas oriundas das obras e dos terrenos adjacentes e conduzindo-as até os talvegues naturais.

4.11.1.3 Drenagem de Encostas e do Pé do Aterro

No topo de cortes e pé de aterros, foi previsto um sistema de drenagem para interceptação das águas vindas das encostas e sua condução até as drenagens naturais no fundo dos vales.

Esta mesma drenagem será a responsável pela coleta das águas pluviais na plataforma e nas bermas. Sempre que possível este sistema de drenagem será integrado com a drenagem dos pés de aterro.

Quando foi necessário transferir águas de drenagem de um lado a outro do canal, foram projetadas estruturas para passagem da águas. Os tipos de obras utilizados são:

- bueiros tubulares;
- bueiros celulares;
- overchutes.

Quando as condições topográficas o permitiram, foram utilizados bueiros, simples, duplos ou triplos. Sempre que possível (vazões de menor magnitude) foram empregados tubulares, cujas dimensões padronizadas são:

- 0,80 m;
- 1,00 m;
- 1,20 m;
- 1,50 m.

Todos os bueiros são dotados de obras de emboque e restituição, que protejam os taludes de aterro e os canais naturais contra erosão. Nos locais onde a restituição não se deu nos talvegues naturais, as obras foram estendidas até estes últimos, para garantir os terrenos circundantes contra erosão.

No dimensionamento dos bueiros foram verificadas suas condições de funcionamento, ou seja, escoamento livre ou afogado, tubo curto ou longo, controle de vazão na entrada, e calculadas suas capacidades de vazão.

Quando as condições topográficas exigiram, a passagem de águas das drenagens naturais foi feita sobre os canais da transposição, com a construção de *overchutes*.

4.11.2 Vazões de Dimensionamento

As vazões de dimensionamento do sistema de drenagem foram obtidas através de parâmetros representativos de cada região por onde o canal se desenvolve, resultando em curvas que relacionam áreas das bacias de contribuição a vazões para recorrência 100 anos.

Os drenos, bueiros, sifões invertidos e *overchutes* serão dimensionados para chuvas com período de recorrência de 100 anos.

4.11.3 Metodologia Utilizada

4.11.3.1 Drenos

Os drenos superficiais foram projetados, de forma geral, com profundidade máxima de escavação não ultrapasse 4,00 m.

O dimensionamento hidráulico foi elaborado através da Equação de Manning considerando o escoamento em regime uniforme, com vazão calculada para o período de retorno $T=100$ anos e borda livre de acordo com o estabelecido pelo USBR. Os coeficientes de rugosidade adotados, as velocidades máximas admissíveis e as seções transversais típicas são apresentadas a seguir para as diversas configurações possíveis de drenos.

Coeficientes de rugosidade adotados

- Dreno em solo sem revestimenton = 0,025.
- Dreno revestido em concreto simples.....n = 0,018.

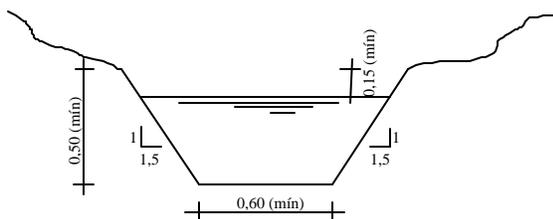
- Dreno escavado em solo de alteração (2ª categoria)n = 0,030.
- Dreno escavado em rocha (3ª categoria).....n = 0,035.

Velocidades máximas admissíveis

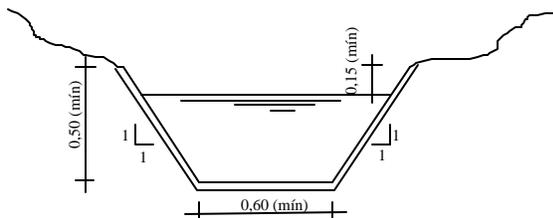
- Dreno em solo sem revestimentov = 0,70 m/s.
- Dreno em concreto e solo de alteração de rochav = 3,00 m/s.
- Dreno em rocha sã.....v = 4,50 m/s.

Seções transversais

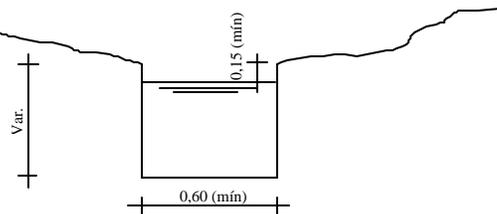
a) Dreno em solo sem revestimento



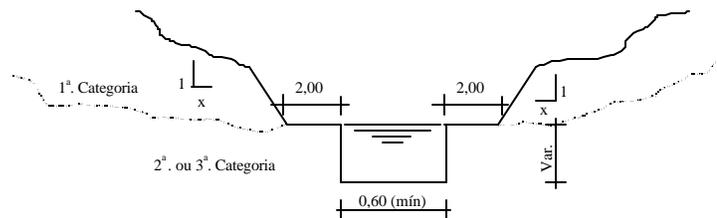
b) dreno escavado em solo com revestimento em concreto



c) Dreno escavado em rochas



d) Dreno escavado em solo e em rocha



A fim de garantir a estabilidade dos taludes do canal de transposição, assim como dos drenos, fixou-se que a distância mínima entre o “off-set” do canal de transposição (corte ou aterro) e a crista do corte do dreno será de 5,00 m.

Para adequar as condições de projeto do dreno com a superfície do terreno, poderão ser utilizados degraus verticais. Estes degraus serão projetados preferivelmente com altura de queda igual à lâmina d’água no dreno, limitando-se no máximo a 1,00 m.

As transições entre seções serão do tipo diedro (trecho com parede vertical / trecho com paredes inclinadas) com ângulo em relação ao eixo da obra (convergente ou divergente) igual a 30°.

4.11.3.2 Dimensionamento Hidráulico dos Bueiros

Considerações Preliminares

a) Bueiros Tubulares

- Utilizados quando o esforço sobre a geratriz superior das tubulações for inferior a carga mínima de ruptura do tubo, com coeficiente de segurança de 50%;
- Constituídos de tubos de concreto pré-moldados dotados de juntas estanques com gaxeta de borracha;
- Diâmetro mínimo de 1,00 m para facilitar a operação de limpeza, mesmo quando obstruídos por detritos e sedimentos, e diâmetro máximo de 1,20m;
- Quando são utilizados tubos múltiplos, será necessário um espaço livre de 0,60 m (no mínimo) entre os tubos, a fim de garantir espaço de serviço suficiente, em especial enquanto estiver sendo efetuada a compactação do solo sob o quarto inferior dos tubos;
- As transições de entrada e saída serão do tipo “diedro”, com uma face vertical e outra oblíqua no caso de transição para canal, com os muros alas proporcionando a formação de um ângulo da linha d’água com o eixo longitudinal da obra, de 25°;
- Perdas de carga nas transições de entrada e saídas:

Coeficientes de perda de carga localizada (k)

Entrada: 0,30

Saída: 0,50

- Nos aterros com mais de 6 metros de altura não serão utilizados bueiros tubulares, devendo-se lançar mão de bueiros celulares.

b) Bueiros Celulares

- Serão utilizados para vazões substanciais ou quando o volume do aterro acima do bueiro exclui o uso de tubos;
- Serão do tipo simples, duplos ou triplos;
- As galerias deverão ser construídas com juntas de dilatação com espaçamento definido no Projeto Estrutural;
- As dimensões das galerias deverão seguir a modulação apresentada a seguir:

B (m)	H (m)
1,00	1,50
1,50	1,50
1,50	2,00
2,00	1,50
2,00	2,00
2,50	2,00
2,50	2,50
3,00	2,00
3,00	2,50
3,00	3,00

Critérios de Dimensionamento Hidráulico

Os bueiros, tanto tubulares quanto celulares, foram dimensionados para vazão com período de retorno $T = 100$ anos, sendo a velocidade máxima no canal de restituição limitada em 2,00 m/s. O escoamento como conduto forçado será permitido, desde que o afofamento não ultrapasse 20% ou $1,2(H \text{ ou } D)$ da altura do tubo ou da galeria.

O dimensionamento foi efetuado empregando-se a Equação de Manning para ambos os casos (livre ou afogado) com coeficiente de rugosidade $n = 0,015$.

Para o cálculo das perdas localizadas foram utilizados os seguintes coeficientes:

Entrada..... $K = 0,5$

Saída $K = 1,0$

Detalhes Construtivos

Os bueiros possuirão grades metálicas na entrada e na saída, visando a prevenir o acesso de animais ou o carreamento de detritos para o interior dos condutos. O espaçamento entre as barras será de 15 cm.

Foram previstos septos (abas de vedação) ao longo dos condutos, com a finalidade de inibir a percolação d'água e evitar a formação de "piping". Foi adotada uma aba a cada 5 m com 1,50 m de largura ($y = 1,50$ m).

Para os casos de bueiros tubulares duplos ou triplos, o espaçamento mínimo entre os tubos deverá ser o recomendado pelo USBR ($\text{min} = 0,60$ m).

Foram previstas juntas "fungerband" nas mudanças de declividade, sendo que o espaçamento máximo entre juntas não deverá exceder a 30 m.

Todos os bueiros são dotados, na extremidade de jusante, de proteção em enrocamento dos canais de restituição.

4.11.3.3 Overchutes

Os overchutes foram projetados somente em seções de concreto armado com aproveitamento, sempre que possível, para passagem de pedestres nos períodos em que não há escoamento de água.

Foram dimensionados para a vazão com período de retorno $T = 100$ anos, e a borda livre calculada de acordo com o critério em função da vazão estabelecido pelo USBR:

Vazão (Q) (m ³ /s)	Borda Livre (m)
≤ 1	0,15
1 a 3	0,12log(Q)+0,15
3 a 10	0,23log(Q)+0,10
10 a 40	0,34log(Q)-0,01
40 a 600	0,36log(Q)-0,05

Nos locais onde necessário, a dissipação de energia na saída do overchute foi efetuada por meio de uma escada com inclinação compatível com o perfil topográfico do terreno (1:2, 1:3 ou 1:4). Em complementação à escada, foi projetada uma bacia de dissipação (sem dentes) com condições de garantir a boa formação do ressalto hidráulico.

Foram observadas as condições limites estabelecidas nos critérios para dimensionamento de bueiros, principalmente no que refere-se a restituição das vazões drenadas ao leito natural existente.

Nos casos em que a vazão de dimensionamento do overchute é menor que 0,5 m³/s foi usada calha de lançamento no canal ao invés de overchute.

As dimensões da seção transversal não foram padronizadas devido à grande variação das condições para a implantação deste tipo de obra.

Na definição das cotas de implantação dos overchutes, foi verificado o nível máximo maximorum do canal (considerar mureta).

4.11.3.4 Sifões Invertidos

Nos locais onde o canal de restituição da saída de um bueiro não se encerra dentro dos limites da faixa de domínio (100 m) ou nos casos onde a escavação dos drenos laterais ao canal ou o canal de restituição resultam em profundidades maiores que 4,00 m, foi prevista a implantação de um sifão invertido no sistema de drenagem.

Nos casos em que a vazão de dimensionamento é menor que 0,5 m³/s, foram estudadas soluções com drenos laterais elevados junto com o aterro do ponto baixo da bacia em questão, de forma a reduzir as dimensões do dreno.

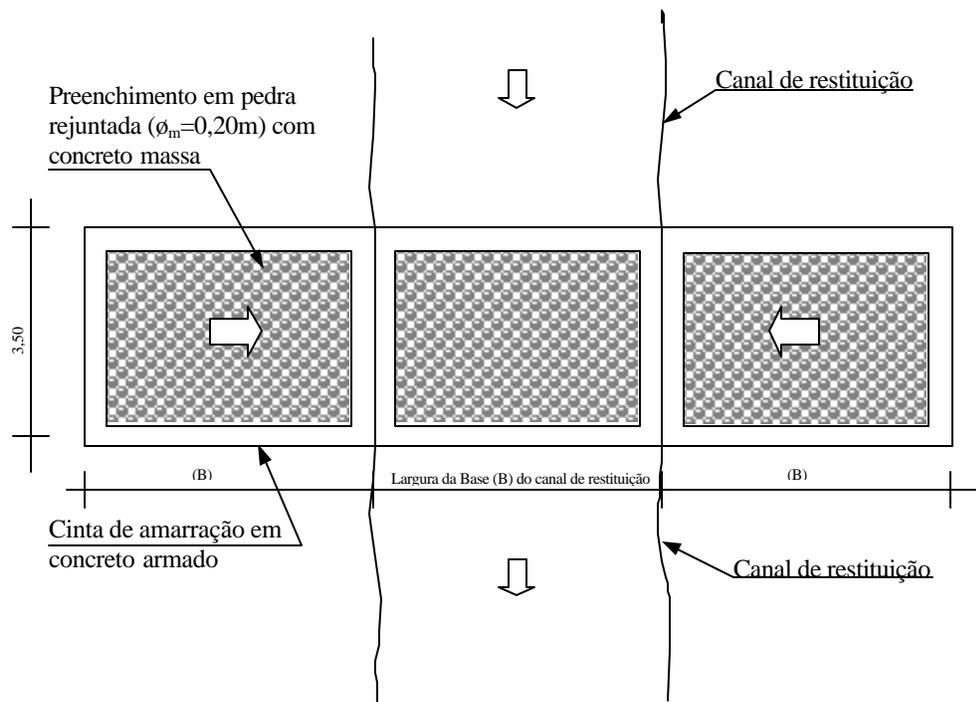
Os sifões foram projetados somente em seções de concreto armado, nas dimensões padronizadas para o projeto dos bueiros, mínimo B = 1,00, H = 1,50 m.

O dimensionamento hidráulico dos sifões depende das condições específicas de cada local, porém, foram observados os critérios estabelecidos no dimensionamento de bueiros funcionando como conduto forçado (vazões de dimensionamento, velocidades, cargas admissíveis, etc).

O projeto do sifão é constituído de duas câmaras de carga (montante e jusante), gradeamento grosseiro e dispositivo que permite a inspeção e limpeza das galerias.

4.11.3.5 Passagem Molhada

A transposição da estrada de serviço/manutenção pelas saídas de bueiros ou canais de restituição será feita através de uma passagem molhada constituída de uma cinta de amarração em concreto armado, preenchida com pedras ($\phi_m=20\text{ cm}$) rejuntada com concreto massa na proporção 50%.



5. CRITÉRIOS DE GEOLOGIA E GEOTECNIA

5.1 INTRODUÇÃO

Este item por objetivo apresentar os principais critérios de o dimensionamento das obras dos canais em corte e aterro, de fundações das estruturas principais, e de tratamento de taludes dos diversos dispositivos previstos para o Projeto Básico das obras do PTSF.

5.2 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS DE FUNDAÇÃO

Os materiais de fundação das estruturas principais foram classificados em três grupos distintos:

- Material de 1ª Categoria - materiais que possam ser escavados por equipamentos convencionais, como escavadeiras, trator de lâmina e “motoscrapers”.
- Material de 2ª Categoria - materiais constituídos por rocha decomposta, que possam ser escavados com o auxílio de tratores de esteiras munidos de escarificadores, e que não necessitem de emprego sistemático de “desmontes a fogo”.
- Material de 3ª Categoria - materiais que necessitem o emprego sistemático de “desmonte a fogo”, compreendendo rocha alterada dura a rocha sã. Incluem blocos de rocha com diâmetro superior a 1 m³.

a) Material de 1ª Categoria (solos)

Esses materiais compreendem os solos aluviais e coluviais, solos saprolíticos e de alteração de rocha.

As espessuras desses materiais foram definidas através de investigações de campo, mediante execução de mapeamentos superficiais, sondagens a trado e à percussão, e poços de inspeção.

Os parâmetros geotécnicos foram obtidos a partir de ensaios específicos desenvolvidos durante os estudos e/ou inferidos por correlações com solos

similares, bem como empregando dados obtidos na literatura técnica de obras na região da abrangência do empreendimento.

Independentemente dessas premissas foram respeitados os seguintes valores mínimos:

- Aluviões moles
 - Peso específico natural (seco).....12 kN/m³;
 - Coesão (in situ)10 kN/m²;
 - Ângulo de atrito (in situ)0°.
- Solos essencialmente arenosos
 - Peso específico natural (seco)16 kN/m³;
 - Coesão (in situ)0 kN/m²;
 - Ângulo de atrito (in situ).....28°.
- Solos essencialmente argilosos
 - Peso específico natural (seco).....14 kN/m³;
 - Coesão (in situ)10 kN/m²;
 - Ângulo de atrito (in situ)20°.

b) Material de 2ª categoria (rocha decomposta)

Esses materiais compreendem rocha decomposta mole e são usualmente escavados com escarificadores ou ponta de lâmina de tratores de esteiras.

São, em geral, constituídos por solos que apresentam uma granulometria bem distribuída, variando desde parcelas de material que passa na peneira 200, até blocos de rocha sã com dimensões de 30 cm.

Uma vez que a determinação das espessuras efetivas desses materiais é bastante dificultosa através de sondagens à percussão, poços de inspeção e sondagens rotativas, a quantificação desses horizontes foi feita com o auxílio de correlações dessas investigações com perfilagens sísmicas e/ou execução de trincheiras executadas com trator do tipo D8 munido de dente escarificador.

Quando não se dispunha desses dados foram adotados os valores indicados no Quadro 5.1.

QUADRO 5.1

ESPESSURA DE MATERIAL DE 2ª . CATEGORIA

DOMÍNIO GEOLÓGICO	ESPESSURA (m)
Granitos / Gnaisses	1,5
Xistos	2,0
Arenitos	5,0

Os parâmetros geotécnicos desses horizontes foram estimados em função das principais feições geológicas obtidas de mapeamentos de superfície, dos dados de outros projetos desenvolvidos na região, e de trabalhos apresentados na literatura técnica.

Foram adotados como valores mínimos os parâmetros indicados no Quadro 5.2.

QUADRO 5.2

**PARÂMETROS GEOTÉCNICOS MÍNIMOS “IN SITU”
DO MATERIAL DE 2ª . CATEGORIA**

DOMÍNIO GEOLÓGICO	PESO ESPECÍFICO NATURAL (SECO) (kN/m³)	COESÃO (kN/m²)	Æ (°)
Arenitos	20	0	30
Xistos	20	0	28
Granitos	22	0	32

c) Material de 3ª . Categoria (Rocha Alterada Dura a Sã)

Com relação aos maciços rochosos, as propriedades geomecânicas desses materiais foram definidas a partir de investigações de campo compreendendo sondagens rotativas, perfilagens sísmicas e mapeamentos detalhados de superfície. Assim, foram definidos coerência, grau de fraturamento, alteração, condutividade hidráulica e direções preferenciais de fraturamento.

Esses dados forneceram os elementos necessários para a definição dos tipos básicos de tratamento de fundação e dos taludes necessários às diversas obras previstas para o PTSF.

Quando não se dispunha de dados disponíveis que permitiram uma avaliação adequada das propriedades geomecânicas dos maciços geológicos, foram adotados parâmetros mínimos indicados no Quadro 5.3.

QUADRO 5.3

PARÂMETROS GEOMECÂNICOS MÍNIMOS DOS MACIÇOS ROCHOSOS

DOMÍNIO GEOLÓGICO	PESO ESPECÍFICO NATURAL (SECO) (kN/m ³)	COESÃO (kN/m ²)	Φ (°)
Arenitos	26,0	-	35°
Xistos	26,5	-	30°
Granitos	27,0	-	40°

5.3 CARACTERÍSTICAS DE MATERIAIS COMPACTADOS

Para a execução de aterros foram considerados o emprego tanto de solo (material de 1^a. categoria), como rocha decomposta (2^a. categoria) e rocha (3^a. categoria).

Procurou-se empregar na construção dos aterros os materiais obtidos nas escavações obrigatórias de canais, túneis e estações de bombeamento. Para efeito de balanceamento de volumes, foram empregados os fatores de empolamento apresentados no Quadro 5.4.

Com relação aos parâmetros geotécnicos dos diversos materiais compactados, foram adotados valores obtidos em ensaios específicos, ou a partir de dados de obras similares obtidos na literatura técnica respeitando os valores mínimos apresentados no Quadro 5.5.

QUADRO 5.4

FATORES DE EMPOLAMENTO

ATIVIDADE		FATOR DE EMPOLAMENTO
ORIGEM	DESTINO	
Escavação comum (1ª. categoria)	Aterro compactado	0,8
Escavação de material de 2ª. Categoria	Aterro compactado	1,0
Escavação de material da 2ª. Categoria	Saída do Sistema de Beneficiamento de 2ª. categoria	0,9
Saída do Sistema de Beneficiamento de 2ª. Categoria	Aterro compactado	1,0
Escavação em rocha (obrigatória ou pedreira)	Enrocamento compactado	1,4
Escavação comum	Bota-fora	1,0
Escavação de material de 2ª. Categoria	Bota-fora	1,2
Escavação de rocha obrigatória	Bota-fora	1,6
Escavação em jazida de areia	Transição Compactada	0,9
Escavação em jazida de cascalho	Transição Compactada	1,0
Pilha de Material Britado/Beneficiado	Transição Compactada	0,8
Escavação de areia em jazida	Pilha de Estoque	1,0

Nota: adotou-se uma perda de 10% de todo o volume de material escavado.

QUADRO 5.5

PARÂMETROS GEOTÉCNICOS MÍNIMOS DE MATERIAIS COMPACTADOS

MATERIAL	PESO ESPECÍFICO	COESÃO (kN/m ²)	ϕ (°)
Solo compactado	18	10	28
Areia compactada	20	0	30
Transição	20	0	35
Enrocamento compactado	22	0	40
Rocha decomposta compactada	20	0	35

5.4 TRATAMENTO DE FUNDAÇÃO E TALUDES

Os tratamentos de fundação foram definidos, caso a caso, para cada estrutura agregada ao PTSF. Em princípio, foram considerados os seguintes pontos:

a) Aterros Compactados

Para a implantação das obras foi considerada a remoção de todos os solos vegetais, aluviões e coluviões moles.

Quando foram encontrados solos expansíveis, estes só foram mantidos nas fundações das obras quando se certificou que as cargas a que eles estarão sujeitos sejam superiores às pressões de expansão.

Quando constatada a presença de solos dispersíveis, estes foram previstos para ser confinados por camadas de filtro apropriadas, a fim de se evitarem erosões indesejáveis.

b) Taludes em solo

A inclinação dos taludes escavados em solo foi definida através de análises de estabilidade, procurando considerar as particularidades geológico-geotécnicas ao longo dos traçados.

Em princípio, foram empregados taludes de 1V:1,5H, a menos que dados específicos obtidos nas investigações geológico-geotécnicas ou condicionamentos construtivos a exigirem taludes mais abatidos.

Os taludes finais de escavação em solo acima da seção molhada dos canais foram previstos para receber uma camada de proteção constituída por enrocamento segregado.

Em regiões onde ocorreram afloramentos de lençol freático, foram previstos dispositivos apropriados, como drenos horizontais profundos, a fim de se evitarem possíveis erosões regressivas e instabilizações dos taludes.

Junto ao topo dos taludes foram previstos sistemas de drenagem superficial, a fim de se impedir o afluxo de água da bacia contribuinte aos taludes escavados.

Foi previstos a implantação de bermas de 2 m de largura a cada 10 m de altura de escavação.

c) Taludes em material de 2ª categoria (saprolito)

As inclinações dos taludes em material de 2ª categoria acima das seções hidráulicas foram definidas através de análises de estabilidade específicas (superfícies circulares e/ou planares), procurando levar em consideração as particularidades dos maciços atravessados pelos canais.

Foram empregados taludes com inclinação superior a 1V:0,5H, a menos que dados específicos obtidos nas investigações geológico-geotécnicas indicaram planos preferenciais de instabilizações, condicionando a inclinação final.

Para drenagem superficial, foram considerados os mesmos procedimentos já previstos para taludes em solo.

Foram ainda previstas proteções localizadas, como a implantação de cortinas atirantadas, telas de contenção de blocos, drenagens profundas (DHP), e outros dispositivos, para solucionar particularidades pontuais.

d) Taludes de rocha

Os taludes de rocha são a fraturada acima da seção hidráulica foram fixados, com inclinação de 1V:0,5H, para todos os domínios geológicos atravessados pelos canais.

Eventualmente, em pontos específicos, quando as informações geológico-geotécnicas indicaram condições desfavoráveis, esta inclinação foi ajustada através de análise de estabilidade.

Para escavação dos taludes foram previstas bermas de 1 m de largura, a cada 10 m.

Os tratamentos que foram considerados no projeto compreenderam a instalação esporádica de tirantes e a aplicação de concreto projetado com fibras metálicas, obedecendo aos valores apresentados no Quadro 5.6, adotando uma verba correspondente a 5% do custo de escavação.

QUADRO 5.6

TRATAMENTO PREVISTO NOS TÚNEIS

CLASSE DO MACIÇO	TIPO DE TRATAMENTO
I	<ul style="list-style-type: none"> • Escavação em rocha com e sem regularização do piso em concreto (CCR)
II	<ul style="list-style-type: none"> • Escavação em rocha • Tirantes de 3,0 m (10 t) esporádicos • 1/m para diâmetros $\leq 4,0$ m • 2/m para diâmetros $4 \leq D \leq 7,0$ m • 3/m para diâmetros $D > 7,0$ m
III	<ul style="list-style-type: none"> • Escavação em rocha • Tirantes de 3,0 m (10 t) sistemáticos (malha 1,5 x 1,5 m) • Concreto projetado com fibras metálicas na abóbada e paredes (L = 0,03 m) • Consumo de fibras metálicas no concreto projetado – 40 kg/m³
IV	<ul style="list-style-type: none"> • Escavação em rocha • Tirantes sistemáticos de 3,0 m (10 t) (malha 1,5 x 1,5 m) • Concreto projetado com fibras metálicas na abóbada e paredes (L = 0,05 m) • Concreto projetado de revestimento final com fibras metálicas, espessura 0,15 m • Consumo de fibras metálicas no concreto projetado – 40 kg/m³
V	<ul style="list-style-type: none"> • Escavação em solo (NATM) • Cambotas metálicas de 6" a cada metro • Concreto projetado com fibras metálicas (L = 0,15 m) entre cambotas • Concreto projetado de revestimento final (com fibras metálicas) L = 0,20 m

e) Fundações de Estruturas Principais

Para as estruturas de barramentos, estações de bombeamentos, controle e derivação de vazões, foram considerados tratamentos específicos para cada caso em questão.

- Estações de bombeamento

Devido ao porte das obras previstas, as estações de bombeamento do PTSF foram previstas para serem implantadas sobre o maciço rochoso, procurando remover materiais e blocos soltos existentes na fundação. Foi considerada a limpeza com jatos de água e ar comprimido após as escavações obrigatórias.

Sempre que necessária, foi prevista drenagem de fundação para controlar subpressões indesejáveis.

- Barramentos e estruturas de controle e derivação

Para estruturas de concreto de barramentos e de controle e derivação de água, foram considerados os mesmos critérios definidos para as estações de bombeamento.

Para barragens de enrocamento e/ou terra, previu-se a escavação de camadas de materiais inconsolidados e permeáveis. Caso as camadas de solo e ou rocha alterada apresentem espessuras elevadas e em qualidade que possam gerar perdas significativas de água, foram previstas trincheiras de vedação com largura mínima na base de 4,0 m.

Outros dispositivos, como drenos de pé, poços de alívio, injeções de consolidação, etc., foram empregados em função da avaliação das investigações geológico-geotécnicas desenvolvidas.

- Túneis

Tratamento conforme os critérios apresentados no Quadro 5.6.

- Outros dispositivos

Para fundação de aquedutos, blocos de ancoragem, estruturas de dissipação e outros dispositivos, foram previstos tratamentos específicos caso a caso, em função das investigações geológico-geotécnicas e/ou de mapeamentos de campo.

5.5 MACIÇOS DE ATERROS COMPACTADOS

Os maciços de aterros em solo e enrocamento dos canais foram previstos para serem construídos preferencialmente com materiais provenientes das escavações obrigatórias.

Procurou-se sempre que possível, a implantação de seções homogêneas de solo ou enrocamento compactado. Nos casos em que não houve predominância de um material sobre o outro (inferior a 70% de solo e 30% de enrocamento, ou vice-versa), foram ser previstos zoneamentos das seções de modo a que os solos sejam colocados na parte central dos aterros, próximos à seção de escoamento, enquanto os enrocamentos formando os espaldares externos dos maciços compactados.

Para seções homogêneas em solo, previu-se que os taludes externos dos aterros sejam protegidos com enrocamento segregado. Para seções em enrocamento, o processo construtivo deverá prever que os blocos de rocha de maiores dimensões sejam posicionados junto aos taludes externos.

Em seções zoneadas, foi prevista pelo menos uma camada de transição entre o solo e o enrocamento.

Não foi permitido o emprego de solos expansivos próximo à camada de revestimento dos canais de adução, a fim de se evitarem possíveis danos ao concreto, caso ocorram infiltrações indesejáveis de água no maciço compactado.

Os taludes externos dos aterros apresentaram inclinação de 1V:1,5H.

Para aterros em solo compactado com alturas superiores a 15 m, foram previstas bermas de 3 m de largura.

A crista dos aterros junto ao topo dos taludes da seção de escoamento foram previstos para apresentar largura de 3,5 m e declividade transversal de 2%, com caimento para a parte externa da seção.

5.6 SEÇÕES DE ESCOAMENTO DOS CANAIS

5.6.1 Seções em Escavação em Solo

Para locais onde foram implantadas seções hidráulicas, através da escavação em solo, os taludes apresentaram inclinação de 1V:1,5H.

A superfície final do canal foi prevista para apresentar uma geomembrana de PEAD de 1 mm, com texturização em ambas as faces ou de PVC acoplada a geotêxtil não tecido e uma camada de concreto de proteção de no mínimo 15 MPa, com espessura mínima de 5 cm nos taludes e 7 cm na base.

A camada de concreto foi prevista para apresentar juntas induzidas de contração, espaçadas a cada 3 m, e juntas induzidas de dilatação de 2 cm, espaçadas a cada 15 m. Estas últimas foram previstos para ser preenchidas com espaçadores de isopor.

Sob a geomembrana, foram previstos sistemas de drenagem para se evitarem subpressões indesejáveis sobre o revestimento da seção. Estes sistemas foram projetados para ser implantados longitudinalmente aos canais, sendo periodicamente descarregados para fora do canal, nas seções em aterro.

5.6.2 Seções Escavadas em Material de 2ª Categoria

Os canais implantados em material de 2ª categoria (saprolitos) foram previstos para apresentar inclinação de 1V:1,5H.

O revestimento da seção foi projetado para ser feito com uma geomembrana e uma camada de concreto, de forma similar à descrita no item 5.6.1.

Para a implantação da geomembrana e da camada de concreto, foi prevista a regularização da superfície escavada dos taludes com concreto poroso, de forma a se obter uma superfície regular para implantação da geomembrana, ou a aplicação de uma camada de regularização de pedrisco na base.

Foram também previstos sistemas de drenagem sob a geomembrana, de forma similar à descrita no item 5.6.1.

5.6.3 Seções Escavadas em Rocha

Os canais implantados em maciço rochoso foram previstos para apresentar inclinação de 1V:1,5H.

O revestimento final da seção foi projetado com uma geomembrana e uma camada de concreto, de forma similar à descrita no item 5.6.1.

- Para a implantação da geomembrana e da camada de concreto, considerou-se a execução de pré-fissuramento ou “smooth blasting” para minimizar o “overbreak” dos taludes, e posterior regularização da superfície dos taludes escavadas com concreto poroso, e pedrisco na base, sendo na seqüência implantado o revestimento final de geomembrana e a camada de concreto ou geotêxtil não tecido.

Foram previstos também sistemas de drenagem sob a geomembrana de PEAD, de forma similar à descrita no item 5.6.1.

5.6.4 Seções sobre Aterro Compactado

Para canais apoiados sobre aterros de solo e/ou saprolitos compactados, o revestimento foi previsto para ser aplicado diretamente sobre o maciço compactado, procedendo a remoção da camada superficial de solos soltos. Para a implantação do sistema de revestimento foi previsto a implantação de drenos de areia e/ou pedrisco em faixas de 0,5 m e espaçados a cada 4,00 m, nos taludes e na base do canal.

O revestimento foi projetado para ser constituído por uma geomembrana e uma camada de concreto, com as características indicadas no item 5.6.1.

5.7 TÚNEIS

Os túneis foram previstos para serem executados mediante a escavação convencional, sendo “Drilling and Blasting” (DB) para maciços rochosos e NATM para maciços de rocha alterada e/ou solo.

A seção adotada nos estudos consistiu na forma arco-retângulo com base igual à altura, apresentando raio da abóbada igual à metade da altura total do túnel.

Para túneis implantados em rocha serão adotados 4 tipos de tratamento de suas paredes e abóbadas, enquanto para o solo foi adotado um único tipo de tratamento, conforme apresentado no Quadro 5.6.

Para túneis em solo que apresentarem condições desfavoráveis de escavação, devido à presença de lençol freático, previu-se a adoção de sistemas de rebaixamento englobando ponteiros drenantes, poços de bombeamento e, principalmente, drenos horizontais profundos.

Para os portais foram analisadas as condições geológico-geotécnicas de cada local, para definir os principais tratamentos a serem previstos.

Foram considerados aspectos como presença de corpos de tálus, foliações desfavoráveis do maciço e grau de fraturamento do maciço rochoso. As soluções de tratamento consistiram da utilização, entre outros dispositivos chumbadores, de tirantes isolados e/ou cortinas atirantadas, além de sistemas de rebaixamento do lençol freático adequado aos locais.

5.8 BARRAGENS, DIQUES E ENSECADEIRAS

5.8.1 Análises de Estabilidade

As análises de estabilidade dos maciços de barragens, diques e ensecadeiras foram processadas pelo método do equilíbrio limite, considerando-se superfície de escorregamento cilíndrica ou plana, dependendo das condições geométricas e geotécnicas da estrutura e da fundação.

As análises foram processadas para as condições de final de construção e de funcionamento, com o reservatório e ou canais em aterro em seu nível máximo maximorum. Somente foram realizadas análises estáticas.

Os coeficientes de segurança mínimos adotados nas análises foram (FS):

Condição	FS
Funcionamento	1,5
Final de construção	1,3
Rebaixamento rápido.....	1,1

5.8.2 Análises de Percolação

As análises de percolação foram realizadas através do emprego de “softwares” que empregam o método dos elementos finitos. Os resultados dessas análises foram utilizados para o dimensionamento do sistema de drenagem interna das barragens, diques e revestimentos de canais de adução. Os coeficientes de segurança foram aplicados diretamente em cada coeficiente de permeabilidade, sendo adotados valores de acordo com a variabilidade de cada parâmetro envolvido e estudado caso a caso.

6. ESTRUTURA DE CONCRETO

6.1 INTRODUÇÃO

6.1.1 Objetivo

Este item tem por objetivo apresentar os principais critérios utilizados os critérios para a elaboração do **Projeto Básico** estrutural de transposição de águas do rio São Francisco para o nordeste setentrional, e procuram, de modo geral, satisfazer aos padrões internacionais de segurança e aproveitar a experiência acumulada em obras similares.

Este documento pretende normalizar, em linhas gerais, os seguintes cálculos pertinentes ao projeto estrutural:

- Análises de estabilidade
- Análises de tensões
- Dimensionamento dos elementos estruturais
- Verificações especiais, particularmente as relativas aos estados limites de utilização

6.1.2 Estruturas a Analisar

Os critérios abrangem as seguintes principais estruturas:

- Barragens
- Vertedouros

- Tomadas D'água
- Estações de bombeamento
- Estruturas de controle
- Canais
- Túneis
- Subestações
- Aquedutos
- Bueiros
- Overchutes
- Passagens
- Pontes

6.1.3 Critérios Básicos

A principal meta do Projeto é ensejar ao Empreendimento condições de otimização de custos e de prazos.

Os critérios de projeto aqui apresentados visam, mediante as diretrizes e os valores estabelecidos, à garantia da segurança da obra, durante as fases de construção e de operação das estruturas, à eficiência e à confiabilidade operacional.

As verificações de estabilidade quanto ao deslizamento, tombamento e flutuação das estruturas foram feitas nos planos da fundação, nos de eventuais descontinuidades geológicas e em outras superfícies potencialmente instáveis, a fim de comprovar a estabilidade das estruturas dentro dos critérios de segurança adotados.

As análises de tensões foram feitas nos planos de fundação e em alguns planos intermediários dos maciços, pelo método clássico de cálculo. Os resultados foram, sempre que necessário, suplementados por estudos efetuados em modelos matemáticos estruturais, o que vale também para as análises de estabilidade.

O dimensionamento de peças de concreto estrutural foi feito pelo método dos estados limites últimos, seguido de verificações dos estados limites de utilização, onde as tensões de serviço são determinadas com as hipóteses do estágio II.

6.1.4 Normas e Entidades Normalizadoras

Os presentes Critérios não pretendem ser auto-suficientes, nem sobrepujar as normas oficiais. Basicamente, é o Projeto Básico norteado pelas normas e especificações da ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas, particularmente pela NBR 6118 em relação aos elementos de concreto armado.

Estes critérios visam apenas suplementar as normas brasileiras quando elas forem insuficientes para a resolução de problemas específicos, valendo-se para isto de parâmetros e hipóteses de cálculo universalmente aceitos, que se encontram em normas e publicações editadas por entidades de renome internacional.

6.2 CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

6.2.1 Concreto

O concreto a ser utilizado nas diversas estruturas da transposição é dividido em classes, de acordo com o diâmetro máximo do agregado e a resistência a ser atingida na idade especificada. A tabela 6.1 classifica os concretos previstos.

6.2.2 Aço para concreto armado

As barras de aço para concreto armado obedecerão à especificação brasileira (NBR-7480). Recomenda-se a uso exclusivo de barras nervuradas, com coeficiente de conformação superficial $\eta_b > 1,5$, de aço da categoria CA-50, de preferência de classe A.

TABELA 6.1
CLASSES DE CONCRETO

CLASSE DO CONCRETO	USO GERAL	fck (Mpa) 28 dias
A	Concreto Estrutural	15
B		25
C	Concreto compactado com rolo (CCR)	7
D	Concreto massa	10
E	Concreto projetado	20-25
F	Concreto protendido	30

Nota: A escolha do tamanho máximo do agregado será feita com base na dimensão da peça, espaçamento das barras da armadura e na dificuldade do lançamento.

6.2.3 Aço para concreto protendido

Barras e cabos de aço para concreto protendido obedecerão às especificações das Normas Brasileiras NBR-7482 e NBR-7483.

6.2.4 Aço Estrutural

O projeto das estruturas de aço e peças metálicas obedeceram às especificações aplicáveis da ABNT e da DIN ou AISC.

6.3 CARGAS DE PROJETO

6.3.1 Cargas Permanentes

As cargas permanentes, devidas ao peso próprio, foram calculadas com base nos pesos específicos indicados na tabela 6.2 a seguir.

TABELA 6.2
PESO ESPECÍFICO DOS MATERIAIS

MATERIAL	PESO ESPECÍFICO (kN/m³)
CONCRETO SEM ARMADURA	23 – 25
CONCRETO ARMADO	24 – 25
AÇO	78,5

6.3.2 Cargas Hidrostáticas Externas

As cargas hidrostáticas externas foram aplicadas de acordo com os níveis d'água indicados em documentos específicos, segundo um diagrama triangular.

6.3.3 Subpressões e Pressões Neutras

- **Geral**

Os efeitos da água de percolação nas estruturas de concreto, em sua fundação e no contato concreto-rocha, foram levados em conta nas análises de estabilidade de tensões, com base nos diagramas de subpressão empregados na prática corrente.

- **Diagrama de Subpressão no Interior das Estruturas de Concreto**

Foi considerado atuando em toda a espessura da estrutura. A linha piezométrica varia linearmente entre os valores das extremidades, iguais aos níveis d'água de montante e jusante.

- **Diagrama de Subpressão no Contato Concreto-Rocha e na Fundação (Caso sem Drenos ou Drenos Inoperantes)**

Foi considerado igual ao mencionado no item anterior.

- **Diagrama de Subpressão no Contato Concreto-Rocha e na Fundação (Caso com Drenos operantes)**

O diagrama de subpressão apresentou, em geral, variação linear da linha piezométrica, desde um valor correspondente ao nível d'água de montante, na extremidade montante, até a linha de drenos, onde o valor será igual ao nível d'água de jusante acrescido de um terço da diferença entre os níveis d'água de montante e jusante. Daí, varia linearmente até a extremidade de jusante, onde o valor será correspondente ao nível d'água de jusante.

6.3.4 Sobrecargas

6.3.4.1 *Sobrecargas Uniformemente Distribuídas*

Foi considerada uma sobrecarga uniformemente distribuída, não inferior a 5 kN/m² (500 kgf/cm²) para pisos, e 2,5 kN/m² (250 kgf/m²) para coberturas que estejam sujeitas a inspeção e cargas de equipamentos leves.

Foram também adotados os valores da NBR-6120 nos casos aplicáveis.

As sobrecargas uniformemente distribuídas, apresentadas a seguir, constituem diretrizes básicas para o projeto, representando valores mínimos a serem considerados.

a) **Geral**

- Galerias de cabos..... 10 kN/m²
- Sala dos Painéis..... 15 kN/m²
- Sala de Controle 10 kN/m²
- Galerias de acesso..... 10 kN/m²
- Galerias de equipamentos elétricos e mecânicos 15 kN/m²
- Escritórios..... 5 kN/m²
- Escadas não especiais..... 5 kN/m²
- Tampas e escotilhas sem carregamento especificado:
 - No interior: 2,5 kN/m²
 - No exterior: 2,5 kN/m² (sem tráfego de veículos)
Trem tipo 36 (com tráfego de veículos)
- Guarda-corpos e balaústres aplicados no topo..... 0,8 kN/m (hor.)

b) **Estação de Bombeamento**

- Piso das Bombas 15 kN/m²
- Área de Montagem..... 30 kN/m²

c) **Casa de Força**

- Piso dos Geradores 25 kN/m²

- Piso das turbinas 15 kN/m²
- Áreas de montagem..... 40 kN/m²

Nota: Para dimensionamento de vigas e pilares, as sobrecargas serão diminuídas em 20% para pisos com área superior a 30 m².

6.3.4.2 Sobrecargas Concentradas Devidas a Equipamentos

Foram verificada a necessidade de acrescentar cargas adicionais concentradas, provenientes de equipamentos mais pesados não cobertos pela sobrecarga distribuída do item anterior. Na estimativa dessas cargas, foram consideradas as condições de instalação, montagem e manutenção, bem como os eventuais efeitos de vibração e impacto.

Na área ocupada por equipamento pesado, não houve superposição com a carga distribuída do item anterior, sendo estudado qual o caso mais desfavorável.

6.3.4.3 Pórticos e Pontes Rolantes

a) Carga Estática Máxima

Na determinação da condição mais desfavorável de carregamento, foi feita a combinação do peso próprio com a capacidade nominal de levantamento de carga, devendo esta última ser considerada como aplicada na posição lateral mais extrema possível, a fim de maximizar a reação nas rodas. A posição do pórtico rolante sobre a estrutura foi estudada de modo a produzir as solicitações mais desfavoráveis possíveis.

b) Cargas Dinâmicas

Foram consideradas as seguintes cargas dinâmicas:

- Carga de impacto vertical, calculada como sendo 25% da carga máxima nas rodas.
- Força transversal horizontal (oscilação), calculada como 20% da resultante da combinação do peso próprio do carrinho com a capacidade nominal de levantamento aplicada e distribuída no topo dos trilhos, em ambas as direções.

- Força longitudinal horizontal (frenagem), calculada como 10% da estática máxima nas rodas, aplicadas no topo dos trilhos. As forças longitudinal e transversal não serão combinadas simultaneamente.

c) Cargas Móveis

Para todas as estruturas sujeitas ao tráfego de veículos, foram consideradas as combinações mais desfavoráveis de cargas prescritas nas normas brasileiras NBR-7187 e NBR-7188 para rodovias de classe I e, também, os carregamentos mais desfavoráveis de construção e montagem.

d) Outras Cargas

Foram consideradas, para cada fase de construção, cargas temporárias atuando sobre as estruturas.

Foram previstos guindastes móveis sobre esteiras para auxiliar nas operações de montagem, durante a construção. Foram também previstas cargas resultantes do peso próprio e da operação e manutenção de equipamentos permanentes.

As cargas dos caminhões e dos guindastes móveis foram aumentadas de 20%, no mínimo, para consideração do impacto.

As cargas de equipamentos de construção não foram aplicadas simultaneamente com as do pórtico rolante (superposição na mesma área).

6.3.5 Cargas de Assoreamento

Quando os dados de sedimentometria mostraram a probabilidade de deposição de sedimentos no fundo do reservatório, junto ao pé de montante do barramento, adotou-se o critério a seguir para determinação do empuxo resultante.

A pressão horizontal de assoreamento foi considerada atuando sobre 10% da altura da seção estrutural analisada. O cálculo, para determinar a componente horizontal da carga de assoreamento, foi feito através da fórmula de Rankine, desprezando-se a coesão:

$$P_s = \frac{1}{2} g (hs)^2 \frac{1 - \operatorname{sen} f}{1 + \operatorname{sen} f}$$

onde:

P_s = força horizontal de assoreamento kN/m (tf/m)

γ = peso específico do sedimento 9,5 kN/m³ ou
(0,95 tf/m³, submerso)

h_s = altura de cálculo, igual a 0,1 H

\emptyset = ângulo de atrito interno, admitindo igual a 23°

H = altura de água

6.3.6 Empuxos Estáticos de Terra e de Enrocamento

Empuxos estáticos ativos de terra e enrocamento foram calculados utilizando-se a teoria de Coulomb para terraplenos homogêneos com talude uniforme, e o método gráfico de Cullman para taludes irregulares ou com sobrecargas não uniformes.

Não foi considerada a coesão no cálculo do empuxo.

O valor do empuxo estático é dado por:

$$E_t = \frac{1}{2} g \cdot B \cdot h^2 \cdot K$$

sendo:

g = peso específico do material

B = largura

h = altura

K = coef. de empuxo

Em geral serão utilizados, nos cálculos, empuxo em repouso para muros rígidos tipo gravidade, com fundação em rocha, e empuxo ativo para muros esbeltos ou muros com fundação em solo.

6.3.7 Cargas de Vento

Para as cargas de vento, aplicou-se o disposto na NBR-6123 suplementada, sempre que necessário, por outras normas autorizadas. Em qualquer caso, porém, estas cargas não foram consideradas inferiores a 1,25 kN/m².

6.3.8 Cargas Sísmicas

Nas análises de estabilidade e de tensões das estruturas de concreto massa ou CCR, foi prevista a ocorrência momentânea de abalos sísmicos, provocando esforços adicionais nessas estruturas, adotando-se para sua aceleração o valor 0,05 g (g = aceleração da gravidade), para as Condições de Carregamento Limites (vide item 6.4.4).

Pelo fato de a área de projeto situar-se em zona de baixa sismicidade, a consideração da carga sísmica foi feita de maneira simplificada. Não foram considerados efeitos sísmicos no dimensionamento das estruturas de concreto armado e nas obras de terra e enrocamento.

- **Efeito do Sismo na Massa de Concreto da Estrutura**

a) esforço horizontal $F_{hs} = 0,05 P_c$

b) esforço vertical..... $F_{vs} = \pm 0,05 P_c$

ambos os esforços atuando simultaneamente.

- **Efeito do Sismo na Massa de Rocha Subjacente**

a) esforço horizontal $F_{hs} = 0,05 P_r$

b) esforço vertical..... $F_{vs} = - 0,05 P_r$

- **Esforços Hidrodinâmicos**

Foi considerada apenas a componente horizontal do esforço hidrodinâmico da massa d'água de montante, provocado pela aceleração horizontal. Esse esforço foi ser calculado pela fórmula de Zanger e ábacos correspondentes.

As subpressões atuantes na estrutura e fundação não foram majoradas pelos sismos.

6.3.9 Cargas Hidrodinâmicas

a) Transientes Hidráulicos

Cargas devidas ao fechamento ou abertura de comportas ou válvulas e à partida ou parada de turbinas e bombas foram obtidas pela análise de transientes hidráulicos.

A sobrelevação de pressão hidrostática nos condutos forçados foi admitida como 30% da altura hidrostática máxima na entrada da caixa espiral, decrescendo linearmente ao longo da projeção horizontal do eixo do conduto forçado até zero, na comporta da tomada d'água.

b) Outras Cargas

Também foram considerados os efeitos de cargas hidrodinâmicas em curvas, transições convergentes ou divergentes e em outros casos que ocasionam uma mudança na velocidade ou na direção do escoamento.

6.3.10 Ação da Temperatura e Retração

Foram adotadas as seguintes variações de temperatura no projeto das estruturas de concreto armado:

- $\pm 10^{\circ}\text{C}$ em torno da média para elementos estruturais leves expostos;
- $\pm 5^{\circ}\text{C}$ em torno da média para elementos estruturais pesados ou para elementos estruturais protegidos;
- $\pm 2,5^{\circ}\text{C}$ em torno da média para peças de grandes dimensões, não expostas ao ar livre.

Os efeitos da retração para estruturas leves de concreto armado foram admitidos como equivalentes a uma queda de 15°C na temperatura.

A determinação da armadura foi feita, em cada caso, através de análises que considerem as características térmicas e de fluência do concreto.

6.3.11 Ação do Calor de Hidratação

Os valores das tensões de tração, provocadas pelo resfriamento após a geração do calor de hidratação, foram definidos com base na altura das camadas de concretagem, no intervalo de tempo de lançamento e na temperatura do concreto no instante da concretagem.

6.4 CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO

6.4.1 Geral

A estabilidade das estruturas foi analisada para as seguintes classes de carregamento:

- Condições de Carregamento Normais (CCN) - Abrangendo todas as combinações de carga possíveis durante a operação normal e manutenção de rotina, sob condições hidrológicas médias;
- Condições de Carregamento Excepcionais (CCE) - Abrangendo as combinações de carga possíveis, entretanto estatisticamente infrequentes, durante a operação e durante os trabalhos principais de manutenção;
- Condições de Carregamento Limites (CCL) - Abrangendo as combinações altamente improváveis de eventos excepcionais durante os períodos de construção e de operação, devido a sobrecarregamentos, enchentes catastróficas, mau funcionamento de equipamentos e erros humanos.
- Condições de Carregamento de Construção (CCC) – Abrangendo as combinações possíveis de carregamento dos equipamentos de construção, cargas temporárias para a instalação e montagem de equipamentos e operação de estruturas incompletas.

6.4.2 Condições de Carregamento Normais (CCN)

Incluíram as cargas indicadas no item 6.3, particularmente nas seguintes condições:

- Subpressões, considerando-se o sistema de drenagem sempre operante;
- Efeito sísmico desprezado;
- Condições médias de temperatura, quando considerada.

6.4.3 Condições de Carregamento Excepcionais (CCE)

Incluíram as cargas de projeto indicadas no item 6.3, particularmente nas seguintes condições:

- Subpressões, considerando-se o sistema de drenagem operante;
- Efeito sísmico desprezado.

6.4.4 Condições de Carregamento Limites (CCL)

Incluíram as cargas de projeto indicadas no item 6.3, particularmente nas seguintes condições:

- Subpressões, considerando-se o sistema de drenagem operante com carga sísmica correspondente a 0,05g.
- Subpressões, considerando-se o sistema de drenagem inoperante, com efeito sísmico desprezado.

6.4.5 Condições de Carregamento de Construção (CCC)

Incluíram, entre outros, os seguintes casos:

- Condições normais de carregamento em estruturas incompletas, conforme for apropriado a cada caso em particular;
- Cargas de equipamentos de construção e de montagem;

- Cargas devidas a ancoragens provisórias para guinchos, guindastes ou dispositivos de levantamentos de carga ou similares;
- Pressões de injeção em juntas e revestimento;
- Pressões de concretagens contra estruturas;
- Cargas móveis excepcionais, devidas à movimentação e montagem de equipamentos;
- Cargas devidas a testes de equipamentos permanentes;
- Cargas hidrostáticas e subpressões anormais, devidas a esvaziamentos temporários.

6.4.6 Condições Adicionais

No dimensionamento das estruturas foram adotadas condições de carregamento adicionais, para levar em conta situações acidentais e específicas.

6.5 PROJETO ESTRUTURAL

6.5.1 Análises de Estabilidade

a) Geral

As análises de estabilidade abrangeram todos os elementos estruturais, sob todas as condições de carregamento, de modo a garantir:

- A segurança ao deslizamento, em qualquer plano da fundação e do contato estrutura-fundação;
- A segurança à flutuação;
- A segurança ao tombamento ou a verificação de que as tensões de tração e de compressão não ultrapassam os valores admissíveis especificados.

b) Verificação da Segurança ao Deslizamento

A segurança ao deslizamento das estruturas foi verificada através do cálculo do Fator de Segurança ao Deslizamento (FSD), de acordo com a seguinte fórmula:

$$FSD = \frac{(\sum F_v - U)(tg f / gf) + (C / gc)A}{\sum F_h} \geq 1,0$$

onde:

$\sum F_v$ = somatória de todas as forças ativas (não incluindo-se a subpressão), normais à superfície de deslizamento;

U = força resultante das subpressões;

$tg\phi$ = coeficiente de atrito ao longo da superfície de deslizamento;

γ_ϕ = coeficiente de minoração da resistência relativo ao atrito;

c = coesão média efetiva ao longo da superfície de deslizamento;

γ_c = coeficiente de minoração de resistência relativo à coesão;

A = área efetiva comprimida no contato de deslizamento.

Foram adotados os seguintes valores de γ_ϕ e γ_c para as condições de carregamento já definidas, aplicados a valores conservativos das resistências (correspondendo ao quantil de 5%, no caso de número grande de dados):

	CCN	CCE	CCL	CCC
γ_ϕ	1,5 (1,4)	1,3	1,1	1,3
γ_c	4,0 (3,0)	3,0	2,0	3,0

Os valores entre parêntesis indicados na tabela acima referem-se à condição de bom conhecimento dos parâmetros de resistência.

Em princípio, a colaboração da rocha a jusante não foi levada em conta, sendo considerada como margem de segurança. Em casos específicos, essa colaboração poderá ser considerada na forma de um empuxo passivo mobilizado, minorado pelos coeficientes γ_ϕ e γ_c , desde que seja analisado o comportamento global do conjunto estrutura – fundação e sejam obedecidas as deformações admissíveis desse conjunto.

Nos casos de análises de estabilidade ao longo da descontinuidade da fundação, foi admitida a existência de fissura vertical, junto ao pé de montante da estrutura, aprofundando-se até o nível da descontinuidade, ao longo da qual atua a pressão hidrostática total. Casos particulares, em que a descontinuidade localizar-se muito abaixo do nível de escavação, foram definidos através de estudos específicos.

c) Verificação da Segurança à Flutuação

A segurança à flutuação é definida pela relação entre a somatória das forças gravitacionais e a força de subpressão, através do coeficiente de segurança seguinte:

$$\gamma_f = g = \sum F/U$$

Nas análises, as forças gravitacionais incluíram as cargas permanentes mínimas das estruturas, o peso próprio do equipamento permanente, se instalado, e de lastros (água ou aterro), se utilizados durante determinados estágios de construção, desprezando-se qualquer contribuição devida à coesão e ao atrito lateral entre paredes adjacentes. Todas as cargas acidentais não permanentes foram desconsideradas. Serão adotados os seguintes valores mínimos de γ_f para as condições de carregamento já definidas:

	CCN	CCE	CCL	CCC
γ_f	1,2	1,1	1,1	1,1

d) Verificação da Segurança ao Tombamento

A segurança ao tombamento é definida pela relação entre o momento estabilizador e o momento de tombamento, referido a uma linha de rotação estabelecida:

$$\gamma_t = M_{estab}/M_{tomb}$$

A verificação ao tombamento não foi aplicada para as estruturas maciças principais, será aplicada só para as estruturas secundárias ou esbeltas.

Foram adotados os seguintes valores de γ_t para as condições de carregamento definidas:

	CCN	CCE	CCL	CCC
γ_t	1,5	1,4	1,2	1,3

6.5.2 Análise de Tensões

a) Geral

As análises de tensões foram executadas para todas as estruturas de concreto massa, fundações e elementos de concreto armado, atendendo às condições de carregamento específicas, com o objetivo de verificar, onde for aplicável:

- segurança contra ruptura estrutural ou deformação excessiva;
- níveis médios de tensões, distribuição de tensões e tensões máximas localizadas;
- atendimento quanto aos níveis de tensões admissíveis.

b) Tensões Admissíveis no Terreno de Fundação

A tensão admissível no terreno foi obtida a partir da seguinte relação:

$$s_{adm} = \frac{\text{resistência à compressão}}{\text{coeficiente de segurança}}$$

A resistência à compressão da fundação foi determinada a partir dos resultados dos ensaios “in situ” e de laboratório realizados.

Os coeficientes de segurança adotados foram os seguintes:

CONDIÇÃO DE CARREGAMENTO	COEFICIENTE DE SEGURANÇA
Normal	4,0
Excepcional	2,7
Limite	1,3

Em casos particulares foi adotada a verificação através do círculo de Mohr, como mencionado mais adiante.

c) Análise de Tensões para Concreto Estrutural

As análises de tensões para o concreto estrutural (armado) seguiram os métodos prescritos nas Normas, os quais foram suplementados por novas diretrizes e/ou critérios específicos, utilizados pela Projetista no desenvolvimento do projeto.

d) Análise de Tensões em Estruturas de Concreto Massa ou CCR**• Geral**

As análises de tensões para as estruturas de concreto massa seguiram o método clássico baseado na conservação das seções planas e no equilíbrio geral entre as forças solicitantes e as resultantes das tensões (distribuídas linearmente). Entretanto, o método clássico foi, sempre que necessário, suplementado através de estudos especiais efetuados em modelos matemáticos.

As análises de tensões em corpos maciços incluíram, onde aplicáveis, os efeitos de retração e temperatura, o peso das massas superpostas e os efeitos dos diagramas de subpressão especificados.

• Verificação pelo Método das Tensões Admissíveis

Em geral, as tensões principais I e II atuantes nas estruturas de concreto massa obedeceram aos seguintes limites:

Para compressão: $\frac{fck}{g}$

Para tração: $\frac{ftk}{g}$

com:

$\gamma = 3,0$ (CCN), $2,0$ (CCE) e $1,0$ (CCL).

- **Verificação pelo Círculo de Mohr**

Em casos particulares foi adotada a verificação através do círculo de Mohr, analisando-se o estado duplo de tensões em relação à envoltória dos círculos resistentes para o material em questão. Para esta envoltória, pode ser adotada a reta de Coulomb.

- **Verificação das Tensões na Face de Montante das Estruturas**

Para a verificação das tensões na face de montante das estruturas aplicou-se o seguinte critério:

A tensão na face de montante da barragem, para a seção considerada, calculada sem levar em conta a supressão interna, deverá ser igual ou superior à tensão normal vertical mínima determinada através da expressão abaixo, a qual considera a tensão admissível à tração do concreto na junta entre as camadas de concretagem:

$$s_{v,min} = h \cdot g_a \cdot h - s_{adm}$$

onde:

- $s_{v,min}$ = tensão normal vertical mínima na face de montante
- h = fator de redução que leva em conta a existência de drenos
- g = peso específico da água
- h = profundidade da seção considerada, em relação ao nível d'água do reservatório
- s_{adm} = tensão admissível à tração do concreto, nas juntas

Adotou-se $h = 1,0$ quando não existirem drenos (ou estes forem considerados inoperantes); quando existirem drenos, $h = 0,4$.

A tensão admissível à tração do concreto, $s_{v,min}$, foi obtida através da resistência característica do concreto à tração f_{tk} , afetada do coeficientes de minoração g abaixo indicados:

- $g = 3,0$ para a condição de carregamento normal
- $g = 2,0$ para a condição de carregamento excepcional

- $g = 1,0$ para a condição de carregamento limite

Como critério geral adotou-se para a resistência característica f_{tk} , nas juntas de concretagem, 50% do valor correspondente à resistência característica do concreto fora da junta (U.S Army Engineer Waterways Experiment Station, Technical Report nº 6-8518, July 1959).

Para a resistência à tração na junta entre a estrutura e a fundação foi admitido o mesmo valor adotado para as juntas entre as camadas de concretagem.

Para as condições de carregamento normais, s_{vmin} nunca foi inferior a zero. Admitiu-se a ocorrência de trinca na face da montante da seção considerada, quando a tensão calculada nesta face foi menor que $s_{v,min}$, obtida da expressão já apresentada com coeficiente de minoração $\gamma = 1,0$, para as condições de carregamento limites.

A estrutura foi considerada segura, para estas condições de carregamento, se após a trinca ter sido incluída, as tensões na estrutura não ultrapassaram os valores especificados e foi mantida a estabilidade ao deslizamento, considerando-se apenas a região não trincada.

Os valores de subpressões na fissura foram admitidos nulos quando a abertura desta foi provocada por sismo.

6.5.3 Dimensionamento Estrutural

Em todas as peças esbeltas de concreto estrutural o dimensionamento foi feito pelo método dos estados limites últimos, de acordo com a NBR- 6118, capítulo 4. Entretanto, para estruturas de grandes dimensões, que são geralmente fracamente armadas, a armadura mínima foi determinada em função das tensões em serviço do aço.

6.5.4 Disposições Construtivas

6.5.4.1 Armadura Contra Retração

A armadura mínima dos elementos de concreto foi determinada para resistir a eventuais tensões devidas à retração ou para diminuir a abertura de fissuras por ela provocadas.

Nos casos especiais, não previstos nas normas brasileiras, foram utilizadas as armaduras mínimas especificadas a seguir:

- **Lajes Expostas Concretadas Contra a Rocha**

As lajes foram consideradas inteiramente fixas na rocha, requerendo armação somente na face superior. A armadura mínima na face exposta foi adotada igual a 0,2% da área de concreto nas duas direções, mas não mais que os seguintes valores:

- \varnothing 25 mm cada 30 cm (16,6 cm²/m) para lajes expostas a fluxo d'água;
- \varnothing 20 mm cada 30 cm (10,5 cm²/m) para lajes expostas a pressões de percolação.

- **Paredes Executadas Contra a Rocha**

As superfícies expostas foram armadas contra as tensões de retração decorrentes da fixação produzida pela superfície da rocha. Na face exposta foi adotada uma taxa mínima de 0,25%, não maior que uma barra de \varnothing 20 mm a cada 30 cm, em cada direção.

Para a armação da face em contato com a rocha, foi adotada uma taxa mínima de 0,15%, não maior que uma barra de \varnothing 20 mm cada 30 cm em cada direção, exceto nos casos especiais onde se tenha ancoragem na rocha.

- **Paredes do Primeiro Estágio de Construção**

As paredes do primeiro estágio de construção, as quais receberão o concreto de segundo estágio, a ser colocado posteriormente, foram armadas com um mínimo de uma barra de \varnothing 20 mm cada 30 cm, em cada direção e em ambas as faces.

- **Paredes Expostas à Água**

Onde a impermeabilidade se fizer necessária, foi adotada uma taxa mínima de 0,25% da seção de concreto, em cada direção e em cada face, com um máximo de uma barra de Ø 32 mm cada 30 cm.

6.5.4.2 Juntas de Contração e de Construção

- **Juntas de Construção**

Foram especificadas nos desenhos de formas e de armação. O posicionamento das juntas de construção será governado pela conveniência construtiva, redução da retração e alturas nominais das camadas.

- **Juntas de Contração**

Foram especificadas em todos os casos onde for desejável assegurar a ação independente de estruturas adjacentes ou de partes das estruturas, a fim de limitar as tensões de retração e o aparecimento de fissuras.

- **Vedajuntas**

São do tipo “fugenband” e especificados em todos os desenhos onde a estanqueidade das juntas for necessária.

- **Cobrimento da Armadura**

Foram adotados os seguintes cobrimentos mínimos para as barras da armadura:

- vigas e lajes internas 2 cm;
- elementos secundários em contato com água, rocha ou terra..... 3 cm;
- lajes e paredes em contato com água em alta velocidade 10 cm.

Em qualquer caso, o cobrimento foi, no mínimo, igual ao diâmetro da barra.

7. CRITÉRIOS DE PROJETO EM ENGENHARIA MECÂNICA

O objetivo é apresentar os critérios adotados para a elaboração do projeto básico de definição dos equipamentos e sistemas mecânicos do Projeto de Transposição de Águas do Rio São Francisco.

Nesta etapa do projeto foram elaborados os seguintes tipos de documentos:

- Especificações Técnicas
- Memoriais de Cálculo
- Memoriais Descritivos
- Listas de Quantidades
- Cronogramas de Fabricação e Montagem
- Estimativas de Custo
- Relatório do Projeto Básico

A concepção geral dos equipamentos e sistemas foi definida a partir de pré-dimensionamentos, estudos comparativos de obras similares e, se necessário, consultas a fabricantes tradicionais dos equipamentos em questão.

7.1 DENOMINAÇÕES

Foram adotadas as seguintes denominações:

- ESTAÇÕES DE BOMBEAMENTO;
- ESTRUTURAS DE CONTROLE;
- TOMADAS D'ÁGUA PARA USO DIFUSO.

Foram utilizadas, ainda, as denominações UNIDADE, UNIDADE DE BOMBEAMENTO, CONJUNTO OU CONJUNTO MOTO-BOMBA, conforme o contexto.

7.2 TRAÇADO CONSOLIDADO E ESTRUTURAS HIDRÁULICAS PREVISTAS

O traçado hidráulico consolidado, utilizado no Projeto Básico da Transposição do Rio São Francisco, é a revisão do traçado estabelecido na segunda fase dos

estudos de viabilidade, elaborada no início dos trabalhos do Projeto Básico. Nesse traçado, estão previstas estruturas hidráulicas equipadas com os seguintes equipamentos e sistemas mecânicos:

- Estações de Bombeamento EB I1, EB I2, EB I3;
- Estruturas de Controle;
- Tomadas d'Água de Uso Difuso;

7.3 EQUIPAMENTOS E SISTEMAS MECÂNICOS PREVISTOS

7.3.1 Estações de Bombeamento

Foram previstos os seguintes equipamentos e sistemas:

- Unidades de bombeamento;
- Válvulas e dispositivos anti-golpe de ariete no recalque (quando necessário);
- Ponte rolante para manobra dos equipamentos no interior da estação de bombeamento;
- Grades e comporta ensecadeira na adução da estação elevatória;
- Pórtico rolante na adução para manobra dos painéis da grade e da comporta ensecadeira;
- Adutoras de recalque;
- Comporta ensecadeira na estrutura de jusante da adutora;
- Equipamento de levantamento e manobra dos painéis da comporta ensecadeira na estrutura de jusante da adutora;
- Sistemas Auxiliares Mecânicos:
 - Sistema de Drenagem da Estação;
 - Sistema de Esvaziamento das Unidades;
 - Sistema de Água de Serviço;
 - Sistema de Proteção contra Incêndios;
 - Sistema de Ventilação;

- Sistema de Ar Condicionado;
- Sistema de Ar Comprimido de Serviço;
- Sistema Separador Água/Óleo dos Transformadores;
- Sistema de Medições Hidráulicas;
- Sistema de Água Potável;
- Sistema de Esgoto Sanitário;
- Sistema de Tratamento de Óleo;
- Acabamentos Metálicos.

7.3.2 Estruturas de Controle

Foram previstos os seguintes equipamentos:

- comportas para controle da vazão e nível a montante ou a jusante, do tipo segmento ou vagão;
- comportas do tipo ensecadeira deslizante, para isolamento das comportas de controle, para inspeção e manutenção;
- equipamentos de levantamento e transporte, para manobra dos painéis das comportas ensecadeiras.

7.3.3 Tomadas d'Água de Uso Difuso

Foram previstos os seguintes equipamentos:

- grade e comporta ensecadeira na Tomada d'Água;
- conduto adutor embutido de diâmetro 700 mm;
- válvula de isolamento, tipo borboleta;
- válvula de controle, em princípio, do tipo dispersora.

7.4 UNIDADES, NORMAS E PADRÕES

Os equipamentos e sistemas mecânicos foram projetados de acordo com as normas em vigor, em sua última edição.

- Normas Oficiais
 - ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas
- Normas Opcionais
 - ISO - International Organization for Standardization
 - HI - Hydraulics Institute
 - AWWA - American Water Works Association
 - ANSI - American National Standards Institute
 - DIN - Deutsches Institut für Normung
 - ASTM - American Society for Testing and Materials
 - ASME - American Society for Mechanical Engineers
 - AISC - American Institute of Steel Construction
 - NEMA - National Electrical Manufacturers Association
 - AWS - American Welding Society
 - FEM - Federation Européenne de la Manutention
 - SSPC - Steel Structure Painting Council
 - IEC - International Electrotechnical Commission
 - AISI - American Iron and Steel Institute
 - ASHRAE - American Society of Heating, Refrigerating and Air Conditioning Engineers.
 - NFPA - National Fire Protection Association

7.5 CRITÉRIOS DE PROJETO PARA OS EQUIPAMENTOS E SISTEMAS MECÂNICOS DAS ESTAÇÕES DE BOMBEAMENTO

7.5.1 Captação

A captação é efetuada diretamente do canal, com largura suficiente de forma a garantir uma velocidade de aproximação não superior a 0,6 m/s, na entrada das grades, sob condição de fluxo máximo.

A profundidade do canal nas proximidades da estação é tal que garanta a submersão correta das bombas, impedindo a formação de vórtices.

7.5.2 Localização e número de Estações

A localização e o número de estações foram as definidas na revisão do traçado hidráulico consolidado no início da fase de execução do projeto básico.

7.5.3 Unidades de Bombeamento

O número de unidades de bombeamento é igual ao número de unidades definidas na segunda fase dos estudos de viabilidade, ou seja 8 + 1R para as unidades do Trecho I.

Haverá sempre, pelo menos, uma unidade de reserva, independente do nº de unidades principais instaladas na Estação.

Todas as unidades de bombeamento, principais e de reserva, são idênticas entre si.

Foram adotadas bombas verticais do tipo poço úmido, em função da simplicidade e das dimensões da obra civil.

Cada unidade de bombeamento foi provida de uma válvula de retenção de fechamento rápido (Clasar ou similar), uma válvula borboleta e um acoplamento rígido, instalados na linha de descarga, imediatamente a jusante da bomba.

Excepcionalmente, na Estação de Bombeamento com até 30 m de altura manométrica, onde a alternativa de uma adutora por bomba foi economicamente justificada, foi prescindida a utilização da válvula de retenção.

7.5.4 Poços de Instalação das Unidades de Bombeamento

Os poços de instalação das unidades de bombeamento terão o objetivo de permitir a captação d'água nas melhores condições hidráulicas, não sendo permitida a formação de vórtices e/ou ondas e, em princípio, foram adotados os critérios estabelecidos no HI – “Hydraulics Institute”.

7.5.5 Altura de Colocação das Bombas (NPSH disponível)

Foi adotada uma margem de segurança entre os valores do NPSH disponível e do NPSH requerido. Normalmente o NPSH requerido apresentado nas curvas características é o NPSH3% (cavitação com garantia de altura total). O valor mínimo do coeficiente de segurança definido pela relação entre o NPSH disponível e o NPSH3% foi adotado igual a 1,3.

7.5.6 Equipamentos Hidromecânicos da Tomada d'Água

Na Tomada d'Água da Estação de Bombeamento foram previstas grades, do tipo painéis removíveis, e comportas ensecadeiras localizadas a jusante das grades para permitir o isolamento dos poços e o acesso aos componentes da unidade de bombeamento.

7.5.6.1 Grades

As grades deverão evitar a entrada de objetos submersos, de dimensões maiores que 100 mm.

Os detritos junto às grades deverão ser removidos por processo manual.

A grade foi projetada de acordo com os critérios da norma NBR 11213, da ABNT.

Foi considerada no dimensionamento da grade uma carga hidráulica uniforme de 30 kPa, correspondente a uma obstrução parcial da grade.

A relação entre freqüências natural da barra e a de turbilhonamento foi superior a 1,5.

Foi considerada uma velocidade máxima de 0,6 m/s, conforme sugerido no Manual de Projeto Mecânico do Bureau of Reclamation.

7.5.6.2 Comportas Ensecadeiras

As comportas ensecadeiras serão do tipo com painéis deslizantes, de construção metálica, equipadas com vedação e apoio a jusante.

A comporta ensecadeira foi projetada para operar somente em águas equilibradas, de acordo com as recomendações da norma NBR 8883, da ABNT.

A carga a ser considerada no projeto das comportas ensecadeiras é o carregamento hidrostático atuante sobre o painel da comporta.

7.5.7 Equipamentos de Levantamento e Transporte

Foram previstos os seguintes equipamentos de levantamento e transporte:

- Na Tomada d'Água, está prevista a instalação de um pórtico rolante com talha elétrica para o atendimento da seguinte operação:
 - manobrar os painéis das grades e comportas ensecadeiras e as bombas de drenagem dos poços de instalação das unidades de bombeamento;
- No interior da Casa de Bombas, foi prevista a instalação de uma ponte rolante com carro para o atendimento das seguintes operações:
 - auxiliar nos trabalhos de montagem, desmontagem e manutenção das unidades de bombeamento;
 - auxiliar nos trabalhos de montagem e manutenção dos demais equipamentos auxiliares e quadros elétricos.

O pórtico e a ponte rolantes terão os movimentos de elevação, direção e translação.

O projeto estrutural do pórtico rolante e da ponte rolante foi elaborado de acordo com os critérios da norma ABNT, NBR-8400 – “Cálculo de Equipamentos para Levantamento e Movimentação de Cargas”, classe de utilização B, estado de carga 1 e grupo 3. O projeto dos mecanismos de translação, direção e elevação está de acordo com a norma NBR-8400, estado de solicitação 2 e grupo 3.

As operações de comando para ambos os equipamentos serão realizadas através de botoeiras pendentes.

Os caminhos de rolamento foram projetados de acordo com a norma NBR-8475, da ABNT.

As capacidades dos equipamentos foram determinadas em função das cargas a serem transportadas, acrescidas de 25 %.

A flecha máxima das vigas horizontais dos equipamentos de levantamento será inferior a milésima parte do vão livre considerado, para o caso de carregamento normal.

7.5.8 Adutoras

O diâmetro de cada adutora foi calculado considerando-se o seu diâmetro econômico.

O número de adutoras foi definido a partir da determinação do diâmetro econômico. Foi comparado o custo dos equipamentos, considerando-se as alternativas de arranjo da estação, desde um mínimo de duas adutoras por estação até um máximo de uma adutora para cada conjunto de bombeamento. No custo comparativo foram somados os custos das válvulas, barriletes, dispositivos antigolpe, juntas de expansão e acessórios.

Os dispositivos de proteção da adutora e da bomba contra os efeitos do golpe de ariete foram definidos em função dos estudos dos transitórios hidráulicos para cada caso.

Na extremidade de jusante de cada adutora, o seu perfil geométrico terá a forma de um sifão, de modo a impedir o retorno da água do canal de jusante, na eventualidade de um colapso da adutora. O nível da geratriz inferior da tubulação no ponto de inflexão do sifão deverá ser superior ao nível máximo do canal de jusante.

7.5.9 Sistemas Auxiliares Mecânicos

O Projeto Básico definiu os sistemas auxiliares mecânicos. Folhas de características e de quantidades devem permitir ao proponente interessado quantificar o fornecimento.

O arranjo eletromecânico da Estação de Bombeamento elaborado nesta etapa indica o local de instalação destes sistemas.

8. CRITÉRIOS DO SISTEMA ELÉTRICO

8.1 INTRODUÇÃO

O objetivo deste item é apresentar os critérios que foram adotados para a elaboração do projeto básico de definição dos equipamentos e sistemas elétricos do PROJETO DE TRANSPOSIÇÃO DE ÁGUAS DO RIO SÃO FRANCISCO PARA O NORDESTE SETENTRIONAL.

Para o projeto foram previstas as seguintes atividades:

- Pré-dimensionamento;
- Elaboração das Especificações Técnicas;
- Elaboração dos Memoriais de Cálculo;
- Quantificação;
- Definição dos Cronogramas de Fabricação e Montagem;
- Elaboração das Estimativas de Custo;
- Elaboração do Relatório do Projeto Básico.

A concepção geral dos equipamentos e sistemas foi definida a partir de pré-dimensionamentos e parâmetros do empreendimento.

8.2 DENOMINAÇÕES

Foram adotadas as seguintes denominações:

- ESTAÇÕES DE BOMBEAMENTO;
- ESTRUTURAS DE CONTROLE;
- TOMADAS D'ÁGUA PARA USO DIFUSO.

Foram utilizadas, ainda, as denominações UNIDADE, UNIDADE DE BOMBEAMENTO, CONJUNTO OU CONJUNTO MOTO-BOMBA, conforme o contexto.

8.3 TRAÇADO CONSOLIDADO E ESTRUTURAS HIDRÁULICAS PREVISTAS

O traçado hidráulico consolidado utilizado no Projeto Básico da Transposição do Rio São Francisco, é a revisão do traçado estabelecido na segunda fase dos estudos de viabilidade, elaborada no início dos trabalhos do Projeto Básico. Nesse traçado, estão previstas as seguintes estruturas hidráulicas equipadas com equipamentos e sistemas mecânicos:

- Estações de Bombeamento EB I1, EB I2, EB I3;
- Estruturas de Controle;
- Tomadas d'Água de Uso Difuso.

8.4 EQUIPAMENTOS E SISTEMAS ELÉTRICOS PREVISTOS

8.4.1 Nas Estações de Bombeamento

Foram previstos os seguintes equipamentos e sistemas:

- Subestação abaixadora 230-6,9 kV para alimentação das estações de bombeamento;
- Transformadores abaixadores 230-6,9 kV para alimentação das estações de bombeamento;
- Conjuntos moto-bombas e equipamentos associados (excitação, proteção contra surtos, etc.);
- Sistemas de partidas dos conjuntos moto-bombas;
- Sistema de comando, controle, proteção e supervisão;
- Sistema de telecomunicação;
- Sistema de serviços auxiliares de corrente alternada;
- Sistema de serviços auxiliares de corrente contínua;
- Sistema de iluminação;
- Sistema de vias de cabos;

- Sistema de fiação;
- Sistema de aterramento.

8.4.2 Nas Estruturas de Controle

Foram previstos os seguintes equipamentos e sistemas:

- Sistema de comando, controle e supervisão;
- Sistema de telecomunicação;
- Sistema de serviços auxiliares de corrente alternada;
- Sistema de serviços auxiliares de corrente contínua;
- Transformador de distribuição 6,9 kV – 380/220 V;
- Sistema de iluminação;
- Sistema de fiação e vias de cabos;
- Sistema de aterramento.

8.4.3 Nas Tomadas D'água de Uso Difuso

Foram previstos os seguintes equipamentos e sistemas:

- Sistema de comando, controle e supervisão;
- Sistema de telecomunicação;
- Sistema de serviços auxiliares de corrente alternada;
- Sistema de serviços auxiliares de corrente contínua;
- Transformador de distribuição 6,9 kV - 380/220 V;
- Sistema de iluminação;
- Sistema de fiação e vias de cabos;
- Sistema de aterramento.

8.5 NORMAS TÉCNICAS E PADRÕES

Os sistemas elétricos, equipamentos e aparelhagens foram projetados de acordo com as normas em vigor de uso consagrado mundialmente, em sua última edição.

8.5.1 Norma Oficial

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

8.5.2 Normas Opcionais

Foram utilizadas quando as Normas Oficiais são omissas ou nos casos específicos. Em caso de divergência sempre prevaleceu a Norma Oficial.

ANSI – American National Standards Institute
AISC – American Institute of Steel Construction
ASME – American Society of Mechanical Engineers
ASTM – American Society of Testing Materials
AWS – American Welding Society
IES – Illuminating Engineering Society
IEEE – Institute of Electrical and Electronic Engineers
IEC – International Electrotechnical Commission
IPCEA – Insulated Power Cable Engineers Society
NBFU – National Board of Fire Underwriters
NEC – National Electric Code
NEMA – National Electric Manufacturers Association
TELEBRAS – Telecomunicações Brasileira S/A

8.5.3 Padrões

Sempre que possível foram utilizados padrões estabelecidos para todas as Estações de Bombeamento, Subestações, Estruturas de Controle e Tomada D'água de Uso Difuso.

8.6 CRITÉRIOS DE PROJETO PARA OS EQUIPAMENTOS E SISTEMAS ELÉTRICOS DAS ESTAÇÕES DE BOMBEAMENTO, SUBESTAÇÕES, ESTRUTURAS DE CONTROLE E TOMADAS D'ÁGUA DE USO DIFUSO

8.6.1 Localização e Número

A localização e o número de estações de bombeamento, subestações, estruturas de controle e tomadas d'água de uso difuso, estão definidas no documento nº 261-FUN-TSF-RT-B001, 261-FUN-TSF-RT-B0010, 261-FUN-TSF-RT-B0011 e 261-FUN-TSF-RT-B0012.

8.6.2 Unidades de Bombeamento

O número de conjuntos moto-bombas é: 8 + 1 reserva para as unidades do Trecho I.

Fica mantido o critério de que haverá, sempre, uma unidade de reserva, independente do número de unidades principais instaladas na Estação de Bombeamento.

Todas as unidades de bombeamento principais e de reserva são idênticas entre si.

Foram adotadas moto-bombas verticais do tipo poço úmido, em função da simplicidade e das dimensões da obra civil.

A Especificação Técnica elaborada permitirá que o fornecedor/fabricante possa apresentar alternativas de tipo de moto-bombas diferente do tipo indicado no projeto básico, e que, eventualmente, melhor se enquadrem no seu catálogo. Será exigida, porém, a apresentação do projeto completo da estação elevatória, no mesmo nível do projeto básico, incluindo as quantidades e os custos de implantação previstos para a proposta alternativa. Todas as alternativas serão analisadas técnica e economicamente e será adotada aquela que, comprovadamente, se apresentar melhor.

8.6.3 Subestações

As subestações em níveis de 230 kV e 6,9 kV foram previstas sempre o mais próximo possível das Estações de Bombeamento e são constituídas por um esquema de barra simples.

Para Estações de Bombeamento foram previstos os seguintes bays:

- 01 bay de entrada proveniente da subestação de 230 kV da CHESF ou de outra Estação de Bombeamento;
- 01 bay de saída para subestação de 230 kV para a próxima Estação de Bombeamento;
- 04 bays de transformadores 230/6,9 kV.

8.6.4 Arranjo Físico

8.6.4.1 Estação de Bombeamento

Os equipamentos elétricos principais tiveram sua localização intimamente ligada ao desenvolvimento dos projetos de engenharia civil e mecânica, havendo necessariamente um processo de interação entre os diversos setores.

Motores

Os motores serão do tipo síncrono, trifásico, 6,9 kV, de montagem vertical, potência conforme Estação de Bombeamento, que acionam bombas tipo vertical poço úmido.

Os motores serão instalados em estação de bombeamento coberta, sobrepostos em piso de concreto, ou diretamente sobre a estrutura da bomba.

Cada motor será conectado a um cubículo “soft-starter” e este a um cubículo de distribuição de média tensão em 6,9 kV, através de cabos isolados singelos de 6/10 kV.

O neutro dos motores será fechado na própria caixa do motor.

O sistema de extinção de incêndio no piso das moto-bombas, adotado, é por carreta com reservatório a ser dimensionado.

Ligação Transformador Abaixador-Cubículos de Distribuição de 6,9 kV

Os transformadores foram previstos ao tempo na subestação abaixadora.

A saída da baixa tensão será através de buchas próprias para ligação aérea e vai até a estação de bombeamento por linha de transmissão em 6,9 kV, ou através de buchas instaladas em caixas para ligação subterrânea em 6,9 kV em cabos isolados 6/10 kV.

Os cabos isolados de 6/10 kV foram previstos em suportes que propiciem a necessária resistência mecânica aos esforços decorrentes de curto circuito e o adequado espaçamento estabelecido pela disposição física adotada para seu caminhamento.

Ligação Cubículos de Distribuição-Cubículos do “Soft-Starter”

A saída de cabos dos cubículos de distribuição de média tensão 6,9 kV será feita pela parte inferior dos cubículos através de bandejamento, chegando aos cubículos dos “Soft-Starter” também pela parte inferior.

Os cabos isolados de 6/10 kV serão instalados em suportes que propiciem a necessária resistência mecânica aos esforços decorrentes de curto circuito e o adequado espaçamento estabelecido pela disposição física adotada para seu caminhamento.

Ligação Cubículos do “Soft Starter”-Motor

A saída de cabos dos cubículos dos “Soft-Starter” será feita pela parte inferior dos cubículos através de bandejamento/eletrodutos, chegando aos motores.

Os cabos isolados 6/10 kV serão instalados em suportes que propiciem a necessária resistência mecânica aos esforços decorrentes de curto circuito e o adequado espaçamento estabelecido pela disposição física adotada para seu caminhamento.

8.6.4.2 Subestações

As subestações serão constituídas por barramentos flexíveis sustentados por estruturas de aço, padronizadas pela CHESF.

Os barramentos principais foram dimensionados para uma corrente nominal de 1000 A e suportabilidade de curto circuito de 40 kA para as subestações de 230 kV.

Os suportes dos equipamentos das subestações serão em aço, seguindo os padrões da CHESF.

Os arranjos físico adequados à instalação do equipamento padronizado.

Os cabos de controle e de baixa tensão dos auxiliares da subestação correrão por canaletas de concreto, apoiados em suportes de aço.

O piso das subestações deve ser recoberto com uma camada de brita de 10 cm de altura.

Os barramentos e estruturas serão protegidos contra a incidência de descargas atmosféricas diretas através de blindagem atmosférica propiciada por rede de cabos de aço, adequadamente estendidos entre as estruturas.

O nível de isolamento a impulso para as subestações de 230 kV será de 850 kV.

Os transformadores instalados nas subestações terão nível de isolamento a impulso de 850 kV no lado de 230 kV.

Foram respeitados os critérios normalizados, distâncias de segurança, espaçamentos de fase-terra, entre fases, etc.

Transformadores Abaixadores

Os transformadores abaixadores foram previstos ao tempo na área das subestações.

Os transformadores abaixadores das Estações de Bombeamento serão trifásicos, de dois enrolamentos e imersos em óleo isolante. Os terminais do enrolamento de tensão superior, em 230 kV(+/-2x2,5%), e os terminais do enrolamento de tensão inferior, em 6,9 kV, potência de acordo com a necessidade, ONAN/OFAF.

8.6.4.3 Equipamentos de Controle e Proteção

Todos os painéis foram orientados de maneira a facilitar a identificação e visualização pelo operador, principalmente dos dispositivos de controle, instrumentos e sinalização.

Dependendo dos dispositivos utilizados nos painéis de comando, controle e proteção, foi prevista uma área com ar condicionado.

8.6.4.4 Equipamentos Auxiliares

Acompanharam a localização dos equipamentos mecânicos, ou estão localizados de modo mais favorável a sua finalidade.

A localização permite um fácil acesso dos operadores e possui espaço suficientemente amplo para os trabalhos de montagem e manutenção.

Os transformadores para os serviços auxiliares serão dois (02) do tipo seco, em resina epóxi, potência de acordo com a necessidade, relação 6900-380 V, com neutro acessível.

8.6.4.5 Equipamentos de Emergência

Para atender a falta de energia nos serviços auxiliares de corrente alternada das Estações de Bombeamento, foi prevista a instalação de um grupo diesel gerador (GDG) com a finalidade exclusiva de alimentar parte da iluminação e alguns equipamentos de pequeno porte.

A potência gerada pelo GDG será de aproximadamente 75 kVA na tensão de 380 V FF e 220V FN.

8.6.4.6 Áreas Específicas

Sala de Controle

A sala de controle está locada na Estação de Bombeamento (EBI-1), devendo ter ar condicionado.

Nesta sala estão previstos os equipamentos do Sistema Digital de Supervisão e Controle (SDSC) das Estações de Bombeamento e Subestações.

Sala Elétrica

A sala elétrica está prevista locada o mais próximo do centro de cargas das Estações de Bombeamento.

Nesta sala estão os painéis de comando, controle e proteção dos conjuntos moto-bombas, os painéis de comando controle e proteção da subestação, os quadros de distribuição de serviços auxiliares de CA e CC e os carregadores de baterias.

Área de Montagem

Área necessária para armazenamento de pelo menos um motor completo, além da montagem simultânea de componentes da bomba.

Sala do Grupo Diesel

Para Estações de Bombeamento, por ser um equipamento de pequeno porte, não foi necessária uma sala exclusiva para o GDG, porém o local é arejado com uma boa circulação de ar.

Sala de Baterias

Foi prevista área para sala de baterias, fechada, ventilada e drenada adequadamente, contendo baterias de acumuladores e servida por aparelhagens a prova de gases e vapores (luminárias, interruptores, etc.).

Sala dos Cubículos de Média Tensão

Os cubículos de média tensão 6,9 kV foram previstos em sala fechada e ventilada onde se instalarão: os Cubículos de Distribuição de 6,9 kV e os Cubículos de Partida das Moto-bombas “Soft-Starter”.

8.6.5 Sistema de Aterramento

8.6.5.1 Estações de Bombeamento

Rede Principal

O sistema de aterramento será constituído por uma malha de cabos de cobre nu, junto à rocha, embutidos, de capacidade adequada para suportar as correntes de curto-circuito para terra durante um (01) segundo, com elevação máxima de temperatura de 450 graus Celsius.

A malha tem características suficientes para garantir que as diferenças de potencial locais se situem dentro dos limites aceitáveis por norma, inclusive no tocante à resistência de aterramento.

Aterramento de Equipamentos e Estruturas

As ligações a equipamentos e estruturas serão feitas por cabos de cobre nu com terminais e conectores aparafusados.

A seção mínima do condutor para conexão com os equipamentos é de 70 mm².

A seção mínima para condutores embutidos em concreto é, por motivos de resistência mecânica, de 95 mm².

Esta ligação assegurará um caminho de baixa impedância de retorno das correntes de fuga de cada equipamento, condutos ou quaisquer estruturas metálicas para o terminal do neutro das fontes de alimentação do defeito à terra.

Todas as estruturas e partes metálicas não energizáveis serão conectadas ao sistema de aterramento constituído por cabos de cobre nu embutidos no concreto.

Toda parte metálica não energizável dos equipamentos elétricos, tanto de média tensão (6,9 kV), como de baixa tensão (380/220 VCA ou 125 VCC), terão suas partes acessíveis conectadas ao sistema de aterramento.

8.6.5.2 Subestações

As subestações são providas de um sistema de aterramento constituído por cabos de cobre nu enterrados a uma profundidade mínima de 60 cm, interconectados por soldagem decorrente de processo exotérmico.

Os condutores principais da malha de aterramento serão lançados longitudinalmente aos vãos para receber os cabos de aterramento dos equipamentos e estruturas.

Junto aos equipamentos que operam aterrados, como pára-raios, e nos locais de aterramento de neutros de transformadores, o sistema é complementado com a instalação de hastes de aterramento.

No dimensionamento do cabo da malha foi adotado um tempo de eliminação da falta de um (01) segundo; para cálculo dos potenciais foi adotado um tempo de falta de 0,5 segundos.

O espaçamento entre condutores da malha foi estabelecido em função do controle das tensões de toque, passo e corrente de malha. A bitola dos cabos da malha foi definida em função das correntes de curto circuito previstas para o local, adotando-se como bitola mínima 70 mm², em razão dos esforços mecânicos do lançamento e instalação.

Os alambrados das subestações foram incluídos no sistema de aterramento, seccionando-se os mesmos sob as saídas ou entradas de linhas. Foi estendido externamente à área por eles delimitada, para controle da tensão de toque nos mesmos, um cabo à distância de 1,0 metro.

As estruturas e partes metálicas não energizadas dos equipamentos serão conectadas à malha de aterramento por meio de cabos de cobre nu, de bitola mínima 70 mm².

8.6.5.3 Estruturas de Controle e Uso Difuso

As Estruturas de Controle e Uso Difuso serão providas de um sistema de aterramento constituído por um triangulo de aterramento, formado por 03 (três) hastes de terra de 3 m de comprimento e bitola $\frac{3}{4}$ ", interligadas por cabos de cobre nu bitola 70 mm², enterrados.

As estruturas e partes metálicas não energizadas dos equipamentos serão conectadas ao triangulo de terra por meio de cabos de cobre nu de bitola mínima 70 mm².

8.6.6 Equipamentos Principais

As características básicas dos equipamentos principais foram definidas nesta fase de projeto básico considerando as características específicas da instalação, a coordenação dos aspectos técnicos dos diversos equipamentos, as normas técnicas adotadas, os padrões estabelecidos e as práticas industriais, visando um conjunto de equipamentos integrado e funcional.

8.6.7 Comando, Controle, Proteção e Supervisão

8.6.7.1 Generalidades Operativas - Comando, Controle e Supervisão

O comando, o controle e a supervisão das Estações de Bombeamento, Subestações, Estruturas de Controle e Tomadas D'água de Uso Difuso do PROJETO DE TRANSPOSIÇÃO DE ÁGUAS DO RIO SÃO FRANCISCO PARA O NORDESTE SETENTRIONAL, serão executados normalmente a partir do Centro de Controle e Operação (CCO), mediante comunicação em protocolo aberto com o Sistema Digital de Supervisão e Controle (SDSC) da Estação de Bombeamento, que poderá executar as mesmas funções quando não estiver interligada ao Centro de Controle e Operação (CCO), ou ainda automaticamente sem supervisão pelas UACs ou manualmente atuando diretamente nos equipamentos.

- Nível 1 - Unidades de aquisição de dados e controle (UACs) que serão constituídas por módulos funcionais, tais como processadores, interfaces com o processo e comunicação.

- Nível 2 - Corresponde às funções centralizadas de supervisão e controle. O conjunto de equipamentos do nível 2 estará totalmente interconectado através de rede digital de comunicação redundante de alta velocidade.
- Nível 3 – Corresponde às funções centralizadas no CCO. O Conjunto de equipamentos do nível 3 estará totalmente interconectado através de rede digital de comunicação redundante de alta velocidade.

8.6.7.2 Estrutura Hierárquica (SDSC)

A estrutura hierárquica do sistema digital de supervisão e controle das Estações de Bombeamento e Subestações foi concebida em três níveis funcionais.

O nível inferior do SDSC, identificado como nível 1, corresponde aos subsistemas locais de aquisição de dados e controle associados aos elementos das Estações de Bombeamento, Subestações, Estrutura de Controle e Tomadas d'Água de uso difuso.

Os equipamentos do nível 1 do SDSC, quais sejam, as unidades de aquisição de dados e controle (UACs) formam subsistemas funcionalmente autônomos e independentes entre si e dos níveis superiores, no que se refere à execução das funções básicas de controle e automatismo necessárias à operação correta e segura dos equipamentos associados.

O projeto inclui as interfaces convencionais que farão a interligação da UAC da unidade com o processo e possibilitarão a parada automática das unidades em caso de falhas das UACs.

Os seguintes equipamentos foram previstos:

- Reguladores de tensão (para estações de bombeamento);

Os equipamentos citados se comunicarão com o SDSC através de canais de comunicação com as UACs das unidades de bombeamento. Os protocolos deverão ser implementados em processadores inteligentes, com mecanismos de desenvolvimento que suportem edições e modificações futuras dos programas. Neste caso, os reguladores de tensão e de velocidade serão também interligados

às UACs das respectivas unidades de bombeamento através de sinais individualizados, analógicos e binários (contatos secos).

Para os equipamentos de nível 1 admite-se a composição de sub-redes ou canais de comunicação no próprio nível 1.

O nível 2 do SDSC corresponde às funções centralizadas de supervisão e controle. O conjunto de equipamentos computacionais do nível 2 deverá estar totalmente interconectado através de uma rede digital de comunicação redundante de alta velocidade, de no mínimo 500 kbits/s.

Os equipamentos computacionais do nível 2 do SDSC serão instalados na sala de controle das estações de bombeamento e realizarão:

- O suporte às funções centralizadas de operação do complexo;
- A sincronização horária do SDSC.

A partir do console de operação de nível 2 será possível controlar e supervisionar as estações de bombeamento e a subestação.

No nível 2 do SDSC existirão recursos de comunicação para o acesso aos subsistemas de nível 1, através de canais de comunicação ou redes, em conformidade com os respectivos meios e protocolos disponíveis. Os suportes físicos de comunicação com as UACs (nível 1) serão redundantes.

Existirão ainda no nível 2 do SDSC dois equipamentos gerenciadores de base de dados GBD-01 e GBD-02, para o gerenciamento da base de dados de tempo real do software SCADA, com capacidade de integração à base de dados relacional, em configuração dual, responsáveis por todos os armazenamentos e processamentos centralizados.

O SDSC deverá ser sincronizado ao horário local a partir do sistema de satélites GPS, utilizando-se de uma central horária integrante e funcionalmente localizada no nível 2.

Todos os equipamentos computacionais de nível 2 compartilharão de uma mesma rede digital dual de comunicação.

8.6.7.3 *Comunicações entre o Nível 2 do SDSC e Sistemas Computacionais Externos*

No nível 2 os processadores de comunicação com sistemas computacionais externos serão implementados através dos GBDs.

Os dois processadores de comunicação externa deverão poder operar em configuração dual, para suporte às funções de comunicação com o Centro de Controle e Operação.

Estes processadores deverão absorver todas as especificidades dos protocolos de comunicação, em todos os seus níveis, de forma transparente para os demais sistemas computacionais.

Todos os canais redundantes de comunicação com sistemas externos deverão corresponder a interfaces no SDSC.

A comunicação entre o SDSC e o CCO, será dual e terá por meio físico dois canais de comunicação digital de 64 kbps operando de forma redundante e simultânea.

O protocolo a ser implementado para a comunicação com o CCO é baseado na recomendação IEC 870-5-101.

Toda a comunicação entre o CCO, as Estações de Bombeamento, as Estruturas de Controle e as Tomadas D'água de Uso Difuso terá como meio físico um cabo de fibras ópticas que será instalado no cabo pára-raios das Linhas de Transmissão (cabo OPGW).

8.6.7.4 *Proteção*

Será formado por:

- Sistema de Proteção da Subestação 230-6,9 kV ou 230-13,8 kV (no caso de Estação de Bombeamento);
- Sistema de Proteção das Unidades Moto-bombas (para Estação de Bombeamento);
- Sistema de Proteção das Linhas de 230 kV.

Todo o sistema de proteção foi definido atendendo ao princípio de proteção principal e retaguarda.

Toda a comunicação entre as Subestações terá como meio físico um cabo de fibras ópticas que será instalado no cabo pára-raios das Linhas de Transmissão (cabo OPGW), que será compartilhado com o Sistema de Supervisão e Controle.

Os sistemas de proteção numéricos possuirão recursos de autodiagnóstico incorporados e possuirão informações importantes referentes à história das últimas faltas (partida, disparo, etc.).

Os sistemas de proteção possuirão interfaces de comunicação com o sistema superviso SDSC para transmitir informações sincronizadas sobre os principais eventos referentes às proteções (função atuada, partida, disparo, falta de tensão auxiliar, defeito do relé, etc.).

Os relés foram previstos com contatos individualizados, livres de potencial, para atuação das principais funções de proteção.

Os relés possuirão isolamento galvânica em todas as entradas e saídas, de forma que nenhum circuito interno de relé possua conexão física com circuitos externos.

8.6.7.5 Controle Hidráulico

Todo o sistema de controle hidráulico das Estações de Bombeamento, das Estruturas de Controle e das Tomadas D'água de Uso Difuso será feito por UACs e interligado ao Sistema Digital de Supervisão e Controle (SDSC) através de um cabo de fibras ópticas que será instalado no cabo pára-raios das Linhas de Transmissão (cabo OPGW).

8.6.8 Serviços Auxiliares em Corrente Alternada

Os Serviços Auxiliares em corrente alternada foram projetados de forma a garantir a segurança de pessoal e de equipamentos, bem como a integridade estrutural da Estações de Bombeamento, Subestações, Estruturas de Controle e Tomadas D'água de Uso Difuso, considerando uma operação automática e não atendida da instalação.

8.6.8.1 Tensões Nominais

Estarão disponíveis as tensões de:

- 6,9 kV (+/- 5%), 60 Hz, trifásico, neutro aterrado, derivado do Quadro de Distribuição de 6,9, para alimentação dos Transformadores de Serviços Auxiliares.
- 380/220 V (+/- 10%), trifásico mais neutro, obtida dos Transformadores de Serviços Auxiliares e do Grupo Diesel Gerador de Emergência, para alimentação dos sistemas auxiliares das moto-bombas, dos equipamentos de manobras da subestação, dos transformadores abaixadores, dos carregadores de baterias, dos órgãos de controle hidráulicos, e para alimentação primária do sistema de iluminação normal, tomadas de força e outras cargas maiores que 1 kW.

8.6.8.2 Requisitos Gerais Operativos

Os requisitos operativos são:

- Comando, será normalmente automático, programado para garantir o mínimo de interrupções na alimentação das cargas e com opção para operação manual para testes e condições especiais.
- Supervisão, compreenderá a sinalização de estados, medição e anunciação de defeitos de circuitos de alimentação principal, de emergência, demarradores de auxiliares mecânicos, etc.
- Proteção, seletiva, através de disjuntores com dispositivos contra sobrecargas e curto-circuito.

8.6.9 Serviços Auxiliares em Corrente Contínua

Os Serviços Auxiliares em Corrente Contínua foram projetados de forma a alimentar com alta segurança os dispositivos de comando, controle e proteção das instalações, considerando-se uma operação automática e não atendida da instalação.

8.6.9.1 Tensões Nominais

Estarão disponíveis as tensões de:

- 125 V (+10 – 20%), 2 fios, sistema isolado, obtida das baterias de acumuladores e carregadores, para alimentação dos sistemas de comando, controle e supervisão digital, proteção, inversores, alarmes, iluminação de emergência, telecomando, telesupervisão e se necessário tensão de 48 Vcc será conseguida através de conversores partindo do 125 Vcc.

8.6.9.2 Configuração do Sistema Auxiliar em Corrente Contínua

O Sistema de Serviços Auxiliares em 125 Vcc da Estação de Bombeamento será constituído por dois (02) conjuntos carregador-bateria, operando em regime de flutuação, cada um com capacidade de alimentar toda a carga do SDSC da Estação de Bombeamento e Subestação, e respectivo quadro de distribuição que alimentará as cargas.

As baterias de acumuladores, do tipo chumbo-ácido, foram dimensionadas para atender, em caso de emergência, a um ciclo de descarga de 4 (quatro) horas com tensão final de 105 V. O Ciclo de descarga considerado prevê no início o desligamento total das quatro moto-bombas e de todos os disjuntores, entrada em operação da iluminação de emergência e ao fim do ciclo de quatro horas partida do grupo diesel gerador de emergência.

Os carregadores serão do tipo estático, providos de regulação automática de tensão de saída, instalados em quadros juntamente com dispositivos de proteção, comando e supervisão, e com alimentação em 380 Vca, trifásico, 60 Hz. O seu dimensionamento assegurará a alimentação simultânea das cargas e da bateria em flutuação, ou em cargas de equalização. Foi prevista a operação em carga profunda e neste caso as cargas deverão ser transferidas para outro carregador.

8.6.9.3 Requisitos Gerais Operativos

Os requisitos operativos são:

- Comando será normalmente automático, programado para garantir a alimentação segura dos dispositivos de proteção e com opção para operação manual para testes e condições especiais.
- Supervisão compreenderá a sinalização de estados, medição e anunciação de defeitos de circuito de alimentação principal e carregadores.
- Proteção seletiva, através de fusíveis e disjuntores com dispositivos contra sobrecargas e curto-circuito.

8.6.10 Sistema de Telecomunicações

8.6.10.1 Introdução

O sistema de telecomunicações para as Estações de Bombeamento, Estruturas de Controle, Tomadas D'água de Uso Difuso e CCO será constituído pelas seguintes partes:

- Cabos e materiais ópticos
- Elos ópticos
- Multiplexers (MUX)
- Teleproteção
- Centrais telefônicas
- Distribuidores ópticos (DO)
- Distribuidor Geral (DG)
- Rede telefônica para voz e dados
- Sistema de Alimentação -48 Vcc
- Quadro de Distribuição de CC e CA
- Transceptores Rádio Digital.

8.6.10.2 Critérios de Projeto

Foram adotados os seguintes critérios:

- Cabos ópticos OPGW para interligação entre as SEs/Estações de Bombeamento;
- Cabos ópticos espirados para interligação entre SE, Estruturas de Controle e Tomadas D'água de Uso Difuso;
- Materiais ópticos incluindo distribuidores ópticos, caixas de emendas, cabos dielétricos, cordões ópticos e gabinetes dentro do fornecimento das linhas de transmissão;
- Elo óptico, multiplexer, teleproteção e controle com sistema para cada local: SEs/Estação de Bombeamento, Estruturas de Controle e Tomadas D'água de Uso Difuso, CCO;
- Central telefônica PABX-CPA digital;
- Distribuidor geral nas Estações de Bombeamento dentro do escopo das centrais telefônicas;
- Rede para comunicação de voz e dados mista, com um patch panel na sala de telecomunicações;
- Sistema de alimentação de 48 Vcc, obtida do 125 Vcc através de conversores;
- Quadro de distribuição CC e CA nas salas de controle;
- Enlace via rádio digital com a concessionária de comunicação mais próxima.

8.6.10.3 Descrição do Sistema

O Sistema de Telecomunicações das Estações de Bombeamento, Estruturas de Controle, Tomadas D'água de Uso Difuso e CCO deverá atender as necessidades de comunicação de voz, dados, controle e teleproteção. Adicionalmente deverá ser atendida a interligação com a telefonia pública.

O principal meio de comunicação será através de cabos ópticos OPGW, interligando as Subestações e entre as Subestações e as Estruturas de Controle ou Tomadas D'água de Uso Difuso e entre Subestação e CCO.

Cada linha terá um cabo pára-raios composto com fibras ópticas (OPGW) de 24 fibras, terminação em caixas de emendas para transição de cabo OPGW para cabo óptico dielétrico. As terminações dos cabos ópticos ocorrerão em Distribuidores Ópticos instalados nas salas de telecomunicações nas Estações de Bombeamento, nas Estruturas de Controle, nas Tomadas D'água de Uso Difuso ou no CCO.

O equipamento para comunicação de voz, dados, controle e teleproteção será um multiplexer digital, com elo óptico agregado ou não ao equipamento.

A teleproteção será atendida com interfaces a serem definidas pelo projeto de proteção. O equipamento de teleproteção poderá ser do tipo instalado no multiplexer ou equipamento com conexão em canal 64 kbps.

A central telefônica PABX-CPA atenderá as necessidades internas e externas das Estações de Bombeamento.

A rede de telefonia será do tipo convencional. A esta rede serão adicionados alguns cabos tipo STP categoria 5, com a função de disponibilizar a comunicação de dados a partir de microcomputadores em pontos previamente definidos, em caso de comissionamento e manutenção interligando com locais remotos. Um "patch panel" na sala de telecomunicações permitirá direcionar a comunicação de dados para os destinos desejados.

Na sala de painéis serão instalados todos os equipamentos de telecomunicações, bem como o Distribuidor Geral, Distribuidores Ópticos e Quadros de Alimentação CC e CA.

8.6.11 Sistema de Iluminação

O sistema de iluminação proporcionará o iluminamento adequado às diversas áreas da Estações de Bombeamento, Subestações, Estruturas de Controle e Tomadas D'água de Uso Difuso, dimensionado de acordo com a importância do ambiente atendido ou do tipo de serviço que determinado equipamento realiza, levando-se em conta que, em certos ambientes, um nível mínimo de iluminamento deverá ser mantido sob quaisquer condições de operação, bem como o regime de operação não assistida nas Estações de Bombeamento.

Nas áreas internas haverá dois níveis de iluminação com valores definidos de acordo com a NBR-5413, um para operação normal e outro para serviços de manutenção, além de iluminação suplementar localizada, quando necessário. A iluminação de emergência, nas áreas onde podem ser realizados serviços, será dimensionada para níveis de 40 a 50 lux e para corredores níveis de 30 lux.

Além do previsto acima haverá iluminação de balizamento nas áreas externas e onde possa ocorrer circulação de pessoal; a iluminação será projetada para garantir um iluminamento mínimo de 5 lux. Nas áreas com equipamentos manobráveis, será previsto um iluminamento mínimo de 30 lux além de iluminamento localizado de 150 lux para a sala de painéis elétricos e de 300 lux para a sala de controle, bem como a possibilidade de instalação de projetores portáteis.

A iluminação de emergência das áreas externas deverá proporcionar níveis de iluminamento de 5 lux nas vias de circulação, e será derivada da fonte de emergência.

8.6.12 Sistema de Fiação

O sistema de fiação compreenderá o conjunto de cabos e fios isolados existentes nas Estações de Bombeamento, Subestações, Estruturas de Controle e Tomadas D'água de Uso Difuso utilizados na distribuição de energia, comando, controle, proteção, telefonia e iluminação.

Foram considerados na definição dos cabos os seguintes requisitos gerais:

- a vida útil será pelo menos a projetada para a Estação de Bombeamento;
- resistência térmica;
- resistência mecânica;
- resistência à umidade e aos agentes externos;
- resistência ao fogo e características de não propagação de chama;
- características de dobramento e flexibilidade.

8.6.13 Tipos de Cabos

As categorias de cabos são as seguintes:

- Cabos de Controle, serão cabos com isolamento termoplástico ou termoestável, classe 600 V multipolares, blindados ou não, com condutores de cobre;
- Cabos de iluminação, serão cabos com isolamento termoplástico de PVC, classe 600 V, podendo ser unipolares ou multipolares, com condutores de cobre têmpera mole, e bitola mínima de 2,5 mm²;
- Cabos de energia em baixa tensão (0,6 a 1 kV), serão cabos de três (03) condutores com seção mínima de 4 mm² e máxima de 50 mm² e cabos de 1 condutor para seções superiores a 50 mm²;
- Cabos de energia em média tensão (maior que 1 kV), serão cabos de um (01) condutor com seção mínima de 25 mm²;
- Cabos tipo telefônico, multipares, blindados para Sistema de Controle Digital.

Serão utilizados cabos de quatro (04) condutores para ligação de transformadores de instrumentos, cabos de até doze (12) condutores para os sistemas de controle de 125 Vcc e cabos de até 50 pares no Sistema Digital de Supervisão e Controle (SDSC).

Os cabos foram dimensionados de acordo com suas aplicações, respeitando-se as quedas máximas de tensões ditadas por normas ou suportadas pelas cargas, e pelas elevações máximas de temperatura em regime e em condições de curto-circuito. Porém, em qualquer condição, as quedas de tensão entre os terminais de saída dos transformadores de serviços auxiliares e as cargas serão no máximo de 6% sobre o valor nominal para circuitos de iluminação e de 8% para outras utilizações, respeitando-se uma queda parcial de 2% nos circuitos terminais de iluminação. Os circuitos terminais para motores foram dimensionados para no mínimo 125% do valor nominal da corrente de carga.

8.6.14 Sistema de Vias de Cabos

O sistema de vias de cabos foi definido em função do tipo de instalação:

- para as subestações deverá ser implantado em canaletas de alvenaria no pátio de manobras e em eletrodutos de aço galvanizado a fogo para a interligação com os equipamentos de pátio;
- para as estações de bombeamento deverá ser implantado em bandejas de aço galvanizado, largura 500 mm, aba 100 mm e em eletrodutos flexíveis com conectores para a ligação aos equipamentos e motores;
- para as tomadas d'água de uso difuso deverá ser implantado em eletrodutos de aço galvanizado e em eletrodutos flexíveis com conectores para a ligação aos equipamentos e motores;
- para as estruturas de controle deverá ser implantado em eletrodutos de aço galvanizado e em eletrodutos flexíveis com conectores para ligação aos equipamentos e motores.

Onde necessário embutir será através de eletrodutos de aço galvanizado a fogo e bitolas conforme a necessidade.

Para o acoplamento aos equipamentos (motores, bombas, sensores, etc.) serão utilizados eletrodutos flexíveis.

8.7 LINHA DE TRANSMISSÃO

8.7.1 Objetivo

Este item tem por objetivo apresentar os critérios básicos de projeto da LT 230kV, BOM NOME – SE-N3 – SE-N2 – SE-N1, localizada no estado de Pernambuco (PE).

8.7.2 Características Gerais

A presente linha de transmissão apresenta as seguintes características:

- Extensão da LT:
 - Trecho I-1 64,4 km
 - Trecho I-2 23,3 km

- Trecho I-3..... 36,3 km
- Tensão nominal230 kV
- Tensão máxima de operação..... 241,5 kV
- Frequência 60Hz
- Número de circuitos01
- Número de fases03
- Número de subcondutores/fase.....02
- Espaçamento entre fases 7,7 m
- Disposição do circuito horizontal
- Número de cabos pára-raios02

8.7.3 Condições Atmosféricas Regionais

8.7.3.1 Temperaturas

- Média (EDS)..... 25°C
- Mínima média (coincidente c/vento máximo)..... 20°C
- Máxima média (coincidente c/demanda máxima)..... 35°C
- Mínima absoluta (arrancamento) 10°C
- Máxima absoluta..... 40°C

8.7.3.2 Pressões de vento (conforme NBR-5422)

VENTOS	PRES. VENT MAX. (daN/m ²)	PRES. VENTO RED. (daN/m ²)
Condutor	60	20
Pára-raios	62	
Cad. de isoladores	90	35

8.7.4 Transposição das LT

Não necessária.

8.7.5 Distâncias Verticais De Segurança

Foi adotado uma plotação preliminar (60 graus final), para o primeiro trecho e (50 graus final) para o segundo e terceiro trecho.

- Terreno aberto: 8,0 m
- Estradas: Rurais e Municipais..... 9,5 m
Estaduais e Federais (conforme Norma).....DNER(mín.9,5 m)
- Ferrovias (conforme Norma).....RFFSA
- Linhas de transmissão até 138kV..... 3,0 m
- Linhas de distribuição e telecomunicações..... 3,0 m
- Represas e açudes (nível máximo d'água)..... 8,0 m
- Vias navegáveis 20,0 m (DNPVN)
- Árvores preservadas (acima da altura máxima)..... 5,0 m
- Canavial 12,0 m

8.7.6 Locação das Estruturas

Na locação foram definidas a posição, altura e tipo das estruturas que melhor atendessem, técnica e economicamente, às condições do terreno, travessias, cruzamentos e aproximações existentes ao longo do traçado da linha.

Durante a locação foram evitados, tanto quanto possível, pontos que possam trazer problemas para áreas de preservação ambiental e para construção, tais como locais pantanosos, brejos, terrenos rochosos, etc. Ao mesmo tempo foram sempre consultadas as cartas de aplicação para evitar a utilização indevida de qualquer estrutura.

Quando não foi possível evitar as áreas de preservação ambiental, foram utilizadas as estruturas de altura máxima disponíveis e posicionadas em locais que causem o menor impacto possível ao meio ambiente.

8.7.7 Características Mecânicas Dos Cabos**8.7.7.1 Cabo condutor**

- Tipo.....CAA
- CódigoPartridge
- Bitola.....266,8 MCM
- Formação.....26 A1/7 aço
- Seção total 157,2 mm²
- Diâmetro total..... 16,3 mm
- Massa.....0,546 kg/km
- Carga de ruptura..... 5.126 daN
- Coeficiente de dilatação linear final..... 18,9 x 10⁻⁶°C
- Galvanização.....Classe A

8.7.7.2 Cabo pára-raios

- Tipo.....Aço Galv.
- CódigoEAR
- Formação..... 7 aço
- Seção total 51,14 mm²
- Diâmetro total.....9,14 mm
- Massa.....406 kg/km
- Carga de ruptura.....6.990 daN
- Galvanização.....Classe A.

8.7.7.3 Fio contrapeso

- Tipo.....Aço recoberto de cobre N^o 4 AWG (Copperweld)
- Formação.....1 fio
- Seção total..... 21,16 mm²
- Diâmetro total.....5,19 mm

- Massa.....0,172 kg/km
- Carga de ruptura..... 1.145 kgf

8.7.8 Isoladores e Cadeias

- Tipo.....Composto
- Material.....à base silicone
- EngateConcha e bola
- Passo2.500 mm
- Carga de ruptura mecânica 1.200 kgf
- Distância de escoamento6.550 mm
- Cadeia de suspensãotipo I com 1 isolador
- Cadeia de ancoragem dupla com 2x1 isolador

8.7.9 Estruturas

- V21s: Suspensão em alinhamento
- S21s: Suspensão em alinhamento
- S22s: Suspensão em ângulo
- A21s: Ancoragem em ângulo médio até 30°
- AF2s: Ancoragem em ângulo grande até 60° ou fim de linha

8.7.10 Condições de Governo

8.7.10.1 Condutor

TEMPERATURA	VENTO	LIMITE
10 °C	Sem	33,0 %
25 °C	Sem	18,0 %
20 °C	Máximo	33,0 %

8.7.10.2 Pára-raios

TEMPERATURA	VENTO	LIMITE
10 °C	Sem	25,0 %
25 °C	Sem	15,0 %
20 °C	Máximo	25,0 %

8.7.10.3 Cadeias de isoladores

- Tração máxima prolongada 40 % CR
- Tração máxima de montagem/manutenção..... 50 % CR
- Tração máxima de curta duração 60 % CR

8.7.11 Faixa de Servidão

A LT ocupará uma faixa de servidão de 50 m

8.7.12 Normas

- NBR 182/5422 - Projeto de linhas Aéreas de Transmissão de Energia Elétrica. - Procedimentos
- DNER - Normas para ocupação ou travessia das faixas das Estradas de Rodagem Federais ou outras sob jurisdição do Departamento por Linhas de Transmissão ou Redes de Distribuição de Energia Elétrica.
- RFFSA-IGE-1 - TRAVESSIA VIA FÉRREA

9. BIBLIOGRAFIA CONSULTADA

Bishop, A.W. (1955). "The use of slip circle in the stability analysis of slopes", Geotechnique 5, pp 7-17.

Brooker, E.W., Ireland, N.O. (1965) "Earth pressures at rest related to stress history". Canadian, Geotechnique J.Z., 1-15.

Cedergren, H.R. – "Seepage, Drainage and Flow Nets".

CHOW, Ven Te – "Open Channel Hydraulics"

Coulomb, C.A. (1776) "Essai sur une Application des Règles des maximis et minimis à quelques Problèmes de Statique Relatifs à l'Architecture". Mém. Acad. Roy des Sciences, Paris, 3.

CREAGER & JUSTIN – Hydroelectric Handbook

Culmann, C. (1875). "Die graphische Statik". Zurich, Meyr and Zeller

DAVIS & SORENSEN – "Handbook of Applied Hydraulics" – McGraw-Hill Book Company – Third Edition.

GORDON J.L. – "Vortices at Intakes", Water Power, April, 1970.

Head Quarters, Department of Army – Office of the Chief of Engineers – "Hydraulic Design of Reservoir Outlet Structures"

Ingold, T.S. (1979), "The effects of compaction on retaining walls". Geotechnique, vol.29, n°. 3

IZBASHI, S.V., KHALDARE, Kh, Yu – "Hydraulics of River Channel Closure".

Jáky, J. (1936) "Stability of earth slopes" Proc. Ist Int. Conf. Soil Mech. Found Eng. Cambridge, Mass.

Krey, H. and Ehrenberg (1936), "Erddruck Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes", Berlin, W. Ernst, 5, Aufl.

LENCASTRE, A – "Manual de Hidráulica Geral"

LEVIN, L. – "Formulaire des Conduites Forcées, Oléoducs et Conduits d'Aération"

Manual de Irrigação – Ministério da Integração Regional – Secretaria de Irrigação, 1993.

PETERKA, A.J. – U.S. Bureau of Reclamation – Eng. Mon. N. "Hydraulic Design of Stilling Basins and Energy Dissipators"

PER BRUUN, "Port Engineering" – Vol. I, 1976

Rankine, W.J.M. (1857). "On the Stability of Loose Earth", Philosophical Transactions of the Royal Society, London, vol. 147

SAVILLE, T. Jr., MccLendon, EW. & Cochran, A.L. – "Freeboard Allowances for Waves in Inland Reservoir" – Paper 3138 – Journal of the Waterways and Harbors Divison – Proceedings ASCE Vol. 88 – N.WW2 – May 1962.

SOP – Sistema de Orçamentos para Projeto e Obras da CODEVASF – março 1997.

Spangler, M.G. e Handry, R.L. (1973) – "Soil Engineering".

Spencer, E (1967) "A Method of Analysis of Stability of Embankments Assuming Parallel Inter-Slic Forces", Geotechnique, vol. 17, nº. 1.

Taylor, Karl (1973) "Slope Protection on Earth and Rockfill Dams" – ICOLD, Madrid, 1973.

U.S. Army Corps of Engineers – "Wave in Inland Reservoirs" (Summary Report on Civil Works Investigation Project CW-164 and CV-165). Beach Erosion Board – Technical Memorandum N. 132 – November, 1962B.

U.S. Bureau of Reclamation – Design of Small Dams

U.S. Bureau of Reclamation – Design Standard n. 6

U.S. CORPS OF ENGINEERS – “Hydraulic Design Criteria”

ZANGAR, C.N. – U.S. Bureau of Reclamation – Eng. Mon. N. 11 – “Hydrodynamic Pressures on Dams due to Horizontal Earth-Quake Effects” – May 1952.