



PROJETO DE INTEGRAÇÃO
do Rio São Francisco

com Bacias Hidrográficas do Nordeste Setentrional



Ministério da Integração Nacional - MI

Contrato Nº 38/2007-MI

Elaboração do Projeto
Executivo da Primeira
Etapa de Implantação do
Projeto de Integração do
Rio São Francisco com
Bacias Hidrográficas do
Nordeste Setentrional
Lote D

Minuta do Relatório Final dos Projetos
Executivos do Lote "D"
Volume 1 - Texto Descritivo
Tomo A

MAIO/2014

1240-REL-2001-00-01-001-R00

Consórcio ECOPLAN/SKILL


ecoplan
ENGENHARIA
ISO 9001


SKILL
ENGENHARIA
ISO 9001

00	29/05/14	C	Emissão Inicial		
REVISÃO Nº	DATA	NATUREZA DA REVISÃO	DESCRIÇÃO DAS REVISÕES		
TIPO DE EMISSÃO	(A) PRELIMINAR	(D) PARA COTAÇÃO	(G) CONFORME CONSTRUÍDO		
	(B) PARA APROVAÇÃO	(E) PARA CONSTRUÇÃO	(H) CANCELADO		
	<input checked="" type="checkbox"/> PARA CONHECIMENTO	(F) CONFORME COMPRADO	(I) DE TRABALHO		
Consórcio ECOPLAN-SKILL					
 		Rua Felicíssimo de Azevedo, 924 Porto Alegre/RS - CEP 90.540-110 Fone (51) 3272-8962 / Fax (51) 3342-3345 http://www.ecoplan.com.br e-mail:projeto.mi@ecoplan.com.br			
PROJETO: Projeto Executivo - Lote D					
PROJETISTA: Consórcio Ecoplan-Skill					
VERIFICAÇÃO: Eng. Agrônomo Rudimar Echer				DATA:	29/05/14
APROVAÇÃO: Eng. Civil Henrique Kotzian				DATA:	29/05/14
	MINISTÉRIO DA INTEGRAÇÃO NACIONAL				
	PROJETO DE INTEGRAÇÃO DO RIO SÃO FRANCISCO				
	COM BACIAS HIDROGRÁFICAS DO				
	NORDESTE SETENTRIONAL				
PROJETO EXECUTIVO - EIXO LESTE - LOTE D					
RELATÓRIO FINAL DOS PROJETOS EXECUTIVOS DO LOTE "D" VOLUME 1 - TEXTO DESCRITIVO TOMO A					
	DATA	RUBRICA	APROVAÇÃO	DATA	RUBRICA
PROJETISTA	29/05/14		Concremat-Arcadis Logos		
DESENHISTA			Concremat-Arcadis Logos		
VERIFICADO	29/05/14		CLIENTE		
ESCALA	DOCUMENTO Nº: 1240-REL-2001-00-01-001-R00				REVISÃO
--	PROJETISTA: Consórcio Ecoplan-Skill				00
	CLIENTE: Ministério da Integração Nacional				

Título: Relatório Final dos Projetos Executivos do Lote “D” / Volume 1 - Texto Descritivo / Tomo A	Número: 1240-REL-2001-00-01-001-R00
---	--

Esta folha indice indica em que revisão está cada folha na emissão citada.

Fl/Re	0	1	2	3	4	Fl/Re	0	1	2	3	4	Fl/Re	0	1	2	3	4	Fl/Re	0	1	2	3	4	Fl/Re	0	1	2	3	4
1	X					41	X					81	X					121	X					161	X				
2	X					42	X					82	X					122	X					162	X				
3	X					43	X					83	X					123	X					163	X				
4	X					44	X					84	X					124	X					164	X				
5	X					45	X					85	X					125	X					165	X				
6	X					46	X					86	X					126	X					166	X				
7	X					47	X					87	X					127	X					167	X				
8	X					48	X					88	X					128	X					168	X				
9	X					49	X					89	X					129	X					169	X				
10	X					50	X					90	X					130	X					170	X				
11	X					51	X					91	X					131	X					171	X				
12	X					52	X					92	X					132	X					172	X				
13	X					53	X					93	X					133	X					173	X				
14	X					54	X					94	X					134	X					174	X				
15	X					55	X					95	X					135	X					175	X				
16	X					56	X					96	X					136	X					176	X				
17	X					57	X					97	X					137	X					177	X				
18	X					58	X					98	X					138	X					178	X				
19	X					59	X					99	X					139	X					179	X				
20	X					60	X					100	X					140	X					180	X				
21	X					61	X					101	X					141	X					181	X				
22	X					62	X					102	X					142	X					182	X				
23	X					63	X					103	X					143	X					183	X				
24	X					64	X					104	X					144	X					184	X				
25	X					65	X					105	X					145	X					185	X				
26	X					66	X					106	X					146	X					186	X				
27	X					67	X					107	X					147	X					187	X				
28	X					68	X					108	X					148	X					188	X				
29	X					69	X					109	X					149	X					189	X				
30	X					70	X					110	X					150	X					190	X				
31	X					71	X					111	X					151	X					191	X				
32	X					72	X					112	X					152	X					192	X				
33	X					73	X					113	X					153	X					193	X				
34	X					74	X					114	X					154	X					194	X				
35	X					75	X					115	X					155	X					195	X				
36	X					76	X					116	X					156	X					196	X				
37	X					77	X					117	X					157	X					197	X				
38	X					78	X					118	X					158	X					198	X				
39	X					79	X					119	X					159	X					199	X				
40	X					80	X					120	X					160	X					200	X				

00	29/05/2014	Rudimar Echer/Caroline De Angelis	C	Henrique Bender Kotzian	Emissão Inicial
Rev.	Data	Por	Em.	Aprovação.	Descrição das revisões

TIPO DE EMISSÃO		
(A) Preliminar	(E) Para Construção	(I) de Trabalho
(B) Para Aprovação	(F) Conforme Comprado	()
<input checked="" type="checkbox"/> (X) Para Conhecimento	(G) Conforme Construído	()
(D) Para Cotação	(H) Cancelado	()

Título: Relatório Final dos Projetos Executivos do Lote “D” / Volume 1 - Texto Descritivo / Tomo A

Número: 1240-REL-2001-00-01-001-R00

Esta folha indice indica em que revisão está cada folha na emissão citada.

Fl/Re	0	1	2	3	4	Fl/Re	0	1	2	3	4	Fl/Re	0	1	2	3	4	Fl/Re	0	1	2	3	4	Fl/Re	0	1	2	3	4
201	X					241						281						321						361					
202	X					242						282						322						362					
203	X					243						283						323						363					
204	X					244						284						324						364					
205	X					245						285						325						365					
206	X					246						286						326						366					
207	X					247						287						327						367					
208	X					248						288						328						368					
209	X					249						289						329						369					
210	X					250						290						330						370					
211	X					251						291						331						371					
212	X					252						292						332						372					
213	X					253						293						333						373					
214	X					254						294						334						374					
215	X					255						295						335						375					
216	X					256						296						336						376					
217	X					257						297						337						377					
218	X					258						298						338						378					
219	X					259						299						339						379					
220	X					260						300						340						380					
221	X					261						301						341						381					
222	X					262						302						342						382					
223	X					263						303						343						383					
224	X					264						304						344						384					
225	X					265						305						345						385					
226	X					266						306						346						386					
227	X					267						307						347						387					
228	X					268						308						348						388					
229	X					269						309						349						389					
230						270						310						350						390					
231						271						311						351						391					
232						272						312						352						392					
233						273						313						353						393					
234						274						314						354						394					
235						275						315						355						395					
236						276						316						356						396					
237						277						317						357						397					
238						278						318						358						398					
239						279						319						359						399					
240						280						320						360						400					

00	29/05/2014	Rudimar Echer/Caroline De Angelis	C	Henrique Bender Kotzian	Emissão Inicial
----	------------	-----------------------------------	---	-------------------------	-----------------

Rev.	Data	Por	Em.	Aprovação.	Descrição das revisões
------	------	-----	-----	------------	------------------------

TIPO DE EMISSÃO

(A) Preliminar	(E) Para Construção	(I) de Trabalho
(B) Para Aprovação	(F) Conforme Comprado	()
(X) Para Conhecimento	(G) Conforme Construído	()
(D) Para Cotação	(H) Cancelado	()

**PROJETO DE INTEGRAÇÃO DO RIO SÃO FRANCISCO COM BACIAS
HIDROGRÁFICAS DO NORDESTE SETENTRIONAL - PISF
EIXO LESTE
PROJETO EXECUTIVO DO LOTE D**

REPÚBLICA FEDERATIVA DO BRASIL

Presidente da República: Dilma Rousseff

MINISTÉRIO DA INTEGRAÇÃO NACIONAL

Secretaria de Infraestrutura Hídrica

Ministro de Estado da Integração Nacional: Francisco José Coelho Teixeira

Secretário de Infraestrutura Hídrica: Francisco José Coelho Teixeira

Diretor do Departamento de Projetos Estratégicos: Robson Afonso Botelho

Assessor do Departamento de Projetos Estratégicos: José Gentil

Coordenador Geral de Obras Civas: Jonathas Assunção Salvador Nery de Castro

Coordenador Geral dos Programas Ambientais: Elianeiva de Queiroz Viana Odísio

Coordenador Geral de Obras Eletro-Mecânicas: Herivelto de Souza Bronzeado

Coordenador de Projetos - PISF: Alexandre José de Carvalho

Gestor do Contrato - Lote "D": Adriano Platiny Torquato do Rêgo

GERENCIADORA CONCREMAT-ARCADIS LOGOS

Coordenação Geral: André Koff Sant'Anna

Coordenador de Engenharia: Giordano José Oliveira Aguiar

CONSÓRCIO ECOPLAN-SKILL

Coordenador Geral: Henrique Bender Kotzian

Coordenador Adjunto: Paulo Roberto Gomes

Brasília, Maio de 2014.

CONSÓRCIO ECOPLAN-SKILL

Projeto de Integração do Rio São Francisco com Bacias Hidrográficas do Nordeste Setentrional - Eixo Leste; Projeto Executivo do Lote D / Relatório Final dos Projetos Executivos / Volume 1 - Texto Descritivo / Tomo A. Porto Alegre: Consórcio Ecoplan-Skill, 2014.

229 p.

ISBN:

1. Projeto de Integração do Rio São Francisco. 2. Eixo Leste. 3. Projeto Executivo do Lote D. 4. Relatório Final. I. Ministério da Integração Nacional. II. Secretaria de Infraestrutura Hídrica. III. Consórcio Ecoplan-Skill. IV. Título.

CDU

SUMÁRIO

**MINUTA DO RELATÓRIO FINAL DOS PROJETOS EXECUTIVOS
DO LOTE “D” - EIXO LESTE**

SUMÁRIO

VOLUME 1 - TEXTO DESCRITIVO

- TOMO A**
1. Apresentação
 2. Concepção Geral do Projeto
 3. Adequações e Alterações do Projeto Básico
 4. Serviços Topográficos e Geotécnicos
- TOMO B**
5. Descrição dos Lotes de Obra que Fazem Parte do Projeto Executivo
 6. Conclusões e Recomendações
 7. Equipe Técnica

VOLUME 2 - ANEXOS

ANEXO I - LOTE 11

TOMO A - Serviços de Campo

- Levantamentos Topográficos
- Investigações Geotécnicas

TOMO B - Canais Adutores

TOMO C - Aquedutos

- Aqueduto Branco
- Aqueduto Barreiro

TOMO D - Barragem Moxotó

TOMO E - Obras Complementares

- Estruturas de Controle
- Tomadas d'Água de Uso Difuso no Canal

TOMO F - Sistema de Drenagem

TOMO G - Sistema Viário, Pontes e Passarelas

ANEXO II - LOTE 12

TOMO A - Serviços de Campo

Levantamentos Topográficos
Investigações Geotécnicas

TOMO B - Canais Adutores

TOMO C - Barragens

Barragem Barreiro
Barragem Campos
Barragem Barro Branco

TOMO D - Túnel Monteiro

TOMO E - Adutora Monteiro

TOMO F - Obras Complementares

Estruturas de Controle
Tomadas d'Água de Uso Difuso no Canal
Galeria de Passagem

TOMO G - Sistema de Drenagem

TOMO H - Sistema Viário, Pontes e Passarelas

ANEXO III - LOTE 13

TOMO A - Serviços de Campo

Levantamentos Topográficos
Investigações Geotécnicas

TOMO B - Estação de Bombeamento EBV-5

TOMO C - Estação de Bombeamento EBV-6

ANEXO IV - MÍDIA COM ARQUIVOS DIGITAIS DOS PROJETOS

VOLUME 3 - DESENHOS

TOMO A - Lote 11

TOMO B - Lote 12

TOMO C - Lote 13

ÍNDICE

VOLUME 1 - TEXTO DESCRITIVO

TOMO A

Maio/2014

SUMÁRIO

1	APRESENTAÇÃO	15
2	CONCEPÇÃO GERAL DO PROJETO.....	19
2.1	DESCRIÇÃO DA CONCEPÇÃO DO SISTEMA ADUTOR DO LOTE “D”	19
2.1.1	Canais Adutores.....	21
2.1.2	Barragens	29
2.1.3	Estações de Bombeamento.....	34
2.1.4	Túnel Monteiro	38
2.1.5	Adutora Monteiro	39
2.1.6	Aquedutos	40
2.1.7	Pontes	42
2.1.8	Passarelas.....	48
2.1.9	Galeria de Passagem.....	49
2.1.10	Estruturas de Controle.....	51
2.1.11	Tomada d’Água de Uso Difuso no Canal.....	55
2.1.12	Sistema viário	62
2.1.13	Sistema de Drenagem	70
2.2	LAYOUT GERAL DAS OBRAS	77
3	ADEQUAÇÕES E ALTERAÇÕES AO PROJETO BÁSICO	99
3.1	CANAIS ADUTORES.....	99
3.1.1	Alterações de Traçado.....	99
3.1.2	Alterações de Seção Transversal.....	108
3.2	BARRAGENS.....	115
3.2.1	Barragem Moxotó.....	115
3.2.2	Barragem Barreiro	118
3.2.3	Barragem Campos	120
3.2.4	Barragem Barro Branco	122
3.3	ESTAÇÕES DE BOMBEAMENTO	124
3.3.1	Eliminação da Bomba Reserva.....	124
3.3.2	Alteração da Seção do Forebay de Montante.....	125
3.3.3	Prolongamento da Adutora da Estação de Bombeamento EBV-6.....	127
3.3.4	Diâmetro e Espessura das Adutoras de Recalque	130
3.4	TÚNEL MONTEIRO.....	131
3.5	ADUTORA MONTEIRO	134
3.6	AQUEDUTOS, PONTES E PASSARELAS	138
3.6.1	Aquedutos	138
3.6.2	Pontes	139
3.6.3	Passarelas.....	139

3.7	OBRAS COMPLEMENTARES	141
3.7.1	<i>Estruturas de Controle</i>	141
3.7.2	<i>Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal</i>	143
3.7.3	<i>Galeria de Passagem</i>	144
3.8	SISTEMA VIÁRIO	145
3.8.1	<i>Alterações de Traçado da Malha Viária</i>	146
3.8.2	<i>Alterações da Seção Transversal</i>	147
3.9	SISTEMA DE DRENAGEM	147
3.9.1	<i>Canais de Drenagem</i>	148
3.9.2	<i>Obras de Travessia</i>	149
4	SERVIÇOS TOPOGRÁFICOS E GEOTÉCNICOS.....	154
4.1	DESCRIÇÃO GERAL DOS SERVIÇOS	154
4.1.1	<i>Levantamentos Topográficos Complementares</i>	154
4.2	SERVIÇOS TOPOGRÁFICOS ADICIONAIS	162
4.2.1	<i>Poligonal Básica de Apoio</i>	163
4.2.2	<i>Amarração e Locação do Canal Adutor</i>	164
4.2.3	<i>Serviços Executados</i>	166
4.3	SERVIÇOS GEOTÉCNICOS ADICIONAIS	169
4.4	SERVIÇOS GEOTÉCNICOS DE ESCRITÓRIO E ENSAIOS	172
4.4.1	<i>Metodologia para Execução dos Ensaios Geotécnicos</i>	173
4.4.2	<i>Metodologia dos Ensaios Especiais</i>	173
4.5	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA GERAL.....	180
4.5.1	<i>Segmentos de Canais</i>	181
4.5.2	<i>Aspectos Geotécnicos dos Materiais Escavados</i>	190
4.5.3	<i>Aspectos Geotécnicos dos Materiais Compactados</i>	191
4.5.4	<i>Estruturas de Controle</i>	192
4.5.5	<i>Aquedutos</i>	193
4.5.6	<i>Pontes</i>	195
4.5.7	<i>Estações de Bombeamento</i>	196
4.5.8	<i>Barragens</i>	199
4.5.9	<i>Túnel Monteiro</i>	223
4.6	MATERIAIS NATURAIS DE CONSTRUÇÃO	224
4.6.1	<i>Depósitos de Materiais Naturais</i>	224
4.6.2	<i>Fundação das Barragens</i>	225

ÍNDICE DE QUADROS E FIGURAS

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro nº 2.1: Relação de Obras do Lote D.....	19
Quadro nº 2.2: Estruturas Previstas nos Segmentos de Canal do Lote "D".....	25
Quadro nº 2.3: Localização e Extensão dos Segmentos de Canal.....	30
Quadro nº 2.4: Localização das Tomadas d'Água de Uso Difuso no Canal - Lote D.....	56
Quadro nº 2.5: Dimensionamento das Tomadas d'Água de Uso Difuso no Canal - Lote D.....	57
Quadro nº 3.1: Comparativo - Projeto Executivo x Projeto Básico - Dique Moxotó	117
Quadro nº 3.2: Comparativo - Projeto Executivo x Projeto Básico - Barragem Barreiro.....	119
Quadro nº 3.3: Comparativo - Projeto Executivo x Projeto Básico - Barragem Campos	121
Quadro nº 3.4: Comparativo - Projeto Executivo x Projeto Básico - Barragem Barro Branco	123
Quadro nº 3.5: Alterações na Localização das Passarelas do Lote "D" Efetuadas no Projeto Executivo	140

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura nº 1.1 - Mapa Esquemático do Projeto de Integração do Rio São Francisco	17
Figura nº 2.1: Seção Transversal do Canal em Aterro Zoneado	22
Figura nº 2.2: Seção Transversal do Dique Moxotó.....	31
Figura nº 2.3: Seção Transversal da Barragem Barreiro.....	32
Figura nº 2.4: Seção Longitudinal da Casa de Bombas da Estação EBV-5.....	36
Figura nº 2.5: Medidor Eletromagnético de Vazão Acoplado na Adutora de Recalque.....	37
Figura nº 2.6: Seção Longitudinal da Estação EBV-6 e da Adutora	38
Figura nº 2.7: Seção Transversal do Túnel.....	38
Figura nº 2.8: Seção de Terraplenagem da Adutora Monteiro	39
Figura nº 2.9: Planta do Aqueduto Branco	41
Figura nº 2.10: Corte Transversal da Superestrutura e Perspectiva dos Aquedutos	42
Figura nº 2.11: Seção Longitudinal do Aqueduto Branco	42
Figura nº 2.12: Vista da Ponte, em Planta, na Rodovia Federal BR-232.....	43
Figura nº 2.13: Vista da Ponte, em Planta, na Rodovia Estadual PE-280.....	44
Figura nº 2.14: Vista da Ponte, em Planta, na Rodovia PE-265 (ex-BR-110).....	44
Figura nº 2.15: Seção Transversal das Pontes em Rodovias Pavimentadas	45
Figura nº 2.16: Vista em Planta da Concepção das Pontes em Estradas Vicinais	46
Figura nº 2.17: Seção Transversal das Pontes em Estradas Vicinais.....	47
Figura nº 2.18: Seção Transversal das Passarelas para Pedestres.....	48
Figura nº 2.19: Vista em Planta das Passarelas para Pedestres.....	49
Figura nº 2.20: Planta da Galeria de Passagem no Canal 2224	50
Figura nº 2.21: Seção Transversal da Galeria de Passagem	50
Figura nº 2.22: Planta Baixa da Estrutura de Controle	51
Figura nº 2.23: Obra Civil das Estruturas de Controle	52

Figura nº 2.24: Seção Longitudinal da Estrutura de Controle	53
Figura nº 2.25: Canal de Aproximação da Estrutura de Controle do Reservatório Campos	54
Figura nº 2.26: Seção Longitudinal da Estrutura de Controle da Adutora Monteiro	55
Figura nº 2.27: Concepção da Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal	58
Figura nº 2.28: Seção Transversal da Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal	59
Figura nº 2.29: Seção Transversal da Canaleta de Concreto.....	59
Figura nº 2.30: Arranjo Eletromecânico da Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal.....	60
Figura nº 2.31: Casa de Comando da Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal.....	61
Figura nº 2.32: Equipamentos de Sinalização e Segurança	62
Figura nº 2.33: Seção Transversal das Estradas de Serviço.....	63
Figura nº 2.34: Estrada Vicinal de Acesso às Pontes.....	67
Figura nº 2.35: Desvios das Estradas de Operação e Manutenção	68
Figura nº 2.36: Seção Transversal do Desvio das Rodovias Pavimentadas.....	69
Figura nº 2.37: Seção Transversal da Reconstrução das Rodovias Pavimentadas.....	69
Figura nº 2.38: Perfil Longitudinal das Quedas nos Drenos.....	71
Figura nº 2.39: Seção Longitudinal de Overchute Apoiado no Terreno Natural.....	73
Figura nº 2.40: Ala de Bueiro Triplo Celular de Concreto	74
Figura nº 2.41: Seção Longitudinal de Overchute Apoiado nas Bermas do Canal.....	75
Figura nº 2.42: Corte Transversal de Caixa Coletora a Montante do Bueiro.....	75
Figura nº 2.43 - Layout do Segmento de Canal 2218	78
Figura nº 2.44 - Layout do Aqueduto Branco.....	79
Figura nº 2.45 - Layout do Segmento de Canal 2219	80
Figura nº 2.46 - Layout do Aqueduto Barreiro	81
Figura nº 2.47 - Layout do Segmento de Canal 2220	82
Figura nº 2.48 - Layout do Reservatório Moxotó	83
Figura nº 2.49 - Layout do Segmento de Canal 2221	84
Figura nº 2.50 - Sítio da Estação de Bombeamento EBV-5	85
Figura nº 2.51 - Layout do Segmento de Canal 2222	86
Figura nº 2.52 - Layout do Reservatório Barreiro	87
Figura nº 2.53 - Layout do Segmento de Canal 2223	88
Figura nº 2.54 - Sítio da Estação de Bombeamento EBV-6	89
Figura nº 2.55 - Layout do Segmento de Canal 2224	90
Figura nº 2.56 - Layout do Reservatório Campos	91
Figura nº 2.57 - Layout do Segmento de Canal 2225	92
Figura nº 2.58 - Layout do Reservatório Barro Branco	93
Figura nº 2.59 - Layout do Segmento de Canal 2226	94
Figura nº 2.60 - Layout do Túnel Monteiro.....	95
Figura nº 2.61 - Layout do Segmento de Canal 2227	96
Figura nº 2.62 - Layout da Adutora Monteiro	97
Figura nº 3.1: Alteração do Local de Captação de Água do Segmento de Canal 2218	100

Figura nº 3.2: Variante do Canal 2218 entre as Estacas E6843 a E6895+5,19.....	102
Figura nº 3.4: Variante do Canal 2226 entre as Estacas E9528 e E9604.....	106
Figura nº 3.5: Novo Traçado do Canal 2227.....	107
Figura nº 3.6: Nova Seção Hidráulica do Canal 2223.....	109
Figura nº 3.7: Solução 1: Canal Revestido com Taludes Abatidos	111
Figura nº 3.8: Solução 2: Canal sem Revestimento com Taludes Abatidos	111
Figura nº 3.9 - Solução 3: Canal sem Revestido com Taludes Enrocados	112
Figura nº 3.10 - Solução 4: Galeria de Concreto com Reaterro.....	113
Figura nº 3.11: Nova Seção Hidráulica do Canal 2227	114
Figura nº 3.12: Esquema de Ligação dos Barriletes das Bombas com as Linhas de Recalque.....	124
Figura nº 3.13: Seção-Tipo de Terraplenagem do <i>Forebay</i> de Montante das Estações EBV-5 e EBV-6	126
Figura nº 3.14: Inclinação dos Taludes da Escavação Obrigatória do <i>Forebay</i> de Montante das Estações EBV-5 e EBV-6 - Projeto Básico x Projeto Executivo	127
Figura nº 3.15: Solução do Estudo de Interferências do Cruzamento do Sistema Adutor com a Rodovia Estadual PE-275	129
Figura nº 3.16: Perfil do Local da Adutora da Estação de Bombeamento EBV-6	129
Figura nº 3.17: Comparativo Gráfico entre as Alternativas Consideradas	130
Figura nº 3.18: Traçado do Túnel Monteiro - Projeto Básico x Projeto Executivo	132
Figura nº 3.19: Traçado da Adutora Monteiro - Projeto Básico x Projeto Executivo.....	135
Figura nº 3.20: Seção Transversal de Poço de Visita da Adutora Monteiro.....	137
Figura nº 3.21: Corte Longitudinal da Estrutura de Saída da Adutora	138
Figura nº 3.22: Seção Transversal da Passarela para Pedestres - Projeto Básico x Projeto Executivo.....	142
Figura nº 3.23: Seção Transversal dos Overchutes - Projeto Básico x Projeto Executivo.....	152
Figura nº 4.1 : Croqui de Implantação dos PI's.....	165
Figura nº 4.2: Equipamento Utilizado nos ensaios de condutividade Hidráulica.....	174
Figura nº 4.3 : Equipamento para Ensaio de Cisalhamento Direto Instrumentado.....	177
Figura nº 4.4: Detalhe do Equipamento para ensaio de Cisalhamento Direto Insntumentado.....	177
Figura nº 4.5: Equipamento Utilizado nos ensaios Triaxiais.....	179
Figura nº 4.6: Detalhe do Cabeçote Utilizado nos Ensaios Triaxiais.....	179
Figura nº 4.7: Diagrama Esquemático do Sistema Triaxial Wille Geotechnik.....	180
Figura nº 4.8: Gráfico de Plasticidade de Solos com Amostras do Segmento de Canal 2218.....	183
Figura nº 4.9: Índice de Atividade da Fração Argilosa com Amostras do Segmento de Canal 2218.....	183

1. APRESENTAÇÃO

1 APRESENTAÇÃO

O presente documento, intitulado “*Relatório Final dos Projetos Executivos do Lote D / Volume 1 - Texto Descritivo / Tomo A*”, é parte integrante do Contrato Administrativo Nº 38/2007-MI, celebrado entre o Ministério da Integração Nacional e o Consórcio ECOPLAN-SKILL, que tem por objeto a execução de serviços de consultoria especializada para “*Elaboração do Projeto Executivo, Referente ao Lote D, da Primeira Etapa de Implantação do Projeto de Integração do Rio São Francisco com Bacias Hidrográficas do Nordeste Setentrional*”.

O Projeto de Integração do Rio São Francisco com Bacias Hidrográficas do Nordeste Setentrional (**PISF**) está dividido em dois eixos, Norte e Leste. O Lote “D” faz parte do Eixo Leste que se localiza nos estados de Pernambuco e da Paraíba. O início do Eixo Leste é no reservatório de Itaparica, no rio São Francisco, no município de Floresta, no estado de Pernambuco, e o final é no município de Monteiro, no rio Paraíba (localmente chamado de riacho Mulungu).

A Figura nº 1.1, adiante, contém um mapa esquemático do **PISF**, onde é possível visualizar os eixos (Norte e Leste) do sistema adutor e a divisão dos lotes de projeto executivo (Lote A ao Lote F), bem como os lotes de obras (Lote 01 ao Lote 14).

O Projeto Executivo do Lote “D” corresponde ao trecho do Eixo Leste compreendido entre o reservatório Copiti e o açude Poções, e está dividido em três lotes de obras, são eles:

- Lote 11: obras do sistema adutor compreendidas entre o reservatório Copiti (exclusive) e o reservatório Barreiro (exclusive);
- Lote 12: obras do sistema adutor compreendidas entre o reservatório Barreiro (inclusive) e a adutora Monteiro (inclusive), exceto as estações de bombeamento;
- Lote 13: obras das estações de bombeamento EBV-5 e EBV-6.

O Projeto Executivo do Lote “D” é composto pelos seguintes documentos:

- Relatório Final do Projeto Executivo dos Canais;
- Relatório Final do Projeto Executivo das Estações de Bombeamento;
- Relatório Final do Projeto Executivo do Sistema de Drenagem;
- Relatório Final do Projeto Executivo dos Aquedutos, Pontes e Passarelas;
- Relatório Final do Projeto Executivo do Túnel;
- Relatório Final do Projeto Executivo das Barragens;
- Relatório Final do Projeto Executivo da Adutora;
- Relatório Final do Projeto Executivo do Sistema Viário;
- Relatório Final do Projeto Executivo das Obras complementares;
- Relatório Final dos Serviços Topográficos Complementares;

- Relatório Final dos Serviços Geotécnicos;
- Relatório Final dos Projetos Executivos do Lote “D”.

Na elaboração do projeto executivo foram mantidos, sempre que possível, os critérios, os parâmetros e as diretrizes estabelecidas no projeto básico, promovendo algumas adequações e alterações em determinadas obras/estruturas em função do grau de detalhamento do projeto de engenharia e de informações mais precisas obtidas nos trabalhos de campo (topografia e geotecnia). Também foram atendidas as orientações constantes no documento “Critérios e Diretrizes para a Elaboração do Projeto Executivo”, elaborado pela Gerenciadora.

Este documento consiste numa síntese dos relatórios relacionados acima e contém os principais elementos de cada obra/estrutura, que foram detalhadas em nível suficiente para serem executadas, além de discriminar as diretrizes e os critérios de projeto adotados no detalhamento, assim como apresenta os resultados alcançados.

Inicialmente (capítulo 2) faz-se uma descrição geral do Projeto, especificamente das obras do Lote “D”, caracterizando as principais estruturas/obras que compõem o sistema adutor do Eixo Leste a partir do reservatório Copiti até o final, ilustrando, através de figuras, as diferentes obras que compõem o trecho do sistema adutor.

As adequações e as alterações que se fizeram necessárias na consolidação do traçado do sistema adutor e na concepção de determinadas estruturas são apresentadas e justificadas no capítulo 3, enquanto os trabalhos de campo (levantamentos topográficos e geotécnicos), são apresentados no capítulo 4.

A descrição e o layout geral, as principais características técnicas, os quantitativos, o orçamento e a lista de documentos de referência do projeto executivo das estruturas correspondentes aos Lotes de Obras 11, 12 e 13 são apresentadas no capítulo 5 (Tomo B).

Por fim, nos capítulos 6 e 7 (Tomo B), respectivamente, são abordadas conclusões e recomendações no que diz respeito a implantação das obras, e relaciona-se a equipe técnica responsável pelo detalhamento do projeto de engenharia.

Porto Alegre, 29 de maio de 2014.

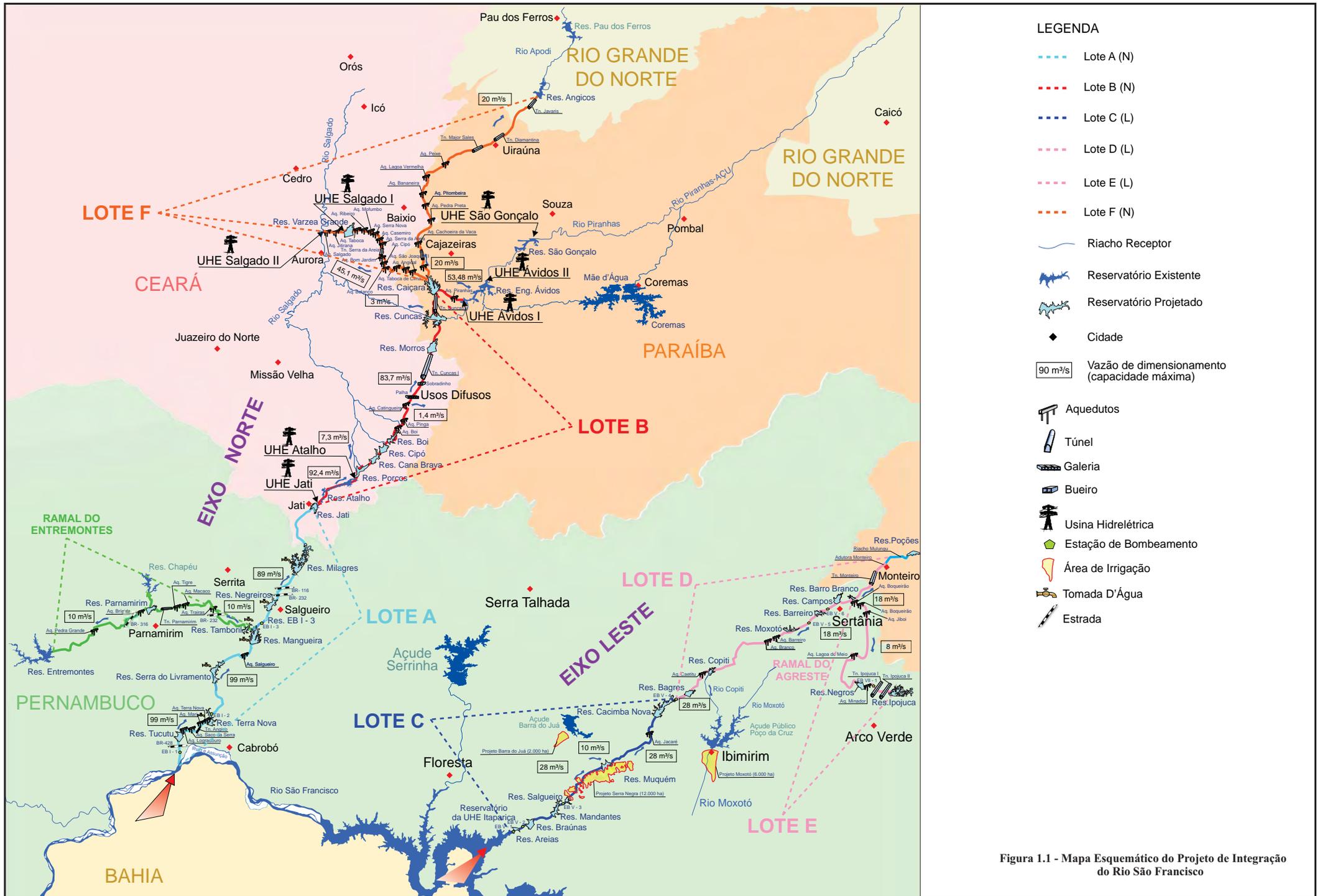


Figura 1.1 - Mapa Esquemático do Projeto de Integração do Rio São Francisco

2. CONCEPÇÃO GERAL DO PROJETO

2 CONCEPÇÃO GERAL DO PROJETO

As obras do Lote “D” compreendem a segunda metade do Eixo Leste do **PISF**, e tem início numa estrutura de controle localizada em um braço do reservatório da barragem Copiti, que corresponde ao km 119+400 (E5970) do sistema adutor, e término na estrutura de saída da adutora Monteiro (E10430) que deságua no riacho Monteiro.

2.1 DESCRIÇÃO DA CONCEPÇÃO DO SISTEMA ADUTOR DO LOTE “D”

O trecho do sistema adutor do Eixo Leste compreendido entre o reservatório Copiti e a adutora Monteiro, que consiste no Lote “D” do projeto executivo, é constituído por 10 segmentos de canal adutor (denominados 2218 a 2227), quatro barragens (Moxotó, Barreiro, Campos e Barro Branco), dois aquedutos (Branco e Barreiros), duas estações de bombeamento (EBV-5 e EBV-6), um túnel (denominado Monteiro, pois permite que o sistema adutor alcance o município homônimo), uma adutora gravitativa (também denominada Monteiro, uma vez que passa pela periferia da cidade homônima), cinco estruturas de controle, 14 pontes, 10 passarelas, uma galeria de passagem, 21 tomadas d’água de uso difuso no canal, sistema de drenagem superficial e sistema viário.

No Quadro nº 2.1, apresentado a seguir, são relacionadas as principais estruturas/obras que fazem parte do Lote “D” de projeto do **PISF**, com indicação do respectivo WBS (*Work Breakdown Structure*) e do Lote de Obra correspondente.

Quadro nº 2.1: Relação de Obras do Lote D

WBS	Obra/Estrutura	Lote de Obra
Canais		
2218	Segmento de canal entre o reservatório Copiti e o aqueduto Branco	11
2219	Segmento de canal entre o aqueduto Branco e o aqueduto Barreiros	11
2220	Segmento de canal entre o aqueduto Barreiros e o reservatório Moxotó	11
2221	Segmento de canal entre o reservatório Moxotó e a estação de bombeamento EBV-5	11
2222	Segmento de canal entre a estação de bombeamento EBV-5 e o reservatório Barreiro	11
2223	Segmento de canal entre o reservatório Barreiro e a estação de bombeamento EBV-6	12
2224	Segmento de canal entre a estação de bombeamento EBV-6 e o reservatório Campos	12
2225	Segmento de canal entre o reservatório Campos e o reservatório Barro Branco	12
2226	Segmento de canal entre o reservatório Barro Branco e o túnel Monteiro	12
2227	Segmento de canal entre o túnel Monteiro e a adutora Monteiro	12
Aquedutos		
2307	Aqueduto Branco	11
2308	Aqueduto Barreiros	11
Estações de Bombeamento		
2650	Estação de bombeamento EBV-5	13
2660	Estação de bombeamento EBV-6	13
Barragens		
2112	Dique Moxotó	11
2113	Barragem Barreiro	12
2114	Barragem Campos	12

WBS	Obra/Estrutura	Lote de Obra
2115	Barragem Barro Branco	12
Estruturas de Controle		
2260	Estrutura de controle do reservatório Copiti	10
2261	Estrutura de controle do reservatório Barreiro	12
2262	Estrutura de controle do reservatório Campos	12
2263	Estrutura de controle do reservatório Barro Branco	12
2264	Estrutura de controle da adutora Monteiro	12
Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal		
2279	Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal Poço do Capim	11
2280	Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal Riacho Novo	11
2281	Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal Carvalho / Fazendinha	11
2282	Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal Umbuzeiro / Lagoa da Onça / Soares / Samambainha / Boa Vista	11
2283	Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal Malhadinha / Cacimbinha	11
2284	Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal Barro Vermelho	11
2285	Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal Favela / Frade / Viana / Salgadinho / Salgado / Valdemar Siqueira	11
2286	Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal Maia / Xique-Xique	11
2287	Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal Vila Rio da Barra	11
2288	Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal Ameixa / Maxixe	11
2289	Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal Brabo	11
2290	Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal Barreiros	12
2291	Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal Cipó / São Francisco	12
2292	Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal Mulungu / Bredo	12
2293	Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal Pau d'Arco	12
2294	Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal Rigideira	12
2295	Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal Pocinhos / Pernambucozinho / Espírito Santo / Balão	12
2296	Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal Bom Jesus / Tinguí	12
2297	Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal Sítio do Meio / Serrote	12
2298	Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal Santana	12
2299	Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal Pau-Ferro	12
Sistema de Drenagem Externa		
2718	Drenos longitudinais, bueiros e overchutes do segmento de canal 2218	11
2719	Drenos longitudinais e bueiro do segmento de canal 2219	11
2720	Drenos longitudinais e bueiros do segmento de canal 2220	11
2721	Drenos longitudinais, bueiros e overchutes do segmento de canal 2221	11
2722	Drenos longitudinais, bueiro e overchutes do segmento de canal 2222	11
2723	Drenos longitudinais e overchutes do segmento de canal 2223	12
2724	Drenos longitudinais e bueiros do segmento de canal 2224	12
2725	Drenos longitudinais, bueiros e overchute do segmento de canal 2225	12
2726	Drenos longitudinais, bueiros e overchutes do segmento de canal 2226	12
2727	Drenos longitudinais e overchutes do segmento de canal 2227	12

WBS	Obra/Estrutura	Lote de Obra
2650	Drenos longitudinais e bueiros do sítio da estação de bombeamento EBV-5	13
2660	Drenos longitudinais e bueiros do sítio da estação de bombeamento EBV-6	13
Sistema Viário		
2052	Estradas de serviço	11/12
2053	Estradas de acesso	11/12
Pontes		
2519	Ponte Vicinal - Canal 2218 (km 0+610=E6000+10)	11
2520	Ponte Vicinal - Canal 2218 (km 9+660=E6453)	11
2521	Ponte Vicinal - Canal 2218 (km 14+140=E6677)	11
2522	Ponte Vicinal - Canal 2218 (km 17+680=E6854)	11
2532	Ponte Vicinal - Canal 2218 (km 27+800=E7360)	11
2523	Ponte na Rodovia BR-232 - Canal 2220 (km 2+338,1=E7677+18,1)	11
2524	Ponte Vicinal - Canal 2220 (km 5+470=E7834+10)	11
2525	Ponte Vicinal - Canal 2221 (km 2+875=E8174+15)	11
2526	Ponte na Rodovia PE-280 - Canal 2223 (km 0+426,59=E8437+6,59)	12
2531	Ponte Vicinal - Canal 2224 (km 4+280=E8755)	12
2527	Ponte Vicinal - Canal 2225 (km 3+120=E9037)	12
2528	Ponte Vicinal - Canal 2226 (km 1+400=E9237)	12
2529	Ponte na Rodovia PE-265 (ex-BR-110) - Canal 2226 (km 7+321,13=E9533+1,13)	12
2530	Ponte Vicinal - Canal 2227 (km 5+920=E10105)	12
Passarelas		
2570	Passarela no Canal 2218 (km 11+940 = E6567)	11
2571	Passarela no Canal 2218 (km 15+410 = E6740+10)	11
2564	Passarela no Canal 2218 (km 21+400 = E7040)	11
2565	Passarela no Canal 2218 (km 24+690 = E7204+10)	11
2572	Passarela no Canal 2220 (km 1+100 = E7616)	11
2573	Passarela no Canal 2220 (km 3+820 = E7752)	11
2575	Passarela no Canal 2225 (km 1+940 = E8978)	12
2576	Passarela no Canal 2225 (km 4+320 = E9097)	12
2566	Passarela no Canal 2226 (km 4+360 = E9385)	12
2577	Passarela no Canal 2226 (km 5+640 = E9449)	12
Túnel		
2410	Túnel Monteiro	12
Galeria de Passagem		
2420	Galeria de Passagem (Canal 2224)	12
Adutora		
2910	Adutora Monteiro	12

2.1.1 Canais Adutores

Os segmentos de canais adutores do Lote “D” foram dimensionados para aduzir a vazão máxima de 18,0 m³/s. Possuem seção transversal trapezoidal, taludes laterais com inclinação 1(V):1,5(H), largura da base de 3,0 m, altura da lâmina d’água de 2,81 m, bordo

livre de 0,50 m e velocidade d'água de 0,89 m/s operando com a vazão máxima.

Os canais adutores possuem revestimento rígido-flexível, constituído por geomembrana de PEAD texturizada em ambas as faces e placa de cimento com 7,0 cm de espessura na base e 5,0 cm nos taludes laterais, com juntas de construção a cada 3,50 m.

Sob a base do canal foi projetado um sistema de drenagem para alívio da subpressão, constituído por tubos perfurados, com deságue para fora do canal nos trechos em aterro, através de tubos não perfurados. O tubo perfurado é envolto por uma camada de brita e geotêxtil.

Em ambas as bermas do canal foram previstas estradas de operação e manutenção, com plataforma de tráfego com largura de 3,50 m, revestida com saprolito ou bica corrida, na espessura de 0,12 m.

Para os segmentos de canais 2223 e 2227, por se encontrarem totalmente confinados (em corte), sem local para esgotamento gravitatório da drenagem interna, os canais foram projetados sem o sistema de drenagem interna, revestidos apenas com concreto poroso. Foi prevista estrada de operação e manutenção apenas na margem direita destes canais.

Com fins ilustrativos, a Figura nº 2.1, abaixo, apresenta a seção transversal do canal adutor em situação de aterro zoneado (aproveitamento do material de 3ª categoria escavado nos trechos de canal em corte).

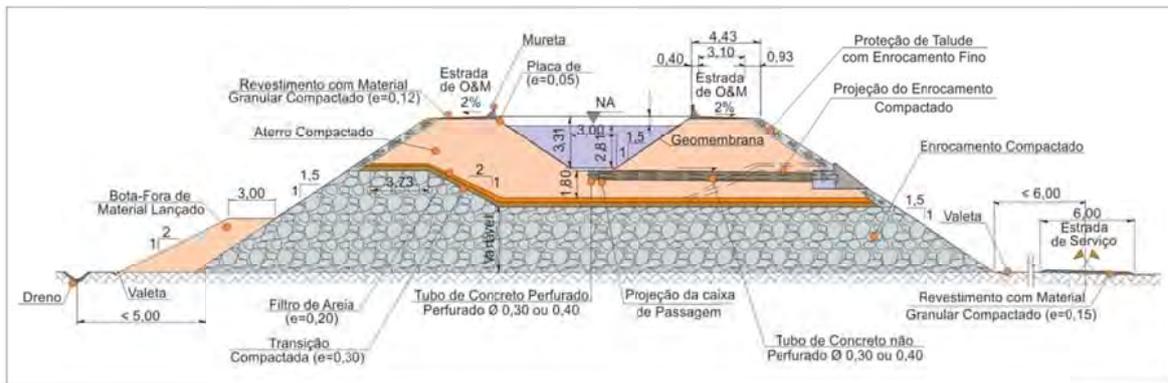


Figura nº 2.1: Seção Transversal do Canal em Aterro Zoneado

A modelagem hidrodinâmica do sistema adutor indicou a necessidade do alteamento das bermas em determinados trechos de canais, com vistas a reter níveis de água excedentes aos níveis máximos operacionais (efeitos hidrodinâmicos decorrentes dos transientes das estações de bombeamento associados às cheias dos reservatórios). A solução para o alteamento da crista do canal é a mesma adotada no projeto básico, ou seja, a construção de muretas de concreto.

Os canais adutores do Lote “D” iniciam na estrutura de controle da barragem Copiti, no km 119+400 (E5970) do sistema adutor do Eixo Leste, e terminam na estrutura de controle da adutora Monteiro, no km 204+600 (E10230).

O primeiro segmento de canal do Lote “D”, denominado 2218, conduz água do

reservatório Copiti até o aqueduto Branco e possui extensão de 28,38 km. Neste segmento de canal foram previstas cinco pontes, quatro passarelas e 31 obras de travessia de drenagem (21 bueiros e 10 overchutes). Lateralmente ao canal foram previstos 28,4 km de canais de drenagem externa e na margem direita foi prevista uma estrada de serviço.

O segundo segmento de canal, denominado 2219, conduz água do aqueduto Branco ao aqueduto Barreiro e possui extensão de 3,02 km. Neste segmento de canal foi previsto apenas um bueiro simples celular de concreto 1,5 m x 1,5 m. Lateralmente ao canal foram previstos 1,35 km de canais de drenagem externa e na margem direita foi prevista uma estrada de serviço.

O terceiro segmento de canal, denominado 2220, conduz água do aqueduto Barreiro ao reservatório Moxotó e possui extensão de 6,39 km. Neste segmento de canal foram previstas duas pontes (uma delas no cruzamento com a rodovia federal BR-232), duas passarelas e cinco obras de travessia de drenagem (bueiros simples). Lateralmente ao canal foram previstos 3,73 km de canais de drenagem externa e na margem direita foi prevista uma estrada de serviço.

O quarto segmento de canal, denominado 2221, conduz água do reservatório Moxotó à estação de bombeamento EBV-5 e possui extensão de 3,09 km. Neste segmento de canal foram previstas uma ponte e três obras de travessia de drenagem (overchutes). Lateralmente ao canal foram previstos 4,04 km de canais de drenagem externa e na margem direita (até a ponte) foi prevista uma estrada de serviço.

Devido à proximidade do leito do riacho Moxotó com a berma direita em dois trechos do segmento de canal 2221, o greide da estrada de serviço (localizada na margem direita do canal) foi alteado até a elevação 506,15 m (1,75 m acima da berma), com vistas a evitar que em períodos muito chuvosos, em que os níveis de água do riacho sobem demasiadamente, ocorra a entrada de água no canal, uma vez que o aterro da estrada de serviço servirá como dique de proteção do canal.

O greide da estrada de serviço foi elevado entre o km 1+180 ao km 2+400. Entre o km 1+540 ao km 1+880 não foi preciso elevar o greide da estrada, pois as elevações do terreno natural situam-se entre 506,50 m a 510,50 m. O talude do aterro frontal ao riacho foi protegido com enrocamento, com a finalidade de impedir que o escoamento das águas do riacho Moxotó danifiquem o terrapleno da estrada.

Nestes dois trechos de canal, que cruzam por talvegues naturais, foram previstos dois overchutes ODCC 1,5x1,3 (no km 1+480 e no km 2+020), posicionados sobre as bermas do canal. Como o greide da estrada se encontra mais elevado que o fundo das alas de jusante dos overchutes, foi necessário projetar o prolongamento destas obras de travessia, de tal forma que as águas da drenagem superficial deságuem no riacho Moxotó. Desta forma, a partir das alas de jusante dos overchutes foram previstos bueiros duplos tubulares de concreto Ø 1,50 m, no mesmo alinhamento, que cruzam sob a estrada de serviço.

Como o canal 2221 se desenvolve praticamente todo em corte, com pequenos trechos com seção mista (mesmo assim com predomínio de corte), o esgotamento da drenagem interna ficou restrito. O único local possível de esgotamento ocorre na estaca 8095 (km 1+280),

onde o canal se encontra muito próximo ao leito do riacho Moxotó. O fundo da caixa de saída da drenagem interna se encontra na mesma elevação do leito do riacho. Para evitar que ocorra fluxo inverso das águas (do riacho em direção à base do canal - no período chuvoso), foi prevista uma válvula flap Ø 0,50 m na extremidade do tubo de saída. Desta forma, se houver elevação do nível do riacho a válvula permanecerá fechada, evitando que as águas do riacho alcancem a base do canal.

O quinto segmento de canal, denominado 2222, conduz água da estação de bombeamento EBV-5 ao reservatório Barreiro e possui extensão de 2,501 km. Neste segmento de canal foram previstas apenas quatro obras de travessia de drenagem (bueiros simples). Lateralmente ao canal foram previstos 2,40 km de canais de drenagem externa e na margem esquerda foi prevista uma estrada de serviço.

O sexto segmento de canal, denominado 2223, conduz água do reservatório Barreiro à estação de bombeamento EBV-6 e possui extensão de 1,667 km. Neste segmento de canal foram previstas uma ponte (no cruzamento com a rodovia estadual PE-280) e três obras de travessia de drenagem (overchutes). Lateralmente ao canal, ao nível do terreno natural, foram previstos 2,65 km de canais de drenagem externa e na margem esquerda foi prevista uma estrada de serviço. Este canal encontra-se totalmente em situação de corte (escavado) com profundidades elevadas, o que implica dizer que o segmento está “confinado” em termos de deságue da drenagem interna (não há local para esgotamento gravitariamente). Tal fato resultou na decisão de eliminar o revestimento do canal com manta e placa de concreto, prevendo-se apenas revestimento com concreto poroso ($e = 10$ cm), de maneira a reduzir o coeficiente de rugosidade. Desta forma, foi necessário alterar a seção hidráulica do canal, resultando numa seção trapezoidal com 4,80 m da base e 3,53 m de altura (lâmina d’água de 3,03 m). Para aumentar a seção do canal, foi necessário eliminar a estrada de O&M prevista na margem esquerda.

O sétimo segmento de canal, denominado 2224, conduz água da estação de bombeamento EBV-6 ao reservatório Campos e possui extensão de 5,943 km. Neste segmento de canal foram previstas uma ponte e quatro obras de travessia de drenagem (bueiros simples). Lateralmente ao canal foram previstos 3,65 km de canais de drenagem externa e na margem direita foi prevista uma estrada de serviço.

O oitavo segmento de canal, denominado 2225, conduz água do reservatório Campos ao reservatório Barro Branco e possui extensão de 5,02 km. Neste segmento de canal foram previstas uma ponte, duas passarelas e oito obras de travessia de drenagem (sete bueiros e um overchute). Lateralmente ao canal foram previstos 5,83 km de canais de drenagem externa e na margem direita foi prevista uma estrada de serviço.

O nono segmento de canal, denominado 2226, conduz água do reservatório Barro Branco ao túnel Monteiro e possui extensão de 9,72 km. Neste segmento de canal foram previstas duas pontes (uma delas no cruzamento com a rodovia PE-265, ex-BR-110), duas passarelas e 18 obras de travessia de drenagem (11 bueiros e sete overchutes). Lateralmente ao canal adutor foram previstos 11,892 km de canais de drenagem externa (divididos em 38 drenos) e na margem direita foi prevista uma estrada de serviço até o entroncamento com a rodovia PE-265 (ex-BR-110); após cruzar a rodovia a estrada de serviço se desenvolve pela margem esquerda do canal até a embocadura do túnel.

O décimo segmento de canal, denominado 2227, conduz água do túnel Monteiro à adutora Monteiro e possui extensão de 8,420 km. Ao longo do canal foram previstas uma ponte e quatro obras de travessia de drenagem (todas overchutes, pois o canal se encontra em corte em toda a extensão). Na margem direita do canal adutor foram previstos 4,395 km de canais de drenagem (divididos em 8 drenos) e a estrada de serviço. Por razões geotécnicas e por suas características hidráulicas (canal escavado a grandes profundidades - superiores a 20,0 m), o trecho inicial do canal, numa extensão de 4,00 km (estaca 9809 a 10009), foi substituído por uma galeria de concreto armado, com dimensões internas de 4,0 m x 4,0 m.

O segmento de canal 2227, semelhantemente ao canal 2223, encontra-se totalmente em situação de corte (escavado) e a elevadas profundidades, o que implica dizer que o segmento está “confinado” em termos de deságue da drenagem interna (não há local para esgotamento gravitatório). Tal fato resultou na decisão de eliminar o revestimento do canal com manta e placa de concreto, prevendo-se apenas revestimento com concreto poroso, na espessura de 10 cm, de maneira a reduzir o coeficiente de rugosidade.

Desta forma, foi alterada a seção hidráulica do canal, resultando numa seção trapezoidal com 4,70 m de largura de base, 3,54 m de altura (lâmina d’água de 3,04 m), declividade longitudinal de 0,0001 m/m e velocidade de escoamento de 0,64 m/s.

No Quadro nº 2.2, abaixo, estão relacionadas todas as obras, com as respectivas localizações e extensões, projetadas em cada segmento de canal do Lote “D”.

Quadro nº 2.2: Estruturas Previstas nos Segmentos de Canal do Lote “D”

Obra/Tipo	WBS	Localização		Dimensões (m)	Vazão (m³/s)	Extensão (m)
		Estaca	km+m			
Segmento de Canal 2218						
Estrutura de Controle do Reservatório Copiti	2260	E5970	0+000	-	-	53,12
Ponte Estrada Vicinal	2519	E6000+10	0+610	-	-	35,00
Overchute OTCC		E6034	1+280	2,0 x 1,5	17,703	22,00
Bueiro BSTC		E6080+10	2+210	Ø 1,50	4,689	45,00
Bueiro BTCC		E6146+19	3+539	2,0 x 2,0	21,429	66,22
Bueiro BSCC		E6175+03	4+103	1,5 x 1,5	1,162	55,27
Bueiro BTCC		E6204+13	4+693	2,5 x 2,5	41,02	107,19
Overchute ODCC		E6240	5+400	1,5 x 1,3	4,068	22,00
Overchute ODCC		E6343+2	7+462	1,5 x 1,3	6,954	22,00
Overchute OSCC		E6369+10	7+990	1,5 x 1,3	3,085	22,00
Bueiro BDTC		E6432+02	9+242	Ø 1,50	9,762	38,00
Ponte Estrada Vicinal	2520	E6453	9+660	-	-	38,00
Bueiro BDCC		E6470	10+000	2,0 x 2,0	19,472	46,02
Passarela p/ Pedestres	2570	E6567	11+940	-	-	19,73
Bueiro BTCC		E6585	12+300	2,5 x 2,5	43,664	90,22
Overchute OSCC		E6621+3	13+023	1,5 x 1,0	2,637	22,00
Ponte Estrada Vicinal	2521	E6677	14+140	-	-	26,00
Bueiro BTCC		E6722+07	15+047	3,0 x 3,0	119,15	109,71

Obra/Tipo	WBS	Localização		Dimensões (m)	Vazão (m³/s)	Extensão (m)
		Estaca	km+m			
Bueiro BTCC		E6723+09	15+069	2,0 x 2,0	47,36	112,57
Passarela p/ Pedestres	2571	E6740+10	15+410	-	-	19,73
Bueiro BTCC		E6785+13	16+313	1,5 x 1,5	9,43	57,70
Bueiro BSTC		E6836+16	17+336	Ø 1,50	2,238	70,00
Ponte Estrada Vicinal	2522	E6854	17+680	-	-	24,00
Bueiro BTCC		E6868+05	17+965	3,0 x 3,0	84,85	58,03
Bueiro BTCC		E6869+05	17+985	3,0 x 3,0	84,85	58,06
Bueiro BSTC		E6891+02	18+422	Ø 1,50	4,482	45,00
Overchute ODCC		E6925+5	19+105	1,5 x 1,3	5,669	22,00
Overchute OSSC		E6958	19+760	1,5 x 1,0	1,271	36,00
Overchute OSSC		E6985+4	20+304	1,5 x 1,0	2,089	22,00
Bueiro BTCC		E7018+13	20+973	2,0 x 2,0	31,28	68,13
Passarela p/ Pedestres	2564	E7040	21+400	-	-	19,73
Bueiro BTTC		E7049+15	21+595	Ø 1,50	12,851	55,00
Overchute OSSC		E7115+2	22+902	1,5 x 1,0	2,561	41,20
Overchute OTCC		E7133+10	23+270	2,0 x 1,7	15,976	23,80
Bueiro BDTC		E7176+15	24+135	Ø 1,50	4,54	45,00
Bueiro BDTC		E7202+07	24+647	Ø 1,50	8,247	67,00
Passarela p/ Pedestres	2565	E7204+10	24+690	-	-	19,73
Bueiro BDTC		E7253+16	25+676	Ø 1,50	7,833	64,00
Bueiro BDTC		E7307+02	26+742	Ø 1,50	5,398	38,00
Bueiro BSTC		E7334+10	27+290	Ø 1,50	3,605	47,00
Ponte Estrada Vicinal	2532	E7360	27+800	-	-	24,00
Transição Canal x Aqueduto Branco		E7389	28+380	-	-	15,00
Segmento de Canal 2219						
Transição Aqueduto Branco x Canal		E7398	0+000	-	-	15,00
Bueiro BSCC		E7483+18	1+718	1,5 x 1,5	2,615	60,85
Transição Canal x Aqueduto Barreiro		E7549	3+020	-	-	20,00
Segmento de Canal 2220						
Transição Aqueduto Barreiro x Canal		E7561	0+000	-	-	20,00
Passarela p/ Pedestres	2572	E7616	1+100	-	-	19,73
Bueiro BSCC		E7667+19	2+139	1,5 x 1,5	1,498	50,70
Ponte na Rodovia BR-232	2523	E7677+18,1	2+338,1	-	-	32,00
Passarela p/ Pedestres	2573	E7752	3+820	-	-	19,73
Bueiro BSTC		E7805+9	4+889	Ø 1,50	1,603	41,00
Bueiro BSTC		E7818+2	5+142	Ø 1,50	2,083	47,00
Ponte Estrada Vicinal	2524	E7834+10	5+470	-	-	27,00
Bueiro BSTC		E7844	5+660	Ø 1,50	1,116	45,00
Bueiro BSTC		E7860+13	5+993	Ø 1,50	1,442	53,00
Estrutura de Deságue no Reservatório Moxotó		E7880+10	6+390	-	-	110,20

Obra/Tipo	WBS	Localização		Dimensões (m)	Vazão (m³/s)	Extensão (m)
		Estaca	km+m			
Segmento de Canal 2221						
Captação no Reservatório Moxotó		E8031	0+000	-	-	72,20
Bueiro BSCC		E8042+18	0+238	1,5 x 1,5	2,322	32,00
Overchute ODCC		E8058+8	0+580	1,5 x 1,3	5,412	22,00
Overchute ODCC		E8105	1+480	1,5 x 1,3	7,271	22,00
Overchute ODCC		E8132	2+020	1,5 x 1,3	7,133	22,00
Ponte Estrada Vicinal	2525	E8174+15	2+875	-	-	34,00
Transição Canal x Forebay de Montante Estação EBV-5		E8185+10	3+090	-	-	40,00
Segmento de Canal 2222						
Transição Forebay de Jusante Estação EBV-5 x Canal		E8209	0+000	-	-	50,50
Bueiro BSCC		E8245+13	0+733	1,5 x 1,5	0,851	74,58
Bueiro BSTC		E8279+10	1+410	Ø 1,50	3,967	55,00
Bueiro BSTC		E8301+5	1+845	Ø 1,50	0,88	45,00
Bueiro BSTC		E8321+17	2+257	Ø 1,50	1,442	45,00
Estrutura de Deságue no Reservatório Barreiro		E8334+1	2+501	-	-	26,60
Segmento de Canal 2223						
Estrutura de Controle do Reservatório Barreiro	2261	E8416	0+000	-	-	53,12
Ponte na Rodovia PE-280	2526	E8437+6,59	0+426,59	-	-	36,00
Overchute OSCC		E8443+8	0+548	1,5 x 1,2	4,036	38,00
Overchute OSCC		E8464	0+960	1,5 x 1,0	2,50	40,00
Overchute OSCC		E8492+10	1+530	1,5 x 1,0	2,50	55,00
Transição Canal x Forebay de Montante Estação EBV-6		E8499+7	1+667	-	-	40,00
Segmento de Canal 2224						
Transição Forebay de Jusante Estação EBV-6 x Canal		E8541	0+000	-	-	38,70
Bueiro BSCC		E8568+13	0+553	1,5 x 1,5	1,076	78,42
Bueiro BSCC		E8650+15	2+195	1,5 x 1,5	0,897	124,91
Galeria de Passagem		E8660	2+380	3,0 x 3,0	-	58,00
Ponte Estrada Vicinal	2531	E8755	4+280	-	-	26,00
Bueiro BSTC		E8764+2	4+462	Ø 1,50	0,425	71,00
Bueiro BSTC		E8782	4+820	Ø 1,50	0,313	47,00
Estrutura de Deságue no Reservatório Campos		E8838+3	5+943	-	-	51,60
Segmento de Canal 2225						
Estrutura de Controle do Reservatório Campos	2262	E8881	0+000	-	-	53,12
Bueiro BSTC		E8894+10	0+270	Ø 1,50	1,736	58,00
Bueiro BSTC		E8911+17	0+617	Ø 1,50	0,629	42,00
Bueiro BTCC		E8934+12	1+072	3,0 x 3,0	67,393	73,86

Obra/Tipo	WBS	Localização		Dimensões (m)	Vazão (m³/s)	Extensão (m)
		Estaca	km+m			
Bueiro BSCC		E8957+4	1+524	1,5 x 1,5	4,033	71,42
Bueiro BSTC		E8974+9	1+869	Ø 1,50	1,754	52,00
Passarela p/ Pedestres	2575	E8978	1+940	-	-	19,73
Bueiro BSTC		E9001+16	2+416	Ø 1,50	2,158	56,00
Overchute OSSC		E9016+17	2+717	1,5 x 1,0	0,652	22,00
Ponte Estrada Vicinal	2527	E9037	3+120	-	-	42,00
Bueiro BDCC		E9068+9	3+749	2,0 x 2,0	8,962	64,69
Passarela p/ Pedestres	2576	E9097	4+320	-	-	19,73
Estrutura de Deságue no Reservatório Barro Branco		E9132	5+020	-	-	125,20
Segmento de Canal 2226						
Estrutura de Controle do Reservatório Barro Branco	2263	E9167	0+000	-	-	39,51
Bueiro BDCC		E9187+19	0+419	1,5 x 1,5	10,478	57,16
Bueiro BSCC		E9200+2	0+662	1,5 x 1,5	3,559	58,76
Bueiro BSCC		E9221+2	1+082	1,5 x 1,5	1,932	59,00
Ponte Estrada Vicinal	2528	E9237	1+400	-	-	26,00
Bueiro BDCC		E9253+3	1+723	3,0 x 3,0	43,115	83,08
Bueiro BSCC		E9282+18	2+318	1,5 x 1,5	0,760	74,69
Bueiro BSCC		E9310+13	2+873	1,5 x 1,5	1,990	104,96
Bueiro BSTC		E9334	3+340	Ø 1,50	0,421	43,00
Bueiro BSTC		E9347	3+600	Ø 1,50	1,523	51,00
Bueiro BSTC		E9366+15	3+995	Ø 1,50	2,289	43,00
Passarela p/ Pedestres	2566	E9385	4+360	-	-	19,73
Overchute OSSC		E9391	4+480	1,5 x 1,0	0,969	22,00
Overchute OSSC		E9404	4+740	1,5 x 1,0	1,096	21,54
Bueiro BSTC		E9425+10	5+170	Ø 1,50	2,965	49,00
Passarela p/ Pedestres	2577	E9449	5+640	-	-	19,73
Bueiro BTTC		E9453	5+720	Ø 1,50	9,192	42,00
Overchute OSSC		E9468	6+020	1,5 x 1,0	0,607	22,00
Overchute ODCC		E9477	6+200	1,5 x 1,3	5,794	21,14
Overchute ODCC		E9508+15	6+835	1,5 x 1,3	6,250	22,00
Ponte na Rodovia BR-110	2529	E9533+1,13	7+321,13	-	-	37,00
Overchute ODCC		E9536	7+380	1,5 x 1,3	6,095	22,00
Overchute OQCC		E9631	9+280	1,5 x 1,3	15,588	86,51
Segmento de Canal 2227						
Transição Galeria X Canal		E10009	4+000	-	-	10,00
Overchute OTCC		E10058	4+980	1,65 x 2,50	32,340	58,00
Overchute OSSC		E10090	5+620	1,2 x 1,2	1,550	53,00
Ponte Estrada Vicinal	2530	E10105	5+920	-	-	54,00
Overchute ODCC		E10171	7+240	1,25 x 2,50	18,300	56,50

Obra/Tipo	WBS	Localização		Dimensões (m)	Vazão (m³/s)	Extensão (m)
		Estaca	km+m			
Overchute OSCC		E10223	8+280	1,8 x 1,8	6,730	41,00
Adutora Monteiro						
Estrutura de Controle Monteiro	2264	E10230	0+000	-	-	35,00
Estrutura de Saída		E10430	4+000	-	-	24,70

No Quadro nº 2.3, constante na página seguinte, estão relacionados os canais adutores do Lote “D”, com as respectivas estacas (e km+m) de início e fim, extensão total, níveis d’água operacional de início e fim, elevação da base no início e fim, assim como a elevação de terraplenagem no início e fim.

2.1.2 Barragens

A otimização do sistema adutor do Eixo Leste levou à criação de reservatórios ao longo do traçado, denominados de reservatórios de compensação, que ao se deplecionarem fornecem água ao sistema, mantendo-o em funcionamento no período de paralisação de três horas diárias (horário de pico), sem grandes oscilações. Assim, regularizam diariamente as vazões, compensando as paradas do sistema de bombeamento no horário de pico.

No trecho correspondente ao Lote “D” foram previstas quatro barragens, denominadas Moxotó, Barreiro, Campos e Barro Branco, das quais as três primeiras são de compensação, enquanto a de Barro Branco é de compensação e derivação, pois no dique foi previsto uma tomada d’água para o Trecho VII (Ramal do Agreste), dimensionada para derivar a vazão máxima de 8,0 m³/s.

2.1.2.1 Dique Moxotó

As estacas E7880+10 (final do segmento de canal 2220) e E8031 (início do segmento de canal 2221) definem os limites da barragem Moxotó no eixo geométrico do sistema adutor.

A barragem Moxotó que, pelas dimensões (extensa e de pouca altura), pode ser chamada de dique, é do tipo zoneada (mista), possui extensão de 2,54 km, altura máxima do dique de 13,91 m e largura da crista de 8,00 m.

A área da bacia de drenagem é de 7,94 km², enquanto que a área do reservatório, no nível d’água normal (504,08 m), é de 51,57 ha. O volume útil do reservatório é de 1,49 hm³ de água.

O maciço zoneado, cujo coroamento é na elevação 505,60 m, é constituído de solos coluvionares e residuais areno-argilosos (A), solos areno-argilosos saprolíticos (B1), saprolitos areno-siltosos não plásticos (B2), brita graduada ou transição lançada e compactada (C), enrocamento com finos (D), enrocamento compactado executado com material escavado (E1), enrocamento lançado (E2) e aterro argiloso proveniente das escavações de solos aluvionares da fundação da barragem (F). O volume de terrapleno é da ordem de 466.077 m³, sendo 303.796 m³ de solo residual compactado, 128.236 m³ de enrocamento e 34.044 m³ de brita.

Quadro nº 2.3 - Localização e Extensão dos Segmentos de Canal

WBS	Denominação	Projeto Executivo		Projeto Executivo		Extensão (km)	Nível d'Água (m)		Fundo do canal terraplenagem (m)		Fundo do canal acabado(m)	
		Localização (Estaca)		Localização (km+m)			Início	Fim	Início	Fim	Início	Fim
		Início	Fim	Início	Fim							
2218	Entre Res. Copiti e Aqueduto Branco	5970	7389	000+000	028+380	28.380,00	507,990	505,152	504,960	502,122	505,180	502,342
2219	Entre Aqueduto Branco e Aqueduto Barreiro	7398	7549	000+000	003+020	3.020,00	505,094	504,792	502,064	501,762	502,284	501,982
2220	Entre Aqueduto Barreiro e Res. Moxotó	7561	7880	000+000	006+380	6.380,00	504,718	504,08	501,688	501,049	501,908	501,269
2221	Entre Res. Moxotó e Estação EBV-5	8031	8185+10	000+000	003+090	3.090,00	504,076	503,767	501,046	500,737	501,266	500,957
2222	Entre Estação EBV-5 e Res. Barreiro	8209	8334	000+000	002+501	2.501,00	541,002	540,752	537,972	537,722	538,192	537,942
2223	Entre Res. Barreiro e Estação EBV-6	8416	8499	000+000	001+667	1.667,00	540,708	540,542	537,678	537,511	537,898	537,731
2224	Entre Estação EBV-6 e Res. Campos	8541	8838	000+000	005+943	5.943,00	598,838	598,244	595,808	595,214	596,028	595,434
2225	Entre Res. Campos e Res. Barro Branco	8881	9121	000+000	005+020	5.020,00	598,208	597,706	595,178	594,676	595,398	594,896
2226	Entre Res. Barro Branco e Túnel Monteiro	9167	9653	000+000	009+720	9.720,00	597,666	596,694	594,636	593,664	594,856	593,884
2227	Entre Túnel Monteiro e Adutora Monteiro	9809	10230	000+000	008+420	8.420,00	595,440	594,000	591,740	590,860	591,840	590,960

O talude de montante, com inclinação 2,5(H):1,0(V), possui proteção com enrocamento lançado executado com materiais provenientes das escavações obrigatórias de 3ª categoria dos canais adutores. O talude de jusante, com inclinação de 1,8(H):1,0(V), possui proteção com enrocamento com finos - Random, com diâmetro máximo de 40 cm, compactado, executado com materiais provenientes das escavações obrigatórias de 3ª categoria dos canais adutores.

A Figura nº 2.2, abaixo, contém a seção do maciço, tipo zoneada, do dique Moxotó, onde se apresenta a localização dos diferentes materiais a serem utilizados no aterro.

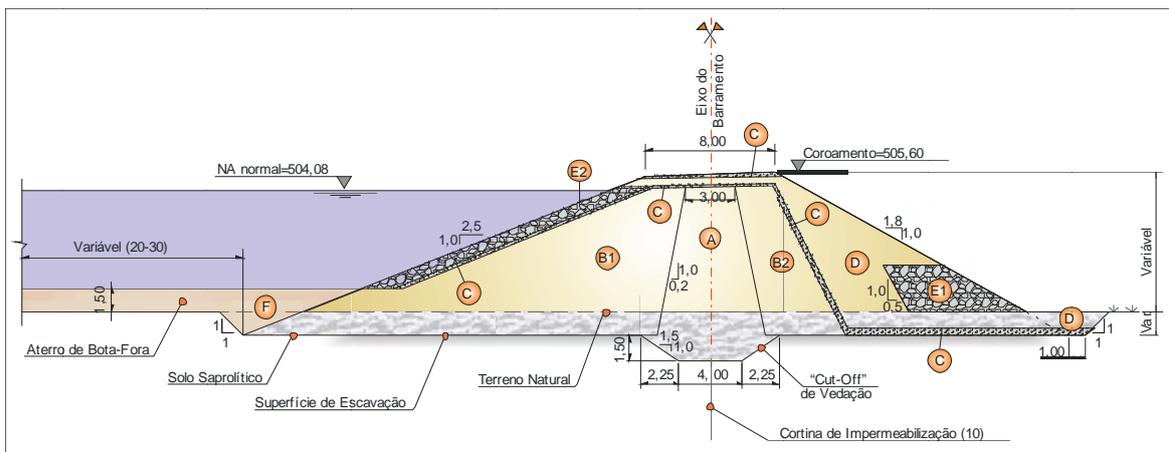


Figura nº 2.2: Seção Transversal do Dique Moxotó

No dique foi projetado um vertedouro tipo Creager, com 20,0 m de largura (entre o km 0+670 e km 0+690), lâmina vertente máxima de 0,50 m, soleira livre na elevação 504,58 m e vazão de projeto de 12,88 m³/s.

Ao lado do vertedor (km 0+667,7) foi projetada uma tomada d'água para uso difuso, que permite a derivação de 2,0 m³/s, constituída por uma tubulação adutora com extensão de 12,58 m e diâmetro nominal de 700 mm, localizada no interior de uma galeria de concreto, e válvula dispersora com DN500. Na parte superior da estrutura de entrada da tomada d'água foi projetada uma monovia com talha para içar a grade ou a comporta ensecadeira. A água ao passar pela válvula dispersora é lançada numa bacia dissipadora (assentada na rocha) e depois segue por um canal de restituição até alcançar o riacho Moxotó.

2.1.2.2 Barragem Barreiro

As estacas E8334+01 (final do segmento de canal 2222) e E8416 (início do segmento de canal 2223) definem os limites da barragem Barreiro no eixo geométrico do sistema adutor.

A barragem Barreiro é do tipo homogênea, possui extensão de 721,48 m, altura máxima do dique de 14,39 m e largura da crista de 6,00 m.

A área da bacia de drenagem é de 16,40 km², enquanto que a área do reservatório, no nível d'água normal (540,75 m), é de 80,99 ha. O volume útil do reservatório é de 3,58 hm³ de água.

O maciço homogêneo, cujo coroamento é na elevação 542,25 m, é constituído de solos coluvionares e residuais areno-argilosos lançados e compactados, provenientes da jazida Barreiro e das escavações obrigatórias. O volume de terrapleno é da ordem de 135.215 m³, dos quais 113.274 m³ de solo residual compactado, 8.895 m³ de enrocamento, 6.694 m³ de brita e 6.352 m³ de areia para execução do filtro.

O talude de montante, com inclinação 2,5(H):1,0(V), possui proteção com enrocamento lançado executado com materiais provenientes das escavações obrigatórias de 3ª categoria dos canais adutores, na espessura de 0,50 m. O talude de jusante, com inclinação de 2(H):1(V), também possui proteção com enrocamento lançado, na espessura de 0,40 m. Abaixo do enrocamento foi prevista uma camada de brita graduada ou transição lançada e compactada, com espessura de 0,25 no talude de montante e 0,15 m no talude de jusante. Na crista do coroamento foi prevista uma camada de 0,20 m de brita graduada ou transição lançada e compactada.

A Figura nº 2.3, a seguir, contém a seção do maciço homogêneo da barragem Barreiro, onde se apresenta a localização dos diferentes materiais a serem utilizados no aterro.

No dique foi projetado um vertedouro tipo Creager, com 50,0 m de largura (entre o km 0+615 e km 0+665), lâmina vertente máxima de 0,50 m, soleira livre na elevação 541,25 m e vazão de projeto de 34,20 m³/s.

Ao lado do vertedouro (km 0+612,7) foi projetada uma tomada d'água para uso difuso, que permite a derivação de 2,0 m³/s, constituída por uma tubulação adutora com extensão de 12,54 m e diâmetro nominal de 700 mm, localizada no interior de uma galeria de concreto, e válvula dispersora com DN500. Na parte superior da estrutura de entrada da tomada d'água foi projetada uma monovia com talha para içar a grade ou a comporta ensecadeira. A água ao passar pela válvula dispersora é lançada numa bacia dissipadora (assentada na rocha) e depois segue por um canal de restituição até alcançar o talvegue natural.

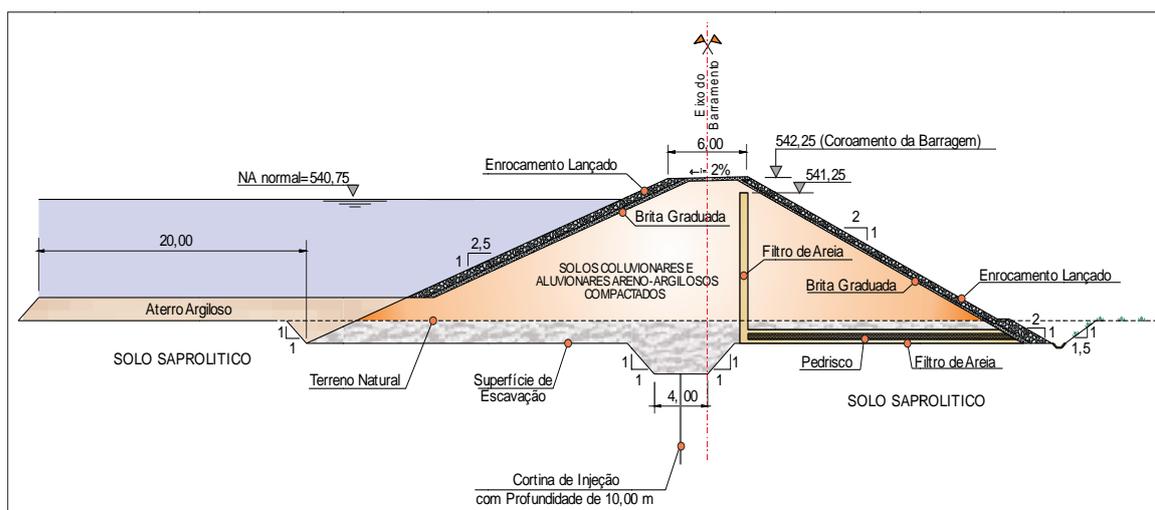


Figura nº 2.3: Seção Transversal da Barragem Barreiro

2.1.2.3 Barragem Campos

As estacas E8838+03 (final do segmento de canal 2224) e E8881 (início do segmento de canal 2225) definem os limites da barragem Campos no eixo geométrico do sistema adutor.

A barragem Campos é do tipo homogênea, possui extensão de 541,38 m, altura máxima do dique de 18,95 m e largura da crista de 7,00 m.

A área da bacia de drenagem é de 11,20 km², enquanto que a área do reservatório, no nível d'água normal (598,24 m), é de 82,20 ha. O volume útil do reservatório é de 5,08 hm³ de água.

O maciço homogêneo, cujo coroamento é na elevação 599,74 m, é constituído de solos coluvionares compactados, provenientes das áreas de empréstimo e das escavações obrigatórias. O volume de terrapleno é da ordem de 216.096 m³, dos quais 188.046 m³ de solo residual compactado, 11.289 m³ de enrocamento, 8.393 m³ de brita e 8.364 m³ de areia para execução do filtro.

O talude de montante, com inclinação 2,5(H):1,0(V), possui proteção com enrocamento lançado executado com materiais provenientes das escavações obrigatórias de 3ª categoria dos canais adutores, na espessura de 0,50 m. O talude de jusante, com inclinação de 2(H):1(V), também possui proteção com enrocamento lançado, na espessura de 0,40 m. Abaixo do enrocamento foi prevista uma camada de brita graduada, com espessura de 0,25 m no talude de montante e 0,15 m no talude de jusante. Na crista do coroamento foi prevista uma camada de 0,20 m de brita graduada.

No dique foi projetado um vertedouro tipo Creager, com 30,0 m de largura (entre o km 0+485 e km 0+515), lâmina vertente máxima de 0,50 m, soleira livre na elevação 598,74 m e vazão de projeto de 23,03 m³/s.

Ao lado do vertedouro (km 0+482,7) foi projetada uma tomada d'água para uso difuso, que permite a derivação de 2,0 m³/s, constituída por uma tubulação adutora com extensão de 12,56 m e diâmetro nominal de 700 mm, localizada no interior de uma galeria de concreto, e válvula dispersora com DN500. Na parte superior da estrutura de entrada da tomada d'água foi projetada uma monovia com talha para içar a grade ou a comporta ensecadeira. A água ao passar pela válvula dispersora é lançada numa bacia dissipadora (assentada na rocha) e depois segue por um canal de restituição até alcançar o talvegue natural.

2.1.2.4 Barragem Barro Branco

As estacas E9132 (final do segmento de canal 2225) e E9167 (início do segmento de canal 2226) definem os limites da barragem Barro Branco no eixo geométrico do sistema adutor.

A barragem Barro Branco é do tipo homogênea, possui extensão de 320,1 m, altura máxima do dique de 12,56 m e largura da crista de 6,00 m.

A área da bacia de drenagem é de 1,21 km², enquanto que a área do reservatório, no nível d'água normal (597,73 m), é de 10,54 ha. O volume útil do reservatório é de 0,26 hm³ de água.

O maciço homogêneo, cujo coroamento é na elevação 599,23 m, é constituído de solos coluvionares e residuais areno-argilosos lançados e compactados, provenientes da jazida Salão e das escavações obrigatórias, assentado sobre solo saprolítico. O volume de terrapleno é da ordem de 60.680 m³, sendo 50.431 m³ de solo residual compactado, 3.781 m³ de enrocamento, 3.086 m³ de brita e 3.383 m³ de areia para execução do filtro.

O talude de montante, com inclinação 2,5(H):1,0(V), possui proteção com enrocamento lançado executado com materiais provenientes das escavações obrigatórias de 3ª categoria dos canais adutores (segmentos 2225 e 2226), na espessura de 0,50 m. O talude de jusante, com inclinação de 2(H):1(V), também possui proteção com enrocamento lançado, na espessura de 0,40 m. Abaixo do enrocamento foi prevista uma camada de brita graduada ou transição proveniente das britagens, com espessura de 0,25 no talude de montante e 0,15 m no talude de jusante. Na crista do coroamento foi prevista uma camada de 0,20 m de brita graduada ou transição lançada e compactada.

No dique foi projetado um vertedouro tipo Creager, com 50,0 m de largura (entre o km 0+363,5 e km 0+413,5), lâmina vertente máxima de 0,50 m, soleira livre na elevação 598,23 m e vazão de projeto de 38,43 m³/s.

Ao lado do vertedouro (km 0+361,2) foi projetada uma tomada d'água para uso difuso, que permite a derivação de 2,0 m³/s, constituída por uma tubulação adutora com extensão de 12,59 m e diâmetro nominal de 700 mm, localizada no interior de uma galeria de concreto, e válvula dispersora com DN500. Na parte superior da estrutura de entrada da tomada d'água foi projetada uma monovia com talha para içar a grade ou a comporta ensecadeira. A água ao passar pela válvula dispersora é lançada numa bacia dissipadora (assentada na rocha) e depois segue por um canal de restituição escavado em rocha até alcançar o talvegue natural.

Na ombreira direita da barragem foi prevista uma tomada d'água de derivação de 8,0 m³/s para atendimento do Trecho VII (Ramal do Agreste), que aduzirá água ao reservatório Ipojuca, que será responsável pelo abastecimento hídrico das regiões do Agreste Pernambucano. Nesta tomada foi prevista uma estrutura de controle constituída de comportas segmentos.

2.1.3 Estações de Bombeamento

Com o objetivo de vencer o desnível geométrico existente ao longo do sistema adutor, foram projetadas seis estações de bombeamento ao longo do Eixo Leste. Para o trecho correspondente ao Lote "D" foram previstas duas estações de bombeamento, denominadas EBV-5 e EBV-6.

2.1.3.1 Estação de Bombeamento EBV-5

A estação de bombeamento EBV-5 está localizada entre o km 163+710 (E8185+10) e o km 164+180 (E8209) do eixo geométrico do sistema adutor, numa extensão de 470 m, incluindo as extensões da transição canal 2221 x forebay (40,0 m), do forebay de montante (90,0 m), do poço de captação (20,0 m), da casa de bombas (30,5 m), da adutora de recalque (121,5 m), da transição (27,5 m), do forebay de jusante (90,0 m) e da transição forebay x canal 2222 (50,5 m).

A estação EBV-5 é responsável pela elevação da vazão de 18,0 m³/s da cota 503,91 m (nível d'água normal no poço de captação) até a cota 541,01 m (nível d'água normal no forebay de jusante), com desnível geométrico de 37,10 m e altura manométrica total de 41,71 m. A potência operacional dos conjuntos motor-bomba é de 2.047 kW (total de 8.188 kW).

Os conjuntos motobomba e os equipamentos associados da estação EBV-5 são constituídos de quatro motores síncronos, trifásicos, de montagem vertical, que acionam bombas tipo vertical poço úmido, partida suave *soft starter*, com potência nominal de 2.200 kW, tensão nominal de 6,9 kV, frequência de 60 Hz e rotação nominal de 450 rpm.

A captação é individual para cada conjunto motobomba. Em cada câmara de adução foram previstas ranhuras para inserção de grades, removíveis, com bandejas para retenção de detritos. À jusante da grade foram previstas ranhuras para colocação de comporta ensecadeira, que será utilizada quando houver necessidade de manutenção. Foi previsto apenas um painel de comporta ensecadeira para as quatro câmaras de adução.

A tomada d'água da casa de bombas é equipada com um pórtico móvel com trolhe e talha motorizada, com capacidade de elevação de 7,0 toneladas, que se desloca sobre as ranhuras das grades e comporta e bomba submersível, no coroamento de elevação, com a finalidade de movimentar tais equipamentos nos casos de manutenção e/ou eventual substituição de determinado equipamento.

Para o esgotamento do poço de sucção, vedado a montante pela comporta ensecadeira, foi prevista a instalação, em ranhuras próprias, de uma bomba submersível.

A casa de bombas da estação EBV-5 é uma estrutura do tipo abrigada, constituída basicamente por duas grandes subestruturas: estrutura de captação e superestrutura.

A estrutura de captação, nas dimensões de 22,00 m (largura) e 26,25 m (comprimento), é constituída basicamente por uma laje de fundo com 1,00 m de espessura, assente sobre fundação rochosa com boa capacidade de carga. Em cada estrutura de captação, sobre a laje de fundo, foram prevista quatro células contíguas, com largura de 4,00 m e comprimento de 18,95 m, onde estão alojadas as bombas de recalque. As paredes laterais dessas células apresentam espessura de 1,20 m.

A casa de bombas é equipada com uma ponte rolante interna com trolhe e talha motorizada, com capacidade de elevação de 25,0 toneladas, que será utilizada durante a montagem (içamento e transporte) dos equipamentos hidromecânicos mais pesados, tais como as bombas e os motores. Também será utilizada para fins de manutenção e/ou substituição de equipamentos.

A Figura nº 2.4, a seguir, apresenta a seção longitudinal da casa de bombas da estação de bombeamento EBV-5.

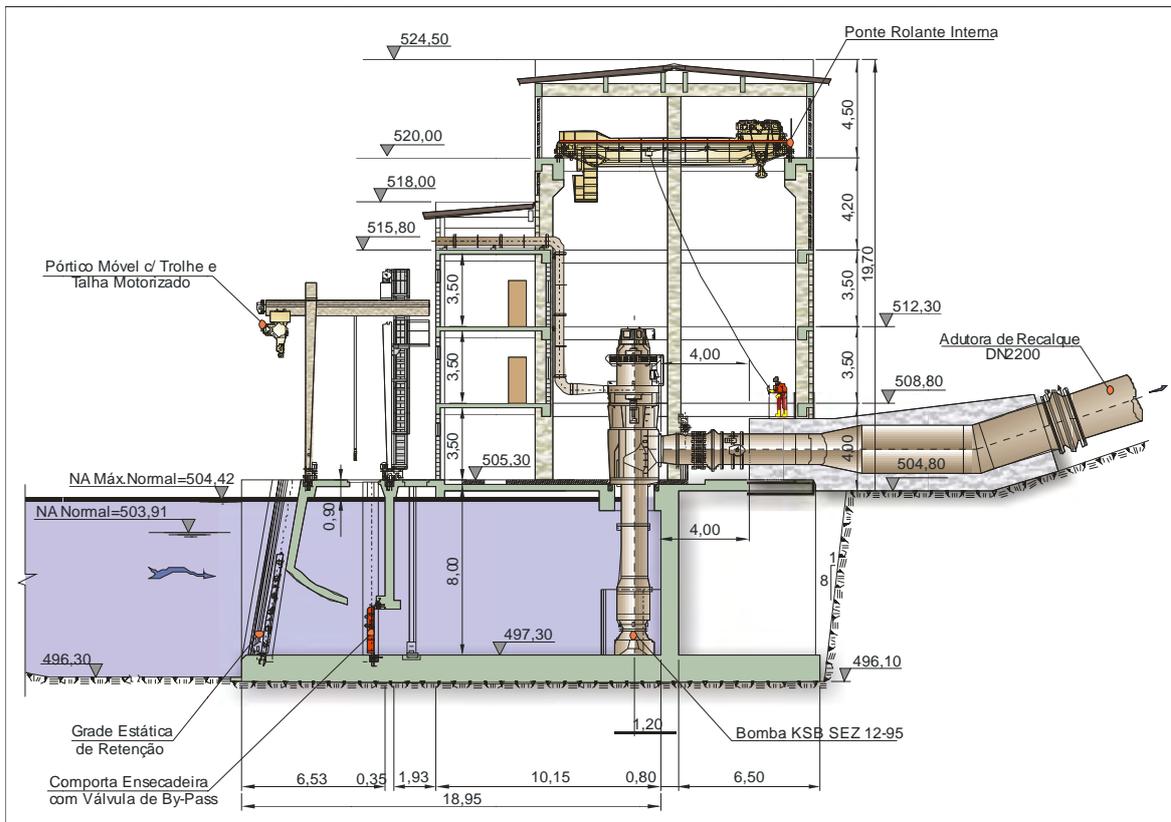


Figura nº 2.4: Seção Longitudinal da Casa de Bombas da Estação EBV-5

Na estação EBV-5 foram previstas duas adutoras de recalque (condutos forçados), uma para cada dois conjuntos motobomba, com extensão de 117,85 m, em chapa de aço carbono calandradas, com espessura de 12,7 mm, no diâmetro nominal de 2.200 mm, interligando as descargas das bombas à estrutura de deságue a jusante. As adutoras estão posicionadas paralelamente, afastadas, de eixo a eixo, de 4,80 m (extremidade de jusante) a 10,40 m (extremidade de montante). No início do trecho reto do conduto forçado foi previsto um medidor eletromagnético de vazão e um acoplamento rígido, que ficará no interior de uma câmara de concreto armado quadrada (uma para cada conduto), com dimensão interna de 5,00 m e altura de 6,00 m. A câmara ficará fechada por uma laje pré-moldada.

A estrutura de deságue da adutora de recalque da estação EBV-5, moldada em concreto armado, com comprimento de 20,93 m, é do tipo sifão, de escorva forçada e aeração automática, não permitindo o retorno da água da câmara de jusante em uma eventual situação de emergência (pane elétrica com desligamento rápido dos conjuntos motorbomba). Na extremidade de jusante da estrutura de deságue foram previstas ranhuras para comporta encadeira. Na parte superior da estrutura (na curva do sifão) foi previsto um duto de ventilação com diâmetro de 300 mm.

2.1.3.2 Estação de Bombeamento EBV-6

A estação de bombeamento EBV-6 está localizada entre o km 169+974,25 (E8498+14,25) e o km 170+820 (E8541) do eixo geométrico do sistema adutor, numa extensão de 845,75 m, incluindo as extensões da transição canal 2223 x forebay (40,0 m), do forebay de

montante (90,0 m), do poço de captação (20,0 m), da casa de bombas (33,25 m), da adutora de recalque (488,3 m), da estrutura de deságue (18,0 m), da transição (27,5 m), do forebay de jusante (90,0 m) e da transição forebay x canal 2224 (38,7 m). No item 2.2 deste documento apresenta-se, em planta, o sítio da estação de bombeamento EBV-6.

A estação de bombeamento EBV-6 é responsável pela elevação da vazão de 18,0 m³/s da cota 540,54 m (nível d'água normal no poço de captação) até a cota 598,84 m (nível d'água normal no forebay de jusante), com desnível geométrico de 58,30 m e altura manométrica total de 63,38 m. A potência operacional dos conjuntos motor-bomba é de 3.135 kW (total de 12.540 kW).

Os conjuntos motobomba e os equipamentos associados da estação EBV-6 são constituídos de quatro motores síncronos, trifásicos, de montagem vertical, que acionam bombas tipo vertical poço úmido, partida suave *soft starter*, com potência nominal de 3.400 kW, tensão nominal de 6,9 kV, frequência de 60 Hz e rotação nominal de 450 rpm.

A estrutura da tomada d'água e da casa de bombas, assim como os equipamentos mecânicos e elétricos, é semelhante à estação de bombeamento EBV-5.

Na estação EBV-6 também foram previstas duas adutoras de recalque (condutos forçados), uma para cada dois conjuntos motobomba, com extensão de 471,5 m, em chapa de aço carbono calandradas, com espessura de 12,7 mm, no diâmetro nominal de 2.200 mm, interligando as descargas das bombas à estrutura de deságue a jusante. As adutoras estão posicionadas paralelamente, afastadas, de eixo a eixo, de 4,80 m.

No início do trecho reto do conduto forçado foi previsto um medidor eletromagnético de vazão e um acoplamento rígido, que ficará no interior de uma câmara de concreto armado retangular (para os dois condutos), com dimensões internas de 5,0 m x 10,0 m, e altura de 6,0 m. A câmara ficará fechada por uma laje pré-moldada. A Figura nº 2.5, a seguir, apresenta-se a concepção da câmara onde está inserido o medidor eletromagnético.

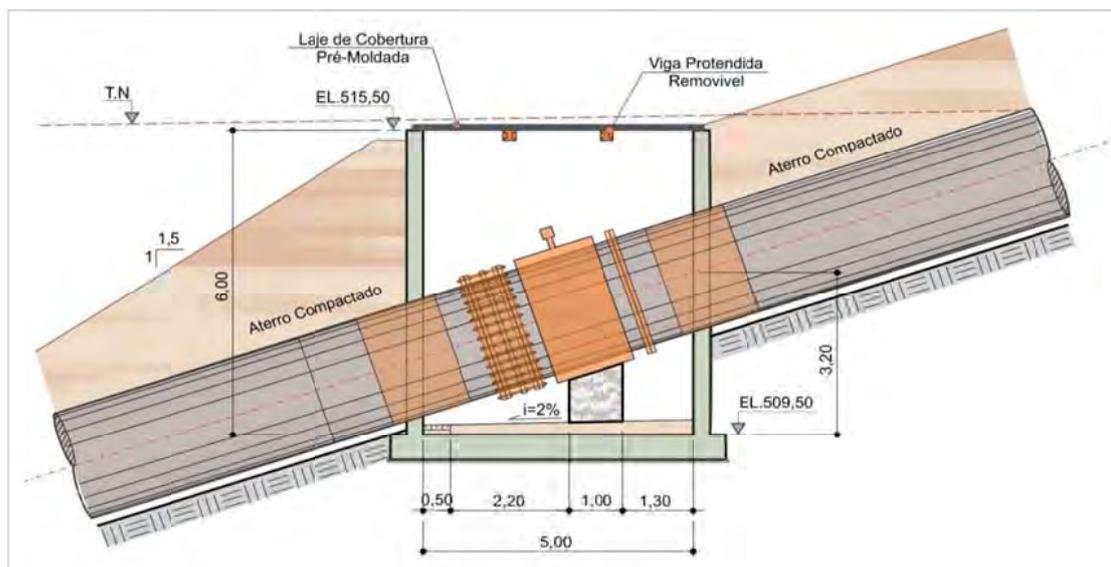


Figura nº 2.5: Medidor Eletromagnético de Vazão Acoplado na Adutora de Recalque

A estrutura de deságue da adutora de recalque é semelhante àquela prevista para a estação de bombeamento EBV-5, com diferenças apenas nas elevações.

A Figura nº 2.6, abaixo, apresenta a seção longitudinal da casa de bombas da estação de bombeamento EBV-6, a adutora de recalque e a estrutura de deságue no forebay de jusante.

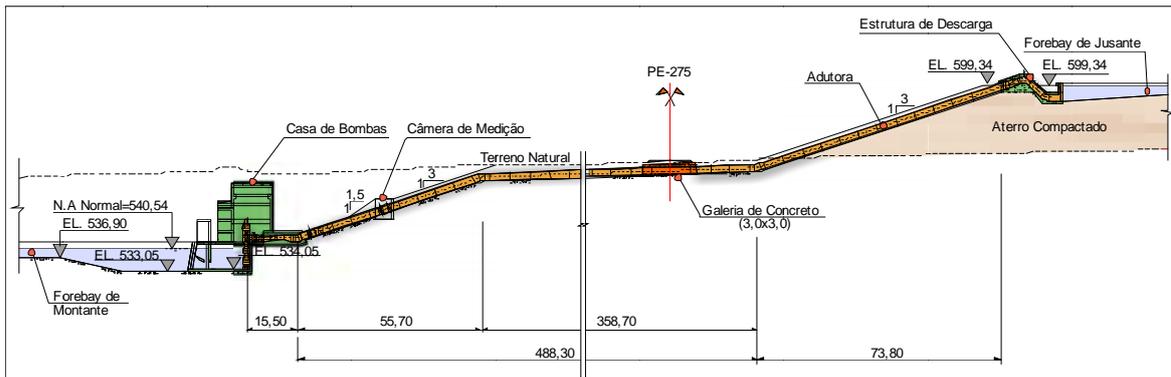


Figura nº 2.6: Seção Longitudinal da Estação EBV-6 e da Adutora

2.1.4 Túnel Monteiro

De acordo com a concepção do Projeto Básico, o túnel previsto no Eixo Leste, denominado Monteiro, possui extensão total de 6,519 km (da estaca E9652+5 a E9978+4), já incluídos o emboque e o desemboque.

Na fase de detalhamento foram estudados diferentes traçados do sistema adutor a partir do emboque do túnel, visando reduzir a extensão do túnel e otimizar o sistema, bem como minimizar os impactos ambientais na várzea do riacho Mulungu.

Assim, das diferentes alternativas estudadas, foi selecionada pelo MI a Alternativa 5, onde o eixo do sistema adutor, no emboque do túnel, foi deslocado $18^{\circ}07'34''$ à esquerda do traçado original, com desembocadura próximo do leito do riacho Mulungu, cerca de 700 m após passar sob a rodovia federal BR-110, com extensão de 3,080 km (da estaca E9653 a E9808), incluindo o emboque e o desemboque.

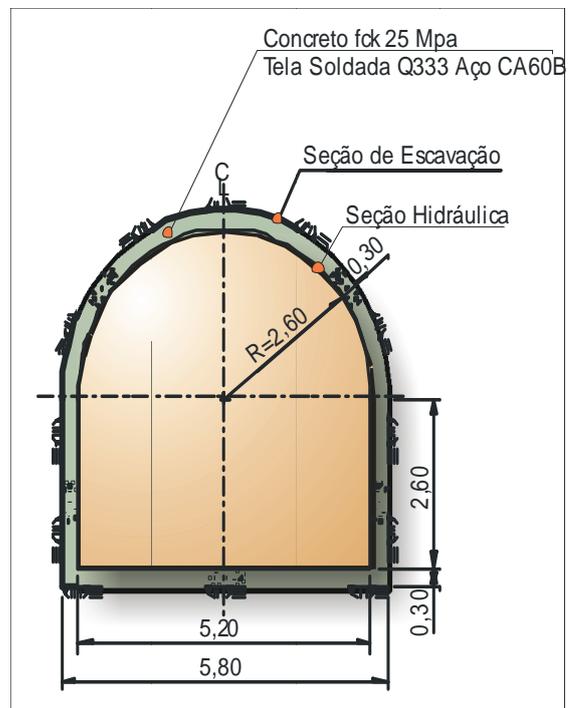


Figura nº 2.7: Seção Transversal do Túnel

O túnel Monteiro foi projetado com uma seção arco-retângulo com 5,20 m de base, altura de 2,60 m e raio do arco de 2,60 m. A altura da lâmina d'água é de 3,91 m (vão livre de 1,29 m - parte superior do arco), enquanto que a declividade longitudinal é de 0,0004 m/m.

Em função das características geológico-geotécnicas do local onde foi projetado o túnel, foram previstos diferentes revestimentos do piso e das paredes do túnel, envolvendo piso regularizado em concreto magro e concreto projetado, ou concreto estrutural nas paredes e teto. Variam também os tipos de tratamento a serem adotados, como o uso de tirantes, cambotas metálicas e tela metálica.

2.1.5 Adutora Monteiro

A solução de adução por tubulação no trecho final do sistema adutor do Eixo Leste, próximo ao perímetro urbano de Monteiro, tem por finalidade aduzir e controlar a vazão por meio de comporta (tipo segmento) na tomada de água, através de uma adutora enterrada, para abastecer o açude Poções.

A adutora prevista nesta fase de detalhamento possui extensão de 4,00 km, sendo constituída por uma galeria de concreto armado enterrada, com dimensões internas de 4,0 m x 4,0 m e declividade longitudinal de 0,00025 m/m, resultando numa lâmina d'água de 3,60 m para a vazão máxima de 18,0 m³/s. A Figura nº 2.8, abaixo, apresenta a seção transversal (de terraplenagem) da adutora Monteiro.

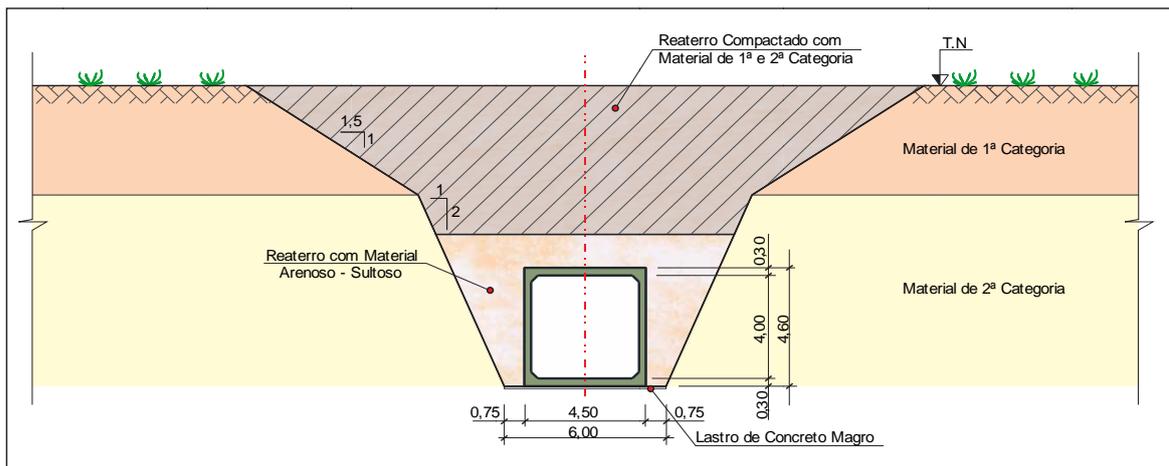


Figura nº 2.8: Seção de Terraplenagem da Adutora Monteiro

A montante da adutora gravitatoria foi prevista uma estrutura de transição canal x adutora, denominada estrutura de controle, com extensão linear de 35,0 m, constituída por dois vãos equipados com um jogo de elementos de grade removíveis cada, com bandeja para retenção de detritos, e com comportas tipo segmento com 2,00 m de largura e 2,80 m de altura. O acionamento das comportas é efetuado através de dois servomotores, enquanto que a operação das comportas é realizada por uma única central hidráulica, instalada na casa de comando prevista no coroamento da estrutura de transição.

Para fins de manutenção das comportas segmento, foram previstas comportas ensecadeira, a serem colocadas em ranhuras localizadas a montante das comportas segmento. A estocagem dos elementos das comportas ensecadeira será feita nas próprias ranhuras de operação.

A estrutura de controle a montante da adutora consiste numa obra formada por uma

transição, câmara central onde estão alojadas duas comportas segmento e a entrada da adutora. Esta estrutura apresenta basicamente uma laje de fundo com 1,00 m de espessura, duas paredes laterais com espessura de 0,60 m e a estrutura de fechamento superior.

A chegada da adutora ao riacho Mulungu se dá através de uma estrutura de saída (desemboque) constituída por uma estrutura de concreto armado com extensão de 24,70 m, dos quais 14,70 m refere-se a transição da adutora para a obra de saída, com dimensões internas de 10,0 m x 10,0 m e altura de 4,73 m.

Após a transição, foi previsto um perfil vertente, do tipo Creager, com 3,0 m de altura a montante e 2,0 m de jusante, com vista a impedir a entrada das águas do riacho em casos de elevação do nível d'água.

Nos casos extremos de elevação das águas do riacho Mulungu, onde os níveis ultrapassarem 1,0 m de altura, conseqüentemente passando por sobre o perfil vertente, a entrada de água na galeria será evitada através de colocação de stoplog's na extremidade final da adutora, onde foram previstas ranhuras nas paredes laterais e na base para colocação destes equipamentos.

2.1.6 Aquedutos

Os aquedutos são estruturas hidráulicas previstas para substituir trechos de canais nos locais em que os mesmos cortam bacias de drenagem com uma vazão correspondente a chuvas com período de recorrência de 100 anos igual ou maior que 60,0 m³/s, não comportando uma solução de drenagem com bueiros enterrados sob o canal, ou então quando o trecho do canal em aterro se torna solução anti-econômica em comparação com a solução de travessia do curso d'água em aqueduto.

No trecho do Eixo Leste correspondente ao Lote "D" foram previstos dois aquedutos, denominados Branco e Barreiros, que cruzam transversalmente cursos d'água homônimos.

O aqueduto Branco substitui um trecho do canal adutor entre o km 147+795 (E7389+15) e km 147+945 (E7397+5), numa extensão de 150,0 m. Foram previstas transições a montante e a jusante do aqueduto, com extensão de 15,0 m. A transição de jusante foi projetada em curva (deslocamento de 6,5° em relação ao eixo) em função da locação do sistema adutor.

O aqueduto Barreiros substitui um trecho do canal adutor entre o km 151+000 (E7550) e km 151+200 (E7560), numa extensão de 200,0 m. Foram previstas transições a montante e a jusante do aqueduto, com extensão de 20,0 m.

Os dois aquedutos têm início numa estrutura de transição de montante, para passar da seção trapezoidal do canal para a seção retangular do aqueduto. A mesma situação ocorre na saída do aqueduto, porém de forma inversa. A Figura nº 2.9, a seguir, apresenta a concepção, em planta, do aqueduto Branco.

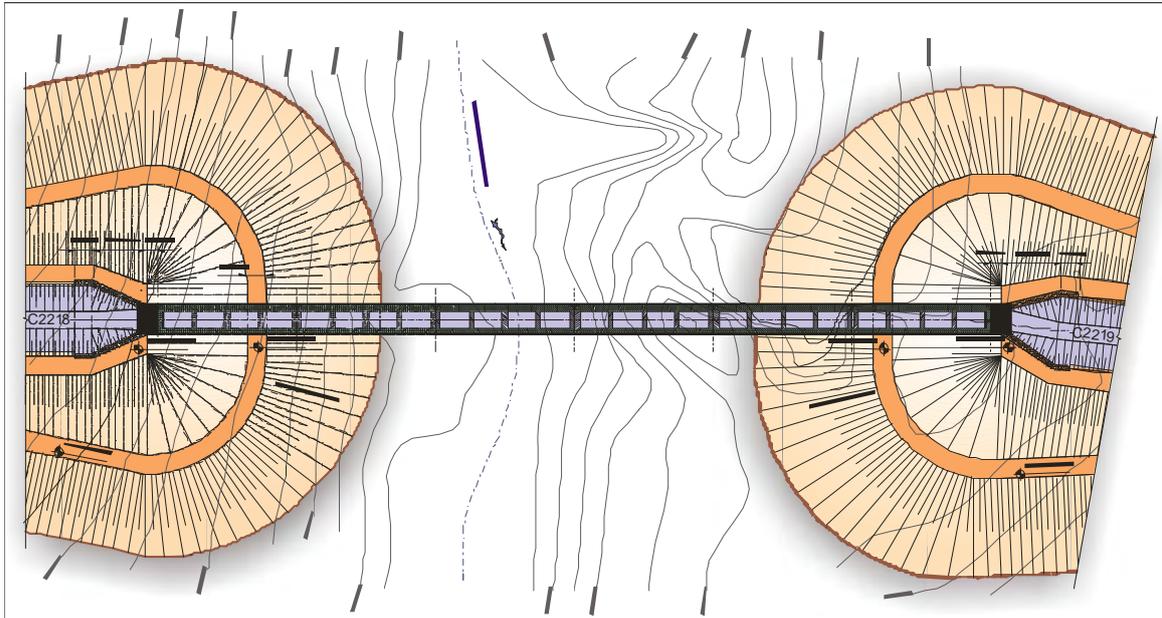


Figura nº 2.9: Planta do Aqueduto Branco

Os aquedutos possuem formato retangular, com dimensões internas de 3,80 m (largura) e 3,82 m (altura), declividade de 0,0004 m/m e lâmina d'água de 3,17 m.

A superestrutura dos aquedutos é formada por uma laje de fundo com largura de 5,20 m, comprimento de 25,0 m e espessura de 0,35 m, e duas paredes laterais com altura de 4,17 m e espessura de 0,35 m, sendo apoiada em aparelhos de neoprene (0,64 x 0,40 x 0,074 cm) localizadas sobre pilares. Na parte superior dos aquedutos foram previstos tirantes de travamento a cada 5,18 m (cinco em cada módulo da superestrutura que possui extensão de 25,0 m), com seção transversal de 3,10 m x 0,80 m x 0,35 m.

A célula hidráulica dos aquedutos é apoiada sobre pilares com seção retangular, nas dimensões de 5,00 m x 2,20 m, com espessura das paredes de 0,35 m. Na parte inferior do pilares, que ficará exposta às oscilações dos níveis d'água dos riachos, foi prevista, no lado exposto ao fluxo, uma cunha de proteção contra possíveis galhos e troncos arrastados pela correnteza. Na base dos pilares foi prevista uma sapata retangular, nas dimensões de 5,50 m x 8,60 m e altura de 2,50 m, assente em material de 3ª categoria.

A Figura nº 2.10, a seguir, apresenta um corte transversal da superestrutura e dos pilares dos aquedutos e um detalhe em perspectiva.

Para o aqueduto Branco, com extensão de 150,0 m (seis módulos de 25,0 m), foram previstos sete pilares, com alturas que variam de 22,39 m (pilar 5) a 25,28 m (pilar 6).

Já para o aqueduto Barreiros, com extensão de 200,0 m (oito módulos de 25,0 m), foram previstos nove pilares, com alturas que variam de 20,65 m (pilar 8) a 26,22 m (pilar 1).

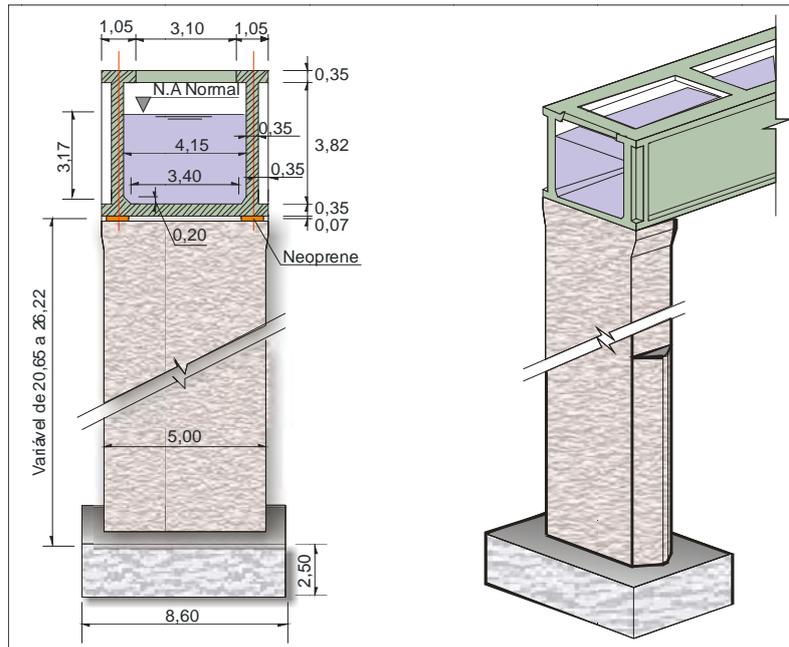


Figura nº 2.10: Corte Transversal da Superestrutura e Perspectiva dos Aquedutos

A Figura nº 2.11, abaixo, apresenta a seção longitudinal da superestrutura e dos pilares do aqueduto Branco, onde é possível observar que o encontro dos aterros do aqueduto reduziu a seção do talvegue natural acarretando, conseqüentemente, a elevação do nível d'água em períodos de grandes precipitações na bacia hidrográfica, devido ao estrangulamento no local da travessia do curso d'água sob o aqueduto.

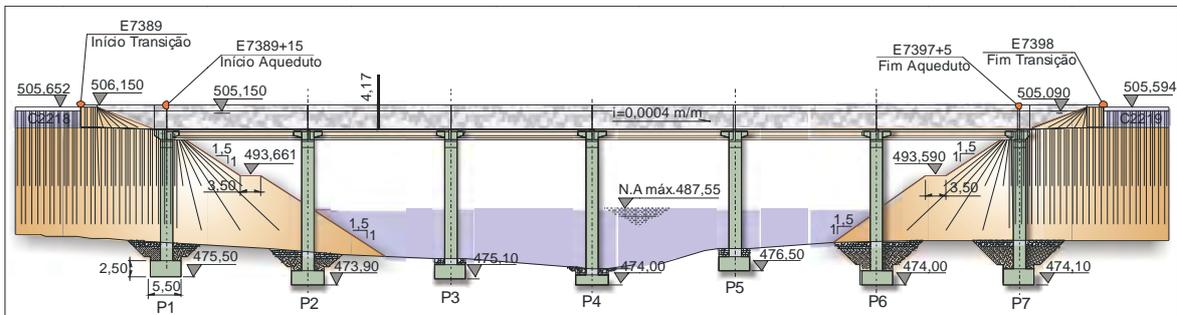


Figura nº 2.11: Seção Longitudinal do Aqueduto Branco

2.1.7 Pontes

De maneira a assegurar a continuidade do tráfego de veículos nas rodovias federais, estaduais, municipais e particulares, afetadas pela implantação do Eixo Leste do PISF, foram projetadas 14 obras de arte especial (pontes) no trecho compreendido entre o reservatório Copiti e a adutora Monteiro, das quais três em rodovias pavimentadas e 11 em estradas vicinais interceptadas pelo sistema adutor.

A ponte na rodovia federal BR-232 foi prevista com o objetivo de transpor o segmento de canal 2220 no km 2+338,1 (E7677+18,1). A obra é formada por um vão isostático com extensão de 32,0 m, e apresenta-se em tangente horizontal, em nível, com esconsidade de

30°24', conforme demonstrado na Figura nº 2.12, abaixo.

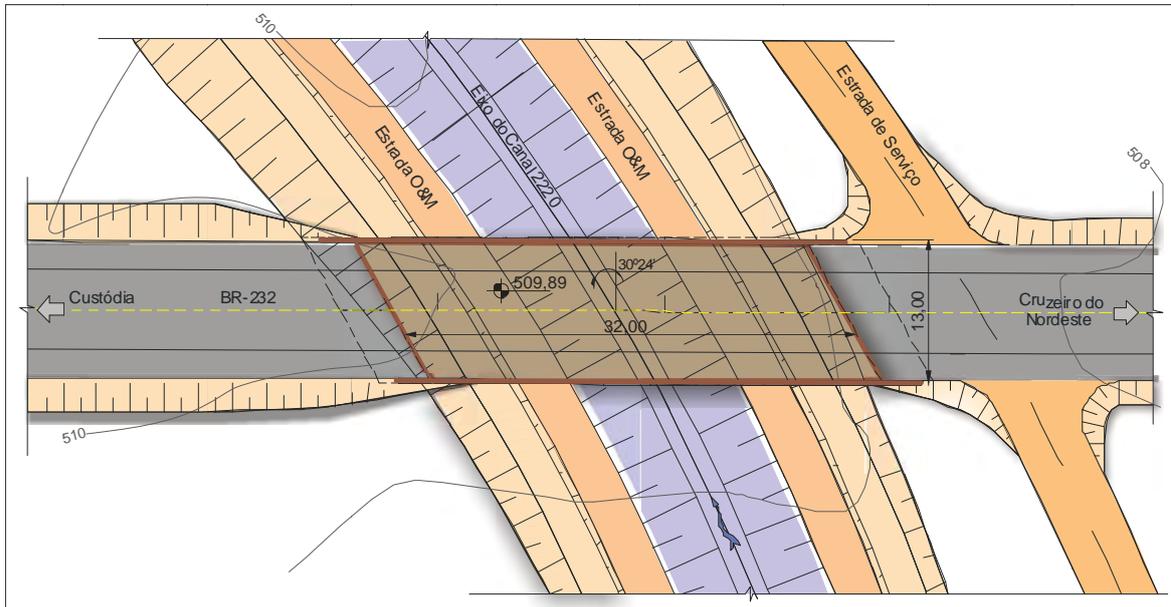


Figura nº 2.12: Vista da Ponte, em Planta, na Rodovia Federal BR-232

A seção transversal da ponte na rodovia federal BR-232 tem largura total de 13,00 m, as vigas principais têm altura de 1,60 m na fase pré-moldada e altura de 1,84 m na fase final. As vigas principais da superestrutura apoiam-se sobre travessas em concreto armado com 1,20 m de altura, que por sua vez apoiam-se sobre os pilares. A meso-estrutura é formada por pórticos de pilares de seção circular com diâmetro de 0,90 m. A infraestrutura é composta por sapatas assentes em material de 3ª categoria.

Na rodovia estadual PE-280 foi prevista outra ponte com o objetivo de transpor o segmento de canal 2223 no km 0+426,59 (E8437+6,59). A obra é formada por um vão isostático com extensão de 36,00 m, e apresenta-se em tangente horizontal, em nível, com esconsidade de 41°42', conforme demonstrado na Figura nº 2.13, a seguir.

A seção transversal da ponte na rodovia PE-280 tem largura total de 13,00 m, as vigas principais têm altura de 1,80 m na fase pré-moldada e altura de 2,04 m na fase final. As vigas principais da superestrutura apoiam-se sobre travessas em concreto armado com 1,20 m de altura, que por sua vez apoiam-se sobre os pilares. A meso-estrutura é formada por pórticos de pilares de seção circular com diâmetro de 0,90 m. A infraestrutura é composta por sapatas assentes em material de 3ª categoria.

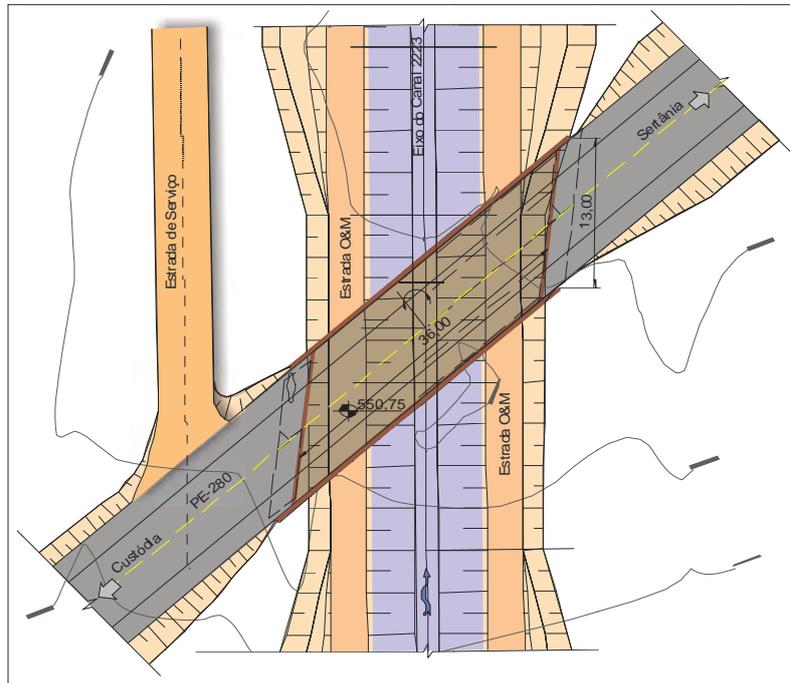


Figura nº 2.13: Vista da Ponte, em Planta, na Rodovia Estadual PE-280

A ponte na rodovia PE-265 (ex-BR-110) foi prevista com o objetivo de transpor o segmento de canal 2226 no km 7+321,13 (E8533+1,13). A obra é formada por um vão isostático com extensão de 37,0 m, e apresenta-se em tangente horizontal, em nível, com esconsidade de $45^{\circ}10,8'$, conforme demonstrado na Figura nº 2.14, abaixo.

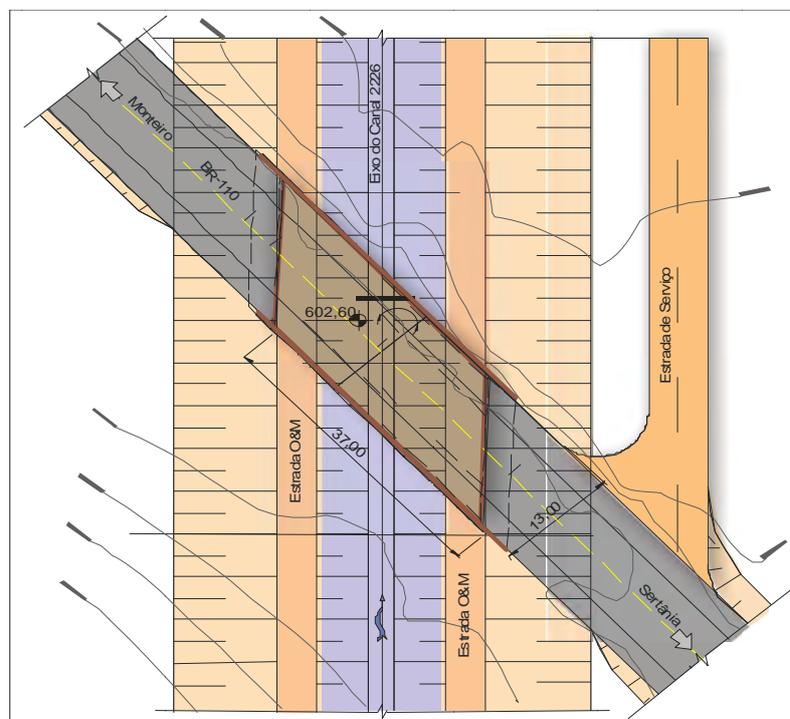


Figura nº 2.14: Vista da Ponte, em Planta, na Rodovia PE-265 (ex-BR-110)

A seção transversal da ponte na rodovia PE-265 (ex-BR-110) tem largura total de 13,00 m, as vigas principais têm altura de 1,80 m na fase pré-moldada e altura de 2,04 m na fase final. As vigas principais da superestrutura apoiam-se sobre travessas em concreto armado com 1,20 m de altura, que por sua vez apoiam-se sobre os pilares. A meso-estrutura é formada por pórticos de pilares de seção circular com diâmetro de 1,00 m. A infraestrutura é composta por sapatas assentes em material de 3ª categoria.

A Figura nº 2.15, abaixo, apresenta a seção transversal das pontes projetadas nas rodovias pavimentadas BR-232, PE-265 (ex-BR-110) e PE-280.

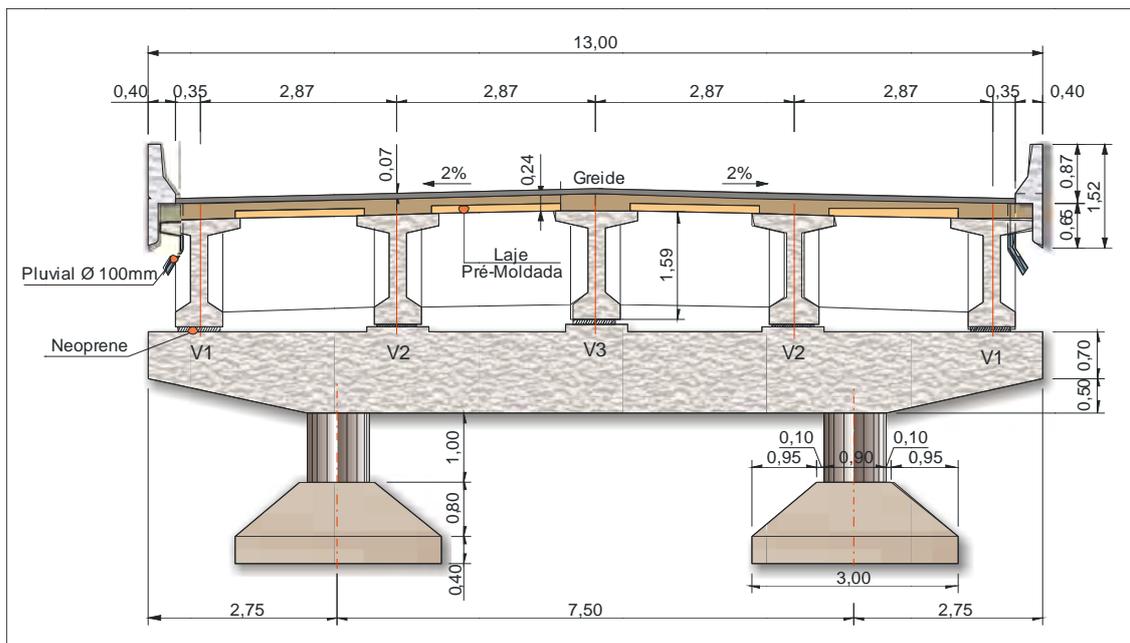


Figura nº 2.15: Seção Transversal das Pontes em Rodovias Pavimentadas

Das 11 pontes projetadas para dar continuidade na malha viária vicinal existente, uma delas destina-se a transpor o segmento de canal 2218 no km 0+610 (E6000+10). Consiste numa obra formada por um vão isostático com 35,0 m de extensão, apresenta-se em tangente horizontal, em nível e sem esconsidade, como pode ser visualizado na Figura nº 2.16, a seguir. A seção transversal da ponte possui largura total de 6,80 m, as vigas principais têm altura de 1,80 m na fase pré-moldada e altura de 2,04 m na fase final.

A ponte projetada na estrada vicinal, destinada a transpor o segmento de canal 2218 no km 9+660 (E6453), é uma obra formada por um vão isostático com extensão de 38,0 m, e apresenta-se em tangente horizontal, em nível e sem esconsidade. A seção transversal tem largura total de 6,80 m, as vigas principais têm altura de 1,80 m na fase pré-moldada e altura de 2,04 m na fase final.

A ponte projetada na estrada vicinal, destinada a transpor o segmento de canal 2218 no km 14+140 (E6677), é uma obra formada por um vão isostático com extensão de 26,0 m, e apresenta-se em tangente horizontal, em nível e sem esconsidade. A seção transversal tem largura total de 6,80 m, as vigas principais têm altura de 1,40 m na fase pré-moldada e altura de 1,64 m na fase final.

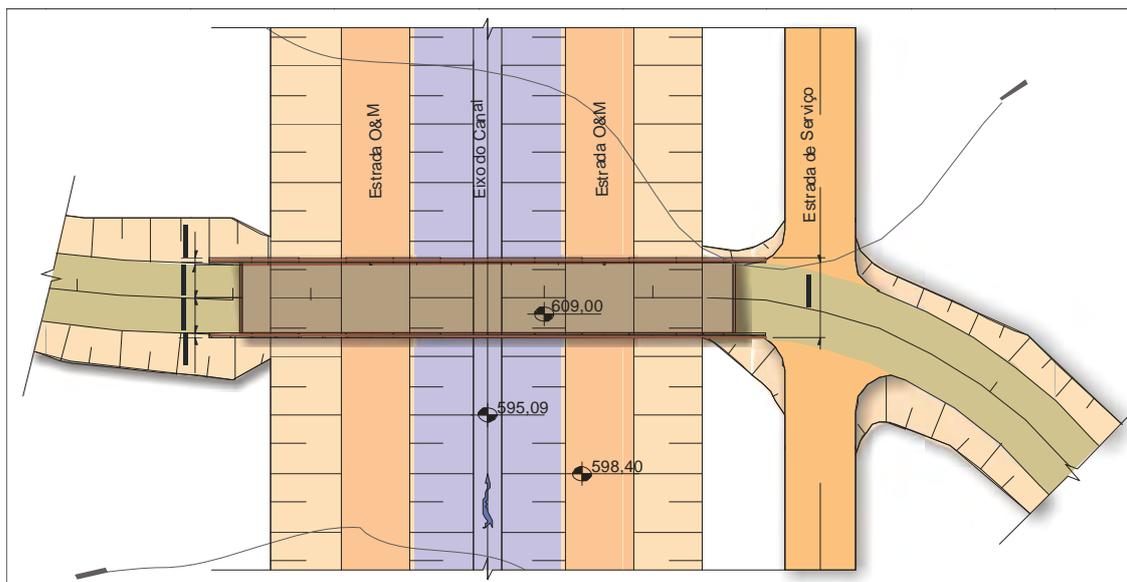


Figura nº 2.16: Vista em Planta da Concepção das Pontes em Estradas Vicinais

A ponte projetada na estrada vicinal, destinada a transpor o segmento de canal 2218 no km 17+680 (E6854), é uma obra formada por um vão isostático com extensão de 24,0 m, e apresenta-se em tangente horizontal, em nível e sem esconsidade. A seção transversal tem largura total de 6,80 m, as vigas principais têm altura de 1,40 m na fase pré-moldada e altura de 1,64 m na fase final.

A ponte projetada na estrada vicinal, destinada a transpor o segmento de canal 2220 no km 5+470 (E7834+10), é uma obra formada por um vão isostático com extensão de 27,0 m, e apresenta-se em tangente horizontal, em nível e sem esconsidade. A seção transversal tem largura total de 6,80 m, as vigas principais têm altura de 1,40 m na fase pré-moldada e altura de 1,64 m na fase final.

A ponte projetada na estrada vicinal, destinada a transpor o segmento de canal 2221 no km 2+875 (E8174+15), é uma obra formada por um vão isostático com extensão de 34,0 m, e apresenta-se em tangente horizontal, em nível e sem esconsidade. A seção transversal tem largura total de 6,80 m, as vigas principais têm altura de 1,80m na fase pré-moldada e altura de 2,04 m na fase final.

A ponte projetada na estrada vicinal, destinada a transpor o segmento de canal 2224 no km 4+280 (E8755), é uma obra formada por um vão isostático com extensão de 26,0 m, e apresenta-se em tangente horizontal, em nível e sem esconsidade. A seção transversal tem largura total de 6,80 m, as vigas principais têm altura de 1,40 m na fase pré-moldada e altura de 1,64 m na fase final.

A ponte projetada na estrada vicinal, destinada a transpor o segmento de canal 2225 no km 3+120 (E9037), é uma obra formada por um vão isostático com extensão de 42,0 m, e apresenta-se em tangente horizontal, em nível e sem esconsidade. A seção transversal tem largura total de 6,80 m, as vigas principais têm altura de 1,80 m na fase pré-moldada e altura de 2,04 m na fase final.

A ponte projetada na estrada vicinal, destinada a transpor o segmento de canal 2226 no km 1+400 (E9237), é uma obra formada por um vão isostático com extensão de 26,0 m, e apresenta-se em tangente horizontal, em nível e sem esconsidade. A seção transversal tem largura total de 6,80 m, as vigas principais têm altura de 1,40 m na fase pré-moldada e altura de 1,64 m na fase final.

A ponte projetada na estrada vicinal, destinada a transpor o segmento de canal 2227 no km 5+920 (E10105), é uma obra formada por um vão isostático com extensão de 40,0 m, dois balanços de 7,0 m e apresenta-se em tangente horizontal, em nível e sem esconsidade. A seção transversal tem largura total de 6,80 m, as vigas principais têm altura de 1,80 m na fase pré-moldada e altura de 2,04 m na fase final.

Por solicitação do **MI**, foi projetada uma ponte no km 27+800 (E7360) do segmento de canal 2218 em substituição a uma estrada de acesso prevista no Estudo de Interferências sob o aqueduto Branco, permitindo o acesso e a interligação de povoados que se localizam em margens opostas do sistema adutor. É uma obra formada por um vão isostático com extensão de 24,0 m, e apresenta-se em tangente horizontal, em nível e sem esconsidade. A seção transversal tem largura total de 6,80 m, as vigas principais têm altura de 1,40 m na fase pré-moldada e altura de 1,64 m na fase final.

Na Figura nº 2.17, abaixo, apresenta-se a seção transversal das 11 pontes projetadas nas estradas vicinais existentes que cruzam pelo sistema adutor, especificamente nos canais.

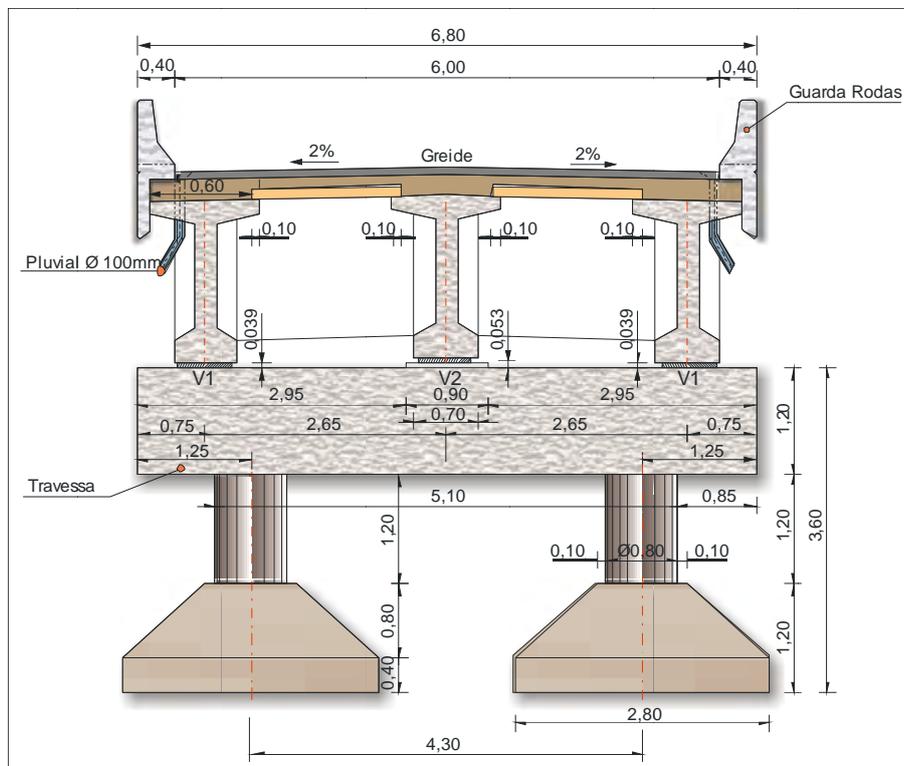


Figura nº 2.17: Seção Transversal das Pontes em Estradas Vicinais

2.1.8 Passarelas

Com o objetivo de recompor o sistema de estradas e de caminhos de particulares, garantindo a continuidade de circulação, bem como assegurar o trânsito de pedestres e a circulação de animais, foram projetadas 10 passarelas para pedestres no trecho do sistema adutor do Eixo Leste compreendido entre o reservatório Copiti e a adutora Monteiro.

Foram previstas quatro passarelas no segmento de canal 2218 (km 11+940=E6567, km 15+410=E6740+10, km 21+400=E7040 e km 24+690=E7204+10), duas no segmento de canal 2220 (km 1+100=E7616 e km 3+820=E7752), duas no segmento de canal 2225 (km 1+940=E8978 e km 4+320=E9097) e duas no segmento de canal 2226 (km 4+360=E9385 e km 5+640=E9449).

As passarelas são estruturas tipificadas, em forma de “U”, apoiadas sobre as bermas do canal adutor, constituídas por uma laje moldada in loco, com extensão de 18,73 m e largura de 1,40 m, e duas vigas pré-moldadas, em forma de “L”, com extensão de 15,33 m e altura de 1,50 m. A laje, que se apoia nas vigas, compreende a base (piso) da passarela, enquanto que as vigas servem de guarda corpo. A largura livre da passarela é de 2,00 m.

O acesso a passarela, cuja plataforma está 0,90 m acima da berma do canal, se dá através de duas rampas, uma em cada lado. A rampa é constituída por uma laje moldada no local, com extensão de 11,16 m e largura de 1,40 m, e duas vigas pré-moldadas, com a mesma extensão da laje e altura de 1,50 m. A declividade adotada na rampa é de 8,33%, atendendo a norma da ABNT NBR 9050 - Acessibilidade a Edificações, Mobiliário, Espaços e Equipamentos Urbanos.

Com vistas a facilitar o acesso à passarela das pessoas que não possuem deficiência em se locomover, no lado oposto a rampa foi prevista uma escada com cinco degraus.

A Figura nº 2.18, abaixo, apresenta a seção transversal das passarelas para pedestres projetadas sobre o sistema adutor do Eixo Leste, no trecho compreendido entre o reservatório Copiti e o túnel Monteiro. Já a Figura nº 2.19, adiante, apresenta a concepção, em planta, das passarelas projetadas.

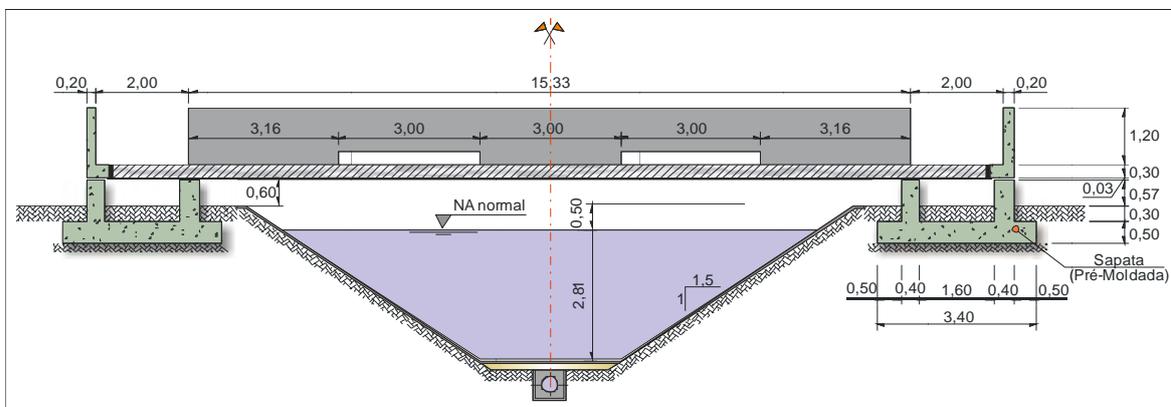


Figura nº 2.18: Seção Transversal das Passarelas para Pedestres

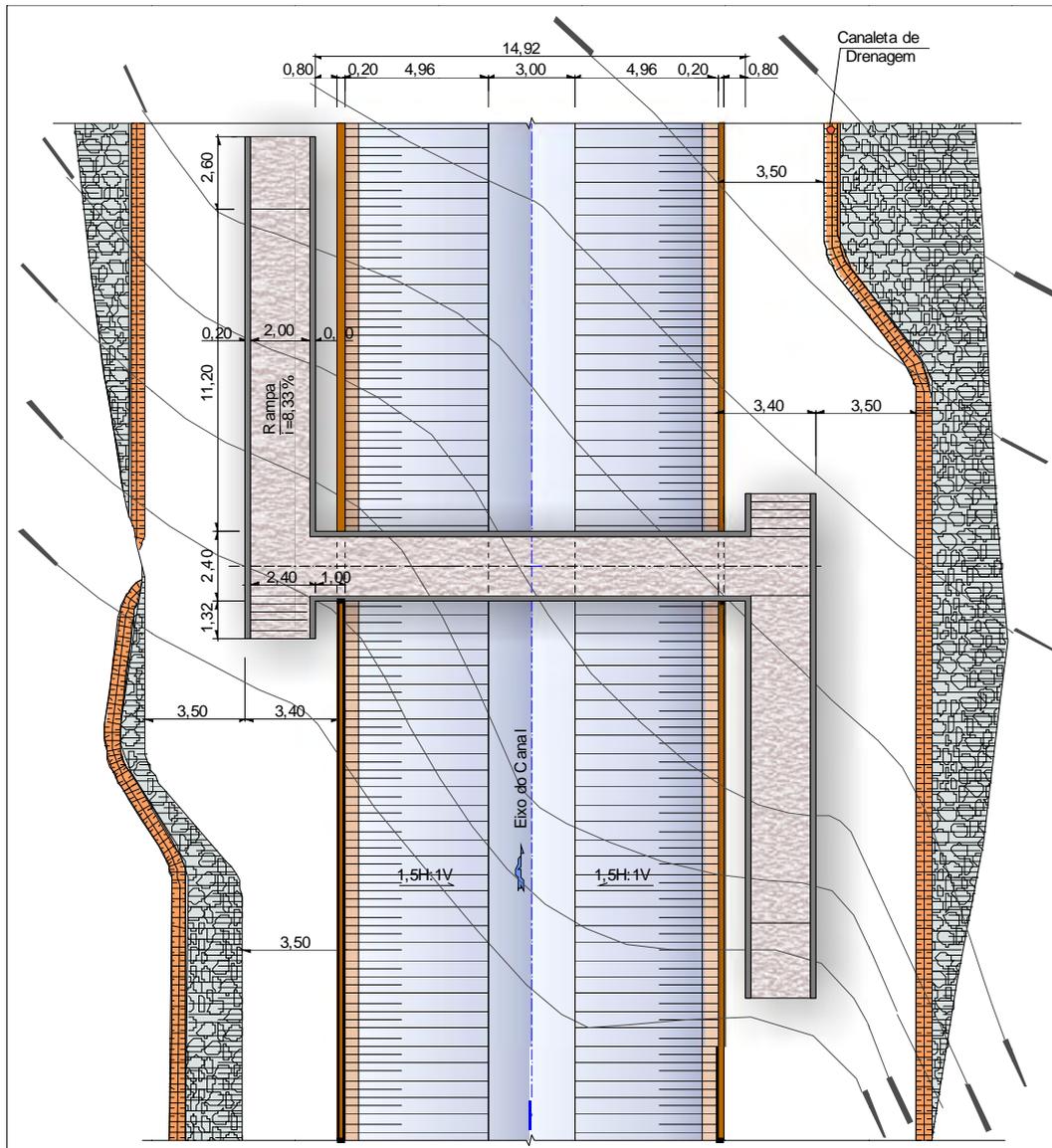


Figura nº 2.19: Vista em Planta das Passarelas para Pedestres

As vigas pré-moldadas, tanto da passarela como das rampas, são apoiadas sobre sapatas pré-moldadas nas dimensões de 3,40 m x 3,60 m. O início da rampa é apoiado em sapatas pré-moldadas nas dimensões de 1,40 m x 3,40 m. Foram previstos aparelhos de neoprene nas sapatas para apoio das lajes e vigas.

2.1.9 Galeria de Passagem

A galeria de passagem projetada na travessia do km 2+380 (E8660) do segmento de canal 2224 substitui o túnel rodoviário previsto no km 2+980 (E8690) do referido canal, concebido no Estudo de Interferências, elaborado pela FUNCATE, em outubro/2006.

No início dos trabalhos de elaboração do projeto e já se tinha proposto a substituição do túnel rodoviário por uma passarela; com a construção da galeria, a Projetista eliminou a passarela prevista no km 2+980 do segmento de canal 2224.

O Estudo de Interferências prevê a construção de um túnel rodoviário no mesmo local (km 2+380 ou estaca E8660 do segmento de canal 2224), de modo a permitir a continuidade do tráfego na região. Já a definição pela galeria de passagem, na ocasião do detalhamento do Projeto Executivo é decorrente de uma solicitação da própria comunidade local, encaminhada à Projetista por meio da Supervisora do Lote 12. O fato é que o túnel rodoviário da estaca E8690 foi indicado pelo Estudo da FUNCATE em uma localização inapropriada, considerando as condições de acesso local.

A Projetista, acatando a proposta da Supervisora do Lote 12 para atendimento das reivindicações das famílias residentes no entorno do sistema adutor, no trecho compreendido entre o km 2+200 (E8651) e km 2+400 (E8661) do segmento de canal 2224, concebeu uma galeria de concreto armado quadrada, com 3,00 m de lado, na estaca E8660. A Figura nº 2.20 e a Figura nº 2.21, a seguir, mostram, respectivamente, a planta e a seção transversal da galeria de passagem.

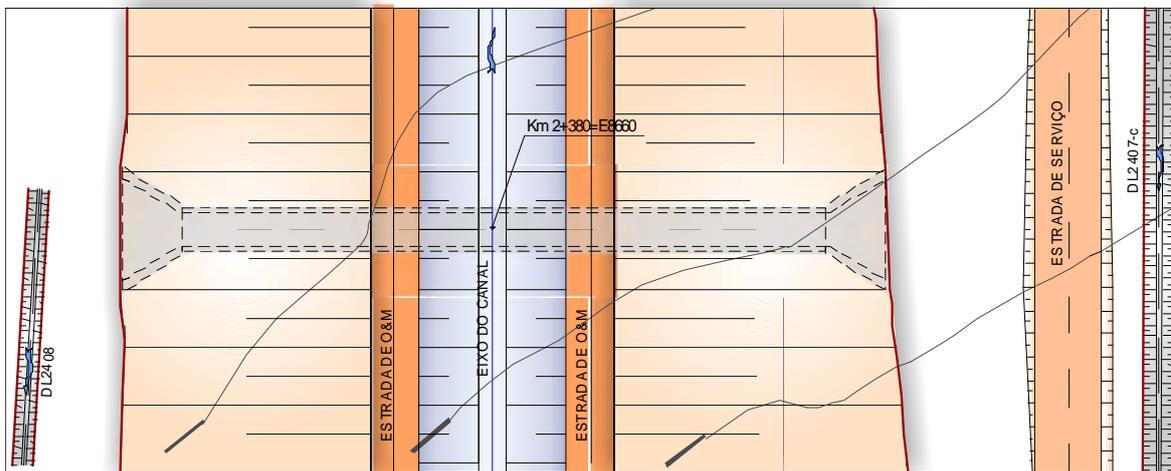


Figura nº 2.20: Planta da Galeria de Passagem no Canal 2224

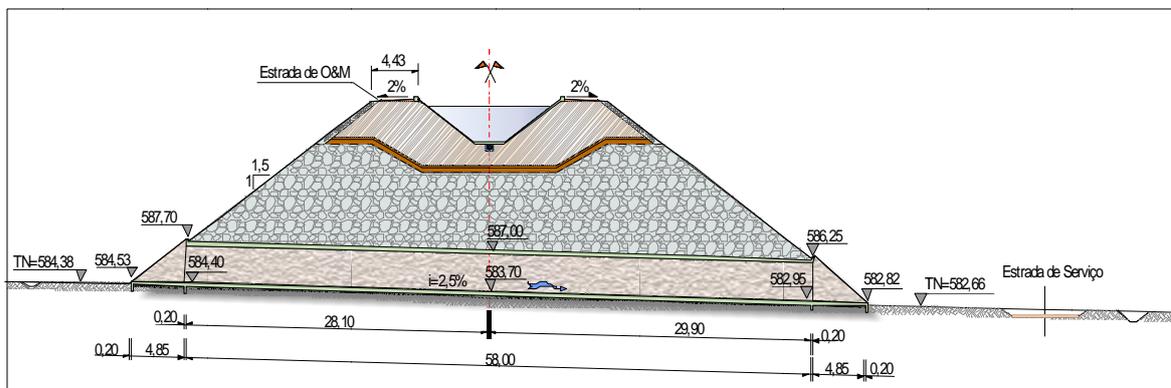


Figura nº 2.21: Seção Transversal da Galeria de Passagem

2.1.10 Estruturas de Controle

Na captação dos canais junto aos reservatórios Copiti, Barreiro, Campos e Barro Branco foram previstas estruturas de controle de superfície com a finalidade de regular a vazão de adução aos canais à jusante dos referidos reservatórios, ou seja, os segmentos de canal 2218, 2223, 2225 e 2226, respectivamente.

No final do segmento de canal 2227 foi prevista uma estrutura de fundo, denominada estrutura de controle da adutora Monteiro, com a finalidade de regular a vazão da adutora, bem como permitir, através do fechamento das comportas segmentos, o esvaziamento da adutora para fins de manutenção e/ou paralização do sistema adutor (no período chuvoso, quando o nível d'água no riacho Mulungu é satisfatório, suficiente para atendimento das demandas hídricas da região).

A estrutura de controle de superfície é constituída de dois vãos, cada um equipado com uma comporta tipo segmento, com 2,20 m de largura. O acionamento de cada comporta é feito através de dois servomotores, enquanto que a operação de ambas as comportas é realizada por uma única central hidráulica, instalada na casa de comando, situada no coroamento da estrutura de controle. A Figura nº 2.22, abaixo, apresenta, em planta, a concepção e o posicionamento dos equipamentos eletromecânicos na estrutura de controle.

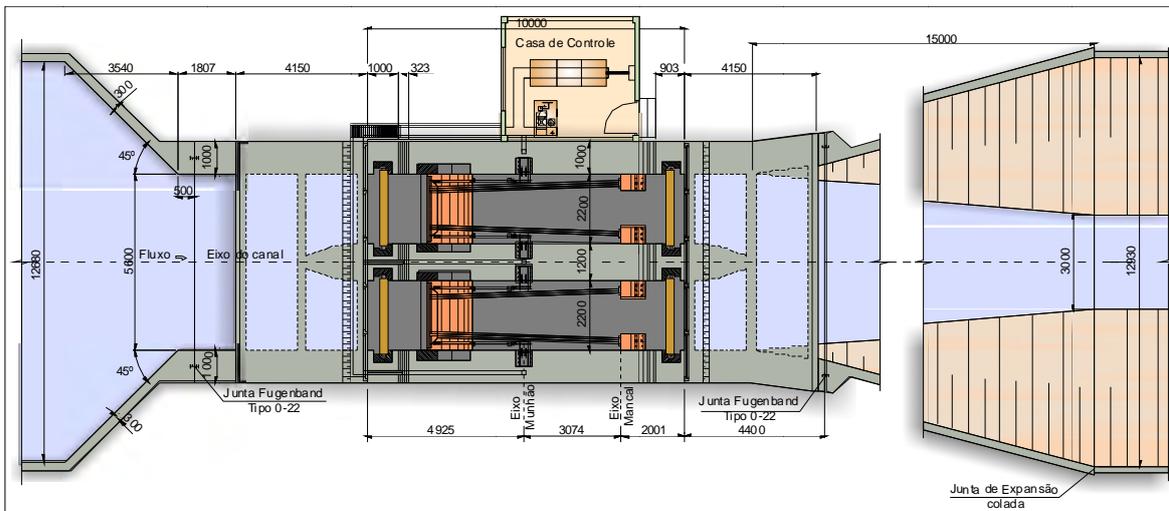


Figura nº 2.22: Planta Baixa da Estrutura de Controle

Para fins de manutenção, foi prevista a utilização de duas comportas ensecadeira, a serem colocadas em ranhuras previstas a montante e a jusante das comportas segmento. No trecho correspondente ao Lote “D” foram previstas apenas duas comportas para serem utilizadas nas quatro estruturas de controle, que deverão ser armazenadas em local apropriado, provavelmente em galpões apropriados ou no prédio das estações de bombeamento.

Sobre a estrutura de controle foram projetados dois pontilhões (passagens) com 4,15 m de largura, um em cada lado da comporta segmento, com o objetivo de possibilitar o acesso de guindastes móveis e caminhões para a montagem, manutenção e transporte das comportas segmento e ensecadeira.

A obra civil da estrutura de controle, com extensão de 53,12 m, está dividida em três subestruturas, separadas entre si por veda-juntas periféricos *fungeband* tipo O-22, conforme demonstrado na Figura nº 2.23, abaixo.

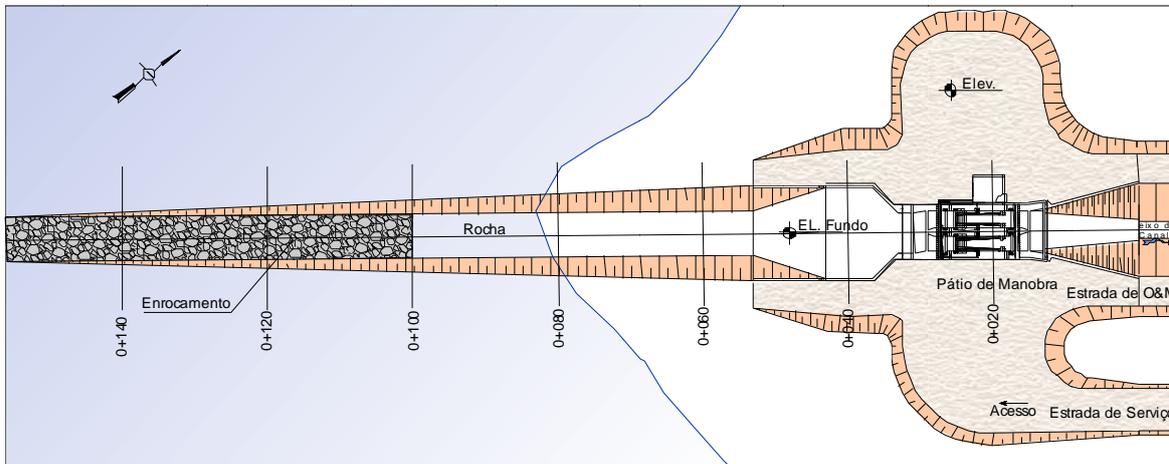


Figura nº 2.23: Obra Civil das Estruturas de Controle

A caixa de entrada (de montante), nas dimensões de 13,28 m x 20,61 m, apresenta um funilamento de 45° antes de entrar na câmara central onde estão instaladas as comportas de segmento. A câmara central, dividida em dois vãos, possui dimensões internas de 5,60 m x 19,84 m. O trecho de transição (canal de saída) antes do canal adutor possui comprimento de 12,67 m.

Cabe ressaltar, no entanto, que a caixa de entrada da estrutura de controle do reservatório Barro Branco possui dimensões diferenciadas, com extensão de 7,0 m e largura de 7,9 m, com um afunilamento de 10° antes de entrar na câmara central. A extensão total da estrutura de controle Barro Branco é de 39,51 m. Estas dimensões foram estabelecidas por ocasião da elaboração do projeto básico do Trecho VII - Ramal do Agreste, pois no projeto básico do Trecho V (Eixo Leste) não foi previsto o reservatório Barro Branco, onde se localiza a estrutura de controle.

A estrutura de entrada e a transição de saída apresentam laje de fundo e paredes laterais com 0,30 m de espessura. Já a câmara central apresenta laje de fundo com 0,60 m de espessura e paredes laterais com 1,00 m de espessura. A parede que separa os dois vãos da câmara central possui 1,20 m de espessura.

A Figura nº 2.24, a seguir, apresenta a seção longitudinal das estruturas de controle previstas nos canais de saída dos reservatórios Copiti, Barreiro, Campos e Barro Branco.

Os equipamentos mecânicos das estruturas de controle compreendem comportas segmento e comportas ensecadeira.

As comportas tipo segmento são em estrutura de aço, constituída de tabuleiro de chapa de face curva, vigas horizontais e verticais, braços que ligam o mancal de articulação à estrutura da comporta e rodas. Possuem vão livre de 2.200 mm, raio externo de 6.306 mm e altura de 3.770 mm.

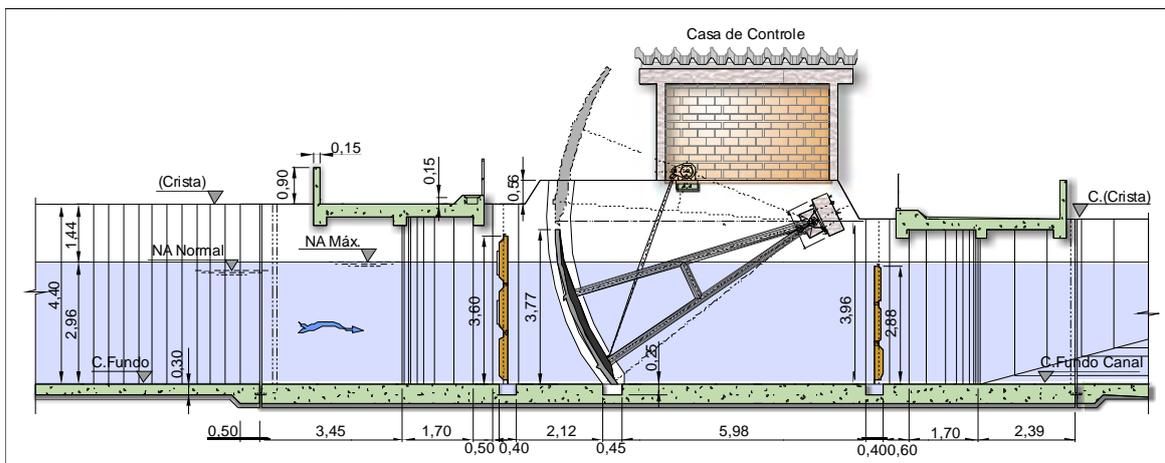


Figura nº 2.24: Seção Longitudinal da Estrutura de Controle

Cada uma das comportas é acionada através de dois servomotores de simples efeito. A operação das duas comportas é feita através de uma central óleodinâmica, localizada na casa de comando.

A comporta ensecadeira é do tipo deslizante, composta por três elementos. A estrutura de cada elemento é metálica de construção soldada, com paramento e plano de vedação voltado para o lado a ser ensecado. A comporta é guiada por sapatas guias instaladas nas cabeceiras e manobradas, em meio equilibrado, com auxílio de guindaste móvel e viga pescadora própria.

Os elementos da comporta ensecadeira de montante possuem vão livre de 2.200 mm (largura de 2.800 mm) e altura de 1.200 mm, enquanto que os de jusante também possuem vão livre de 2.200 mm, porém altura de 960 mm.

A montante da estrutura de controle do reservatório Copiti foi previsto um canal de aproximação com extensão de 103,0 m, largura da base de 6,00 m, que permite o fluxo de vazão do reservatório até a respectiva estrutura. A elevação do fundo do canal e da soleira da estrutura de controle é 505,21 m, o NA normal ocorre na elevação 508,02 m, o NA máximo maximorum ocorre na elevação 508,17 m, enquanto que a elevação da parte superior da parede é 509,61 m (altura da parede da estrutura de 4,40 m). O mancal da comporta segmento se encontra na elevação 509,17 m e a viga suporte na elevação 510,42 m (1,25 m acima do mancal).

A montante da estrutura de controle do reservatório Barreiro foi previsto um canal de aproximação com extensão de 127,0 m, largura da base de 6,00 m, que permite o fluxo de vazão do reservatório até a respectiva estrutura. A elevação do fundo do canal e da soleira da estrutura de controle é 537,90 m, o NA normal ocorre na elevação 540,75 m, o NA máximo maximorum ocorre na elevação 541,42 m, enquanto que a elevação da parte superior da parede é 542,30 m (altura da parede da estrutura de 4,40 m). O mancal da comporta segmento se encontra na elevação 541,86 m e a viga suporte na elevação 543,11 m (1,25 m acima do mancal).

A montante da estrutura de controle do reservatório Campos foi previsto um canal de aproximação com extensão de 60,0 m, largura da base de 6,00 m, que permite o fluxo de

vazão do reservatório até a respectiva estrutura, demonstrado na Figura nº 2.25, a seguir.

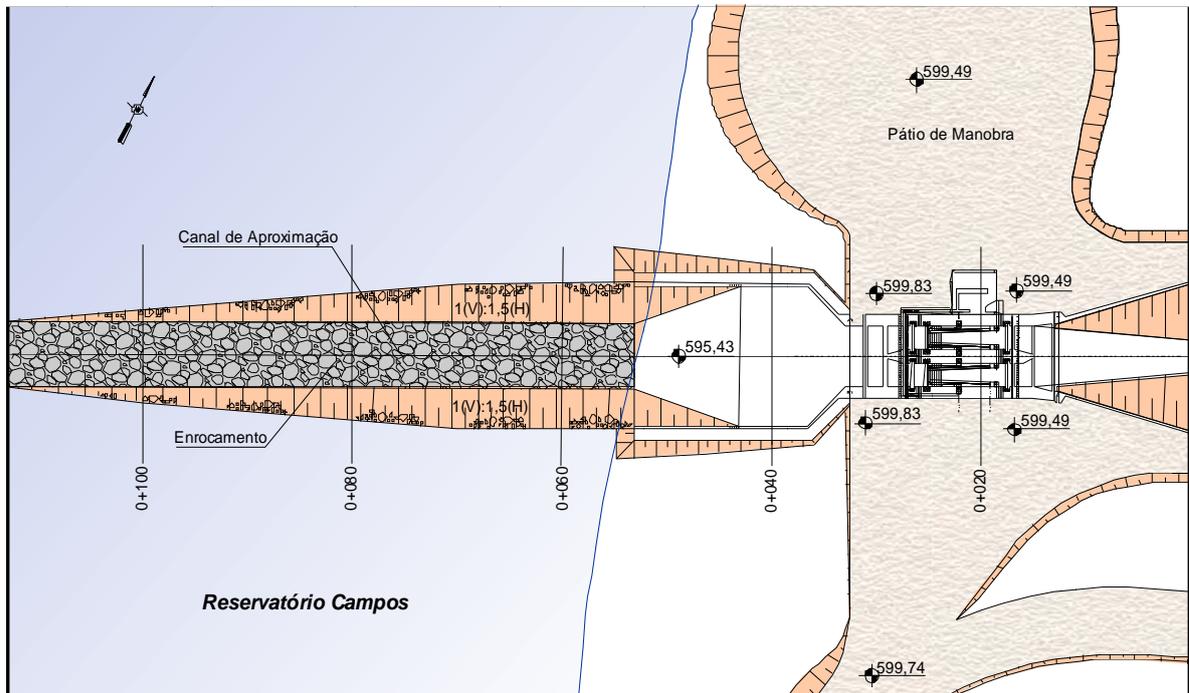


Figura nº 2.25: Canal de Aproximação da Estrutura de Controle do Reservatório Campos

A elevação do fundo do canal e da soleira da estrutura de controle é 595,43 m, o NA normal ocorre na elevação 598,24 m, o NA máximo maximorum ocorre na elevação 598,62 m, enquanto que a elevação da parte superior da parede é 599,83 m (altura da parede da estrutura de 4,40 m). O mancal da comporta segmento se encontra na elevação 599,39 m e a viga suporte na elevação 600,64 m (1,25 m acima do mancal).

A montante da estrutura de controle do reservatório Barro Branco foi previsto um canal de aproximação com extensão de 249,7 m, largura da base de 7,90 m, que permite o fluxo de vazão do reservatório até a respectiva estrutura. A elevação do fundo do canal e da soleira da estrutura de controle é 594,86 m, o NA normal ocorre na elevação 597,73 m, o NA máximo maximorum ocorre na elevação 598,05 m, enquanto que a elevação da parte superior da parede é 599,26 m (altura da parede da estrutura de 4,40 m). O mancal da comporta segmento se encontra na elevação 598,82 m e a viga suporte na elevação 600,07 m (1,25 m acima do mancal). A caixa de entrada da estrutura possui extensão de 7,00 m.

A montante da adutora Monteiro foi prevista uma estrutura de transição canal x adutora, denominada estrutura de controle, com extensão linear de 35,0 m, constituída por dois vãos equipados com um jogo de elementos de grade removíveis cada, com bandeja para retenção de detritos, e com comportas tipo segmento com 2.000 mm de largura e 2.800 mm de altura. O acionamento das comportas é efetuado através de dois servomotores, enquanto que a operação das comportas é realizada por uma única central hidráulica, instalada na casa de comando prevista no coroamento da estrutura de transição.

Para fins de manutenção das comportas segmento, foram previstas comportas enscadeira, a serem colocadas em ranhuras localizadas nas paredes laterais a montante das comportas

segmento. A estocagem dos elementos das comportas ensecadeira será feita nas próprias ranhuras de operação.

A estrutura de controle a montante da adutora consiste numa obra formada por uma transição, câmara central onde estão alojadas duas comportas segmento, e a entrada da adutora. Esta estrutura apresenta basicamente uma laje de fundo com 1,00 m de espessura, duas paredes laterais com espessura de 0,60 m e a estrutura de fechamento superior, conforme demonstrado na Figura nº 2.26, a seguir.

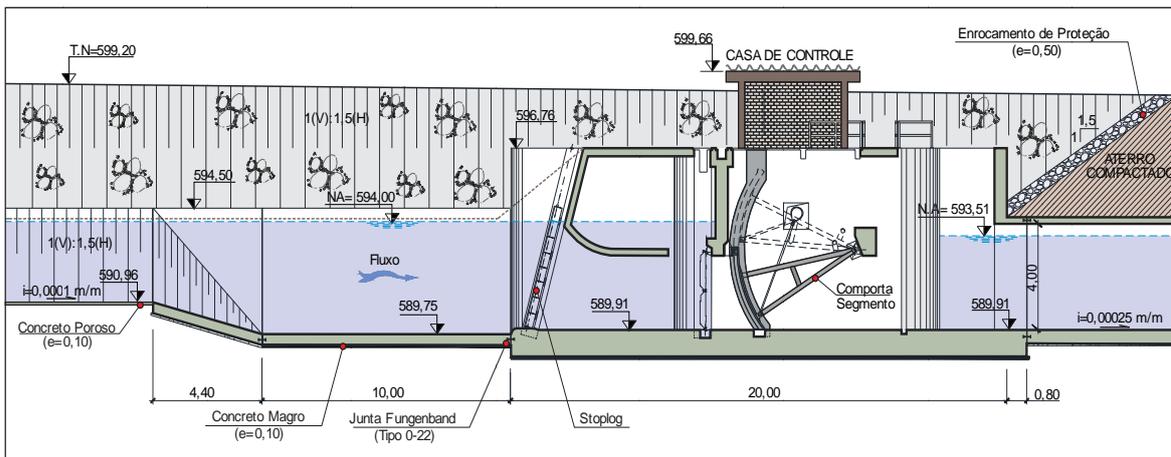


Figura nº 2.26: Seção Longitudinal da Estrutura de Controle da Adutora Monteiro

2.1.11 Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal

As tomadas d'água de uso difuso nos canais adutores foram projetadas com vistas a atender ao Programa Básico Ambiental, especificamente o PBA 15 - "Programa de Implantação de Infraestrutura de Abastecimento Público de Água às Populações Localizadas ao Longo dos Canais do PISF".

Essas tomadas d'água proporcionarão melhorias das condições de vida das populações rurais vizinhas às obras com o aproveitamento do potencial de oferta hídrica confiável e de boa qualidade criado pelo Empreendimento e, paralelamente, minimizar os riscos sociais, sanitários e econômicos associados a eventuais práticas de retirada clandestina de água dos canais adutores e reservatórios.

Os beneficiários d'água compreendem os pequenos povoados e localidades que atualmente contam com suprimento hídrico precário, onde existem inúmeras famílias de pequenos agricultores, produtores ou empregados rurais que residem em comunidades próximas ao Empreendimento e que convivem com problemas ocasionados pela escassez de chuvas em boa parte do ano.

Os estudos ambientais realizados indicaram a existência de 255 localidades e povoados rurais numa faixa de 10 km ao longo do traçado do sistema adutor dos Eixos Norte e Leste, onde vivem cerca de 9.550 famílias, com população estimada em aproximadamente 45.000 pessoas.

No Eixo Leste foram previstos 30 sistemas de abastecimento de água a partir das tomadas d'água de uso difuso nos canais, sendo 22 no estado de Pernambuco (nos municípios de Floresta, Custódia, Betânia e Sertânia) e oito no município de Monteiro, no estado da Paraíba. Esses sistemas deverão beneficiar aproximadamente 31.500 pessoas em 2026.

Dos 30 sistemas previstos, 23 captam diretamente dos canais adutores do Eixo Leste e sete captam em outras fontes hídricas (barragens, açudes e adutoras), de acordo com o documento 1375-REL-3500-00-00-043: Programa de Implantação da Infraestrutura de Abastecimento de Água ao Longo dos Canais - PBA 15, de novembro 2009, fornecido pela Gerenciadora.

No trecho correspondente ao Lote "D" foram previstas 21 tomadas d'água de uso difuso, das quais 15 localizam-se nos canais adutores, quatro localizam-se nas margens de barragens/açudes e duas captam água da adutora Monteiro, beneficiando 43 comunidades/povoados.

O Quadro nº 2.4, a seguir, apresenta as comunidades que serão beneficiadas, os locais de captação, as coordenadas de referência e as elevações (cotas) do local da tomada d'água.

Quadro nº 2.4: Localização das Tomadas d'Água de Uso Difuso no Canal - Lote D

WBS	Comunidades Beneficiadas	Local da Captação				Coordenadas		Elevações (m)			
		Canal	Estaca	km+m	Marg.	Norte	Leste	Terreno Natural	Berma	N.A. Normal	Fundo do canal
2279	Poço do Capim	2218	E6245	5+500	E	9.089.281	648.512	512,88	507,94	507,44	504,63
2280	Riacho Novo	2218	E6680	14+200	E	9.094.707	651.744	507,56	507,07	506,57	503,76
2281	Carvalho/ Fazendinha	2218	E6850+10	17+610	E	9.097.333	653.396	509,30	506,73	506,23	503,42
2282	Umbuzeiro/ Lagoa da Onça/Soares/ Samambainha/ Boa Vista	2218	E6851	17+620	D	9.097.321	653.408	509,27	506,73	506,23	503,42
2283	Malhadinha/ Cacimbinha	2218	E7381	28+220	D	9.098.038	663.062	489,89	505,67	505,17	502,36
2284	Barro Vermelho	2218	E7381+10	28+230	E	9.098.054	663.064	489,64	505,67	505,17	502,36
2285	Favela/ Frade/ Viana/ Salgadinho/ Salgado/ Valdemar Siqueira	2220	E7679+10	2+370	D	9.100.377	668.063	510,14	504,98	504,48	501,67
2286	Maia/ Xique-xique	2220	E7832	5+420	E	9.101.294	670.687	509,70	504,68	504,18	501,37
2287	Vila Rio da Barra	2220	E7832	5+420	D	9.101.281	670.686	509,70	504,68	504,18	501,37
2288	Ameixa/ Maxixe	2223	E8423+10	0+150	D	9.107.000	679.822	543,71	541,19	540,69	537,88
2289	Brabo	2221	E8034	0+060	D	9.102.717	674.095	504,79	504,57	504,07	501,26
2290	Barreiros	2223	E8458	0+840	D	9.107.670	679.949	549,96	541,12	540,62	537,81
2291	Cipó/ São Francisco	2226	E9594	8+540	D	9.117.888	697.224	607,55	596,70	596,20	593,39
2292	Mulungu/ Bredo	2227	E10038	4+580	E	9.124.619	702.159	608,12	594,88	594,38	591,34
2293	Pau d'Arco	2227	E10107	5+960	D	9.125.428	703.192	613,99	594,74	594,24	591,20
2294	Rigideira	2227	E10038	4+580	D	9.124.619	702.159	608,12	594,88	594,38	591,34

WBS	Comunidades Beneficiadas	Local da Captação				Coordenadas		Elevações (m)			
		Canal	Estaca	km+m	Marg.	Norte	Leste	Terreno Natural	Berma	N.A. Normal	Fundo do canal
2295	Pocinhos/ Pernambuco/ Espírito Santo/ Bolão	Açude Pocinhos	-	-	E	9.122.176	696.469	-	-	-	-
2296	Bom Jesus/ Tinguí	Adução	E10251+17	0+437	E	9.127.360	705.259	598,26	594,10	593,40	589,80
2297	Sítio do Meio/ Serrote	Riacho Mulungu	-	-	E	9.127.696	708.684	-	-	-	-
2298	Santana	Riacho Mulungu	-	-	D	9.128.706	715.385	-	-	-	-
2299	Pau-Ferro	Açude Poções	-	-	D	9.127.870	718.301	-	-	-	-

O dimensionamento hidráulico da estrutura de captação d'água nos canais foi elaborado com base na projeção da demanda hídrica das comunidades que serão beneficiadas para 2026, constantes no documento 1375-REL-3500-00-00-043. Assim, no Quadro nº 2.5, a seguir, apresentam-se as vazões máximas a serem aduzidas pelos sistemas, a potência dos conjuntos motobomba, o diâmetro nominal da canalização, a velocidade de escoamento do fluxo e a perda de carga. Nesta fase de detalhamento do projeto somente foi dimensionado o diâmetro das tubulações e conexões, sendo que as demais informações foram obtidas do referido documento.

Quadro nº 2.5: Dimensionamento das Tomadas d'Água de Uso Difuso no Canal - Lote D

WBS	Comunid. Benefic.	Local da Captação				Vazão			Altura Manom (mca)	Potência da Bomba (CV)	Ø Tub. (m)	Veloc. (m/s)	Perda de Carga (m/m)
		Canal	Estaca	km+m	Marg.	l/s	m³/h	m³/dia					
2279	Poço do Capim	2218	E6245	5+500	E	1,28	4,61	110,59	54,94	10,0	0,05	0,65	0,0110
2280	Riacho Novo	2218	E6680	14+200	E	1,22	4,39	105,41	48,38	7,5	0,05	0,62	0,0101
2281	Carvalho/ Fazendinha	2218	E6850+10	17+610	E	1,28	4,61	110,59	56,52	12,5	0,05	0,65	0,0110
2282	Umbuzeiro/ Lagoa da Onça/ Soares/ Samambainha/ Boa Vista	2218	E6851	17+620	D	2,62	9,43	226,37	15,64	3,0	0,075	0,59	0,0057
2283	Malhadinha/ Cacimbinha	2218	E7381	28+220	D	3,04	10,94	262,66	17,65	8,0	0,075	0,69	0,0076
2284	Barro Vermelho	2218	E7381+10	28+230	E	3,84	13,82	331,78	18,96	5,0	0,075	0,87	0,0116
2285	Favela/ Frade/ Viana/ Salgadinho/ Salgado/ Valdemar Siqueira	2220	E7679+10	2+370	D	12,03	43,31	1.039,39	25,27	12,5	0,10	1,53	0,0237
2286	Maia/ Xique-xique	2220	E7832	5+420	E	3,23	11,63	279,07	46,91	12,5	0,075	0,73	0,0085
2287	Vila Rio da Barra	2220	E7832	5+420	D	7,03	25,31	607,39	21,89	6,0	0,075	1,59	0,0356
2288	Ameixa/ Maxixe	2223	E8423+10	0+150	D	1,86	6,70	160,70	45,10	10,0	0,05	0,95	0,0219
2289	Brabo	2221	E8034	0+060	D	1,34	4,82	115,78	43,49	7,5	0,05	0,68	0,0120
2290	Barreiros	2223	E8458	0+840	D	0,62	2,23	53,57	33,84	5,0	0,05	0,32	0,0029
2291	Cipó/ São Francisco	2226	E9594	8+540	D	7,80	28,08	673,92	23,52	7,5	0,10	0,99	0,0106

WBS	Comunid. Benefic.	Local da Captação				Vazão			Altura Manom (mca)	Potência da Bomba (CV)	Ø Tub. (m)	Veloc. (m/s)	Perda de Carga (m/m)
		Canal	Estaca	km+m	Marg.	l/s	m³/h	m³/dia					
2292	Mulungu/Bredo	2227	E10038	4+580	E	4,83	17,4	417,312	36,60	10,0	0,075	1,09	0,0178
2293	Pau d'Arco	2227	E10107	5+960	D	2,43	8,75	209,952	56,56	10,0	0,050	1,24	0,0360
2294	Rigideira	2227	E10038	4+580	D	2,81	10,1	242,784	57,76	10,0	0,05	1,43	0,0471
2295	Pocinhos/Pernambuco/ Espirito Santo/ Bolão	Açude Pocinhos	-	-	E	10,2	36,6	878,688	11,62	6,0	0,10	1,29	0,0174
2296	Bom Jesus/Tinguí	Adutor	E10251+17	0+437	E	5,18	18,6	447,552	20,40	5,0	0,075	1,17	0,0203
2297	Sítio do Meio/Serrote	Riacho Mulungu	-	-	E	8,95	32,2	773,28	19,58	6,0	0,10	1,14	0,0137
2298	Santana	Riacho Mulungu	-	-	D	1,41	5,08	121,824	12,41	3,0	0,05	0,72	0,0131
2299	Pau-Ferro	Reserv. Poções	-	-	D	1,34	4,82	115,776	41,77	8,0	0,05	0,68	0,0120

Na verificação da potência do conjunto motobomba a Projetista constatou que os valores adotados no documento 1375-REL-3500-00-00-043 são superiores aos requeridos nas tomadas d'água de uso difuso no canal, levando-se em conta as vazões e as alturas manométricas estabelecidas no documento. Esta divergência de valores foi comunicada à Gerenciadora, que recomendou à Projetista que mantivesse os valores indicados no documento.

A tomada d'água de uso difuso prevista nas margens do sistema adutor é constituída por um conjunto motor-bomba instalado sobre uma balsa flutuante, uma tubulação de recalque e uma casa de comando e controle.

A bomba prevista é do tipo centrífuga horizontal, monobloco, e encontra-se apoiada sobre uma balsa flutuante instalada no eixo do canal, presa em ambas as margens através de cabos de aço. A balsa flutuante permite que a bomba opere em diferentes níveis (NA) de operação do canal adutor.

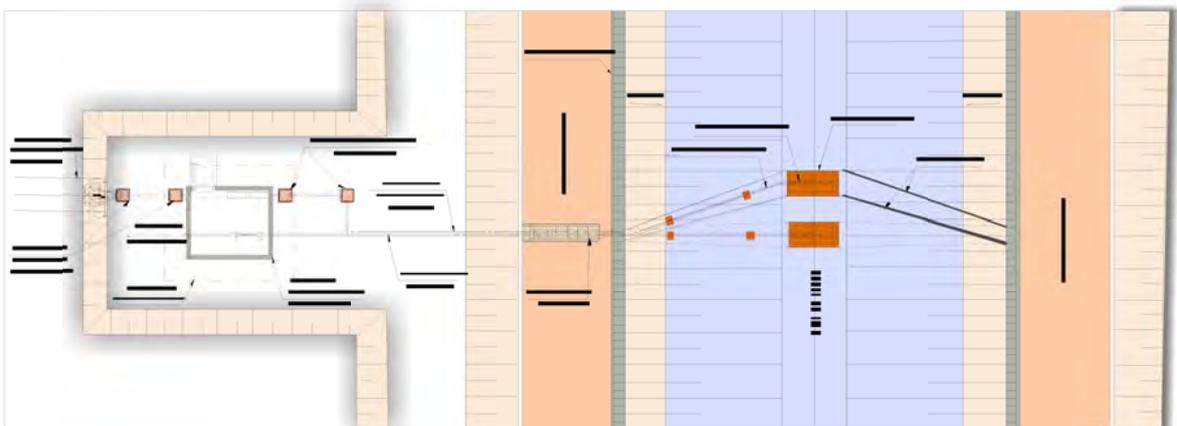


Figura nº 2.27: Concepção da Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal

Quando o sistema adutor não estiver em operação (canal vazio) a balsa ficará apoiada na base (fundo) do canal (Figura nº 2.28), razão pela qual os cabos de aço e o mangote flexível possuem extensão suficiente para vencer diferentes níveis d'água, ou seja, permitem que a balsa oscile entre o fundo do canal e o NAmáximo operacional, numa altura da ordem de 2,80 m. Esta condição faz com que o conjunto bomba e balsa flutuante fiquem deslocados (a jusante) do eixo da tomada d'água na situação de canal adutor operando com NAnormal, conforme pode ser visualizado na Figura nº 2.27.

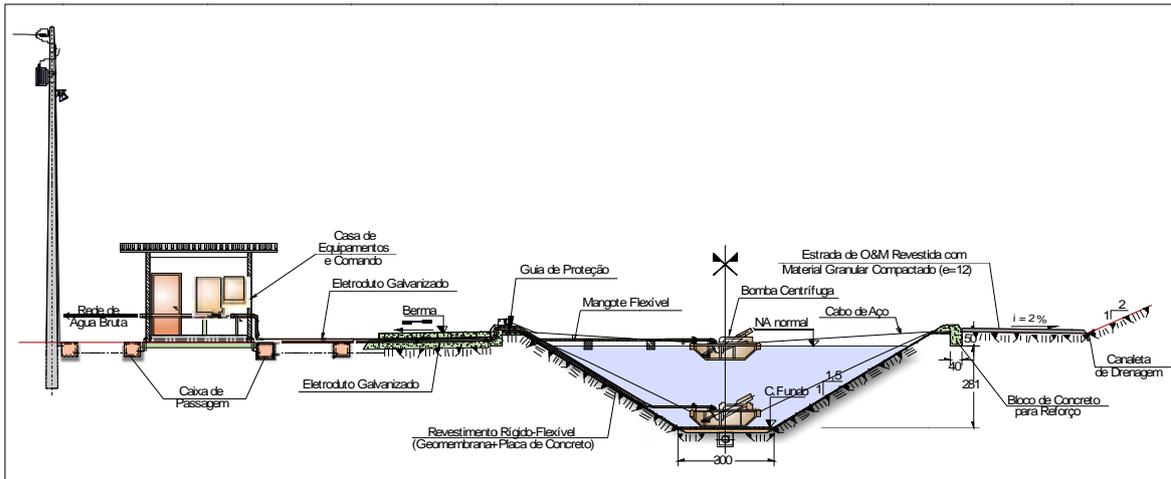


Figura nº 2.28: Seção Transversal da Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal

O mangote flexível, cujas extremidades são flangeadas, e que ficará suspensa sobre a água através de flutuadores, é responsável pela condução d'água do recalque da bomba até a berma do canal. A partir daí a água segue por tubulações de aço carbono até alcançar a casa de comando. Entre o mangote e o recalque da bomba foi previsto um registro de gaveta com flanges para evitar o refluxo d'água em situações de pane elétrica e/ou de manutenção do sistema, conforme demonstrado na Figura nº 2.30, adiante.

A travessia da tubulação de aço carbono e do eletroduto galvanizado pela estrada de operação e manutenção (que se encontra na berma do canal) se dá no interior de uma canaleta (bloco) de concreto armado, nas dimensões de 0,70 m (base) x 0,65 m (altura). O espaço interno da canaleta, por onde passam os condutos, possui área livre de 0,075 m² (0,30 m x 0,25 m). Sobre a canaleta foram previstas tampas de concreto para permitir o tráfego de veículos pela estrada de O&M, conforme demonstrado na Figura nº 2.29, abaixo. No interior das canaletas os condutos ficarão sobre blocos de apoio.

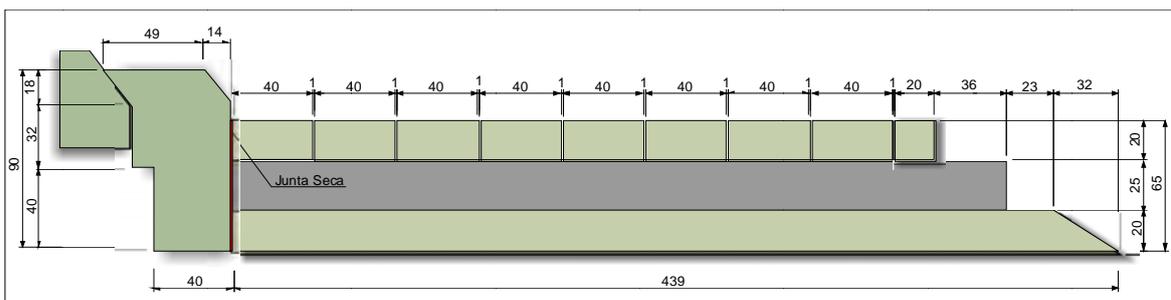
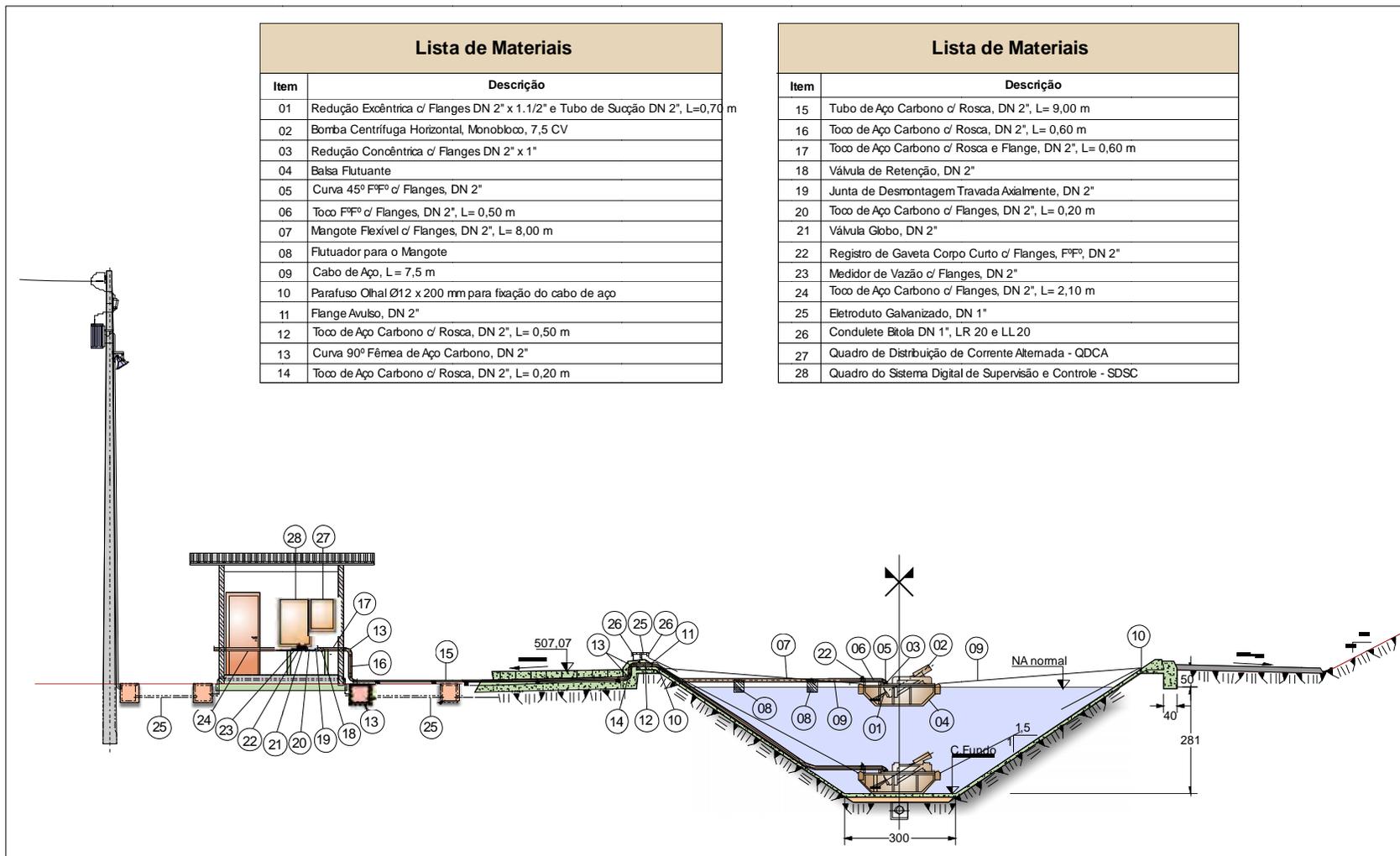


Figura nº 2.29: Seção Transversal da Canaleta de Concreto



Lista de Materiais	
Item	Descrição
01	Redução Exôtrica c/ Flanges DN 2" x 1.1/2" e Tubo de Sucção DN 2", L=0,70 m
02	Bomba Centrífuga Horizontal, Monobloco, 7,5 CV
03	Redução Concêntrica c/ Flanges DN 2" x 1"
04	Balsa Flutuante
05	Curva 45° F♀ c/ Flanges, DN 2"
06	Toco F♀ c/ Flanges, DN 2", L= 0,50 m
07	Mangote Flexível c/ Flanges, DN 2", L= 8,00 m
08	Flutuador para o Mangote
09	Cabo de Aço, L= 7,5 m
10	Parafuso Olhal Ø12 x 200 mm para fixação do cabo de aço
11	Flange Avulso, DN 2"
12	Toco de Aço Carbono c/ Rosca, DN 2", L= 0,50 m
13	Curva 90° Fêmea de Aço Carbono, DN 2"
14	Toco de Aço Carbono c/ Rosca, DN 2", L= 0,20 m

Lista de Materiais	
Item	Descrição
15	Tubo de Aço Carbono c/ Rosca, DN 2", L= 9,00 m
16	Toco de Aço Carbono c/ Rosca, DN 2", L= 0,60 m
17	Toco de Aço Carbono c/ Rosca e Flange, DN 2", L= 0,60 m
18	Válvula de Retenção, DN 2"
19	Junta de Desmontagem Travada Axialmente, DN 2"
20	Toco de Aço Carbono c/ Flanges, DN 2", L= 0,20 m
21	Válvula Globo, DN 2"
22	Registro de Gaveta Corpo Curto c/ Flanges, F♀, DN 2"
23	Medidor de Vazão c/ Flanges, DN 2"
24	Toco de Aço Carbono c/ Flanges, DN 2", L= 2,10 m
25	Eletroduto Galvanizado, DN 1"
26	Condulete Bitola DN 1", LR 20 e LL 20
27	Quadro de Distribuição de Corrente Alternada - QDCA
28	Quadro do Sistema Digital de Supervisão e Controle - SDSC

Figura nº 2.30: Arranjo Eletromecânico da Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal

A casa de equipamentos e controle compreende uma edificação em alvenaria estrutural de blocos de concreto pré-moldado grauteado (14 cm x 19 cm x 39 cm), nas dimensões (externas) de 2,80 m x 3,35 m, coberta com telhas metálicas termoacústica trapezoidal, com inclinação de 10%. O piso da casa de comando é constituído por uma laje de concreto.

A casa de comando abriga uma válvula de retenção, uma junta de desmontagem travada axialmente, uma válvula globo, um registro de gaveta, um medidor de vazão (na sequência, de montante para jusante), o quadro de distribuição de corrente alternada e o painel do sistema digital de supervisão e controle (SDSC). Os equipamentos hidráulicos ficam apoiados sobre blocos de concreto, conforme demonstrado na Figura nº2.31, a seguir.

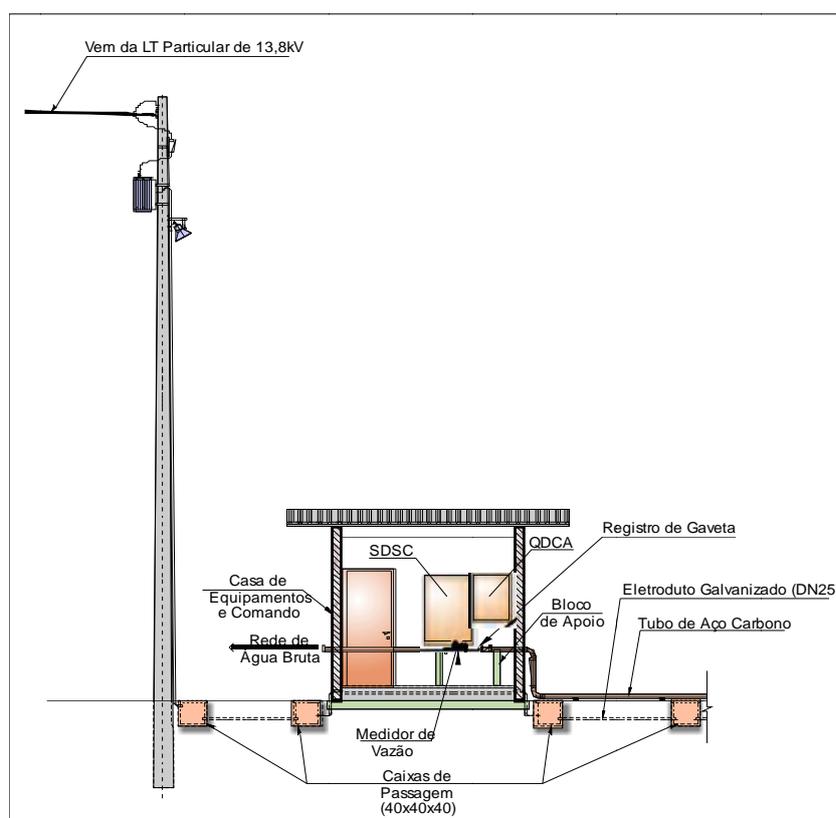


Figura nº 2.31: Casa de Comando da Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal

Embora a concepção (projeto) da tomada d'água de uso difuso no canal seja típica, ocorrem situações diferenciadas em função da seção de terraplenagem do canal no ponto de captação da tomada. No Lote "D" as tomadas encontram-se posicionadas em trechos de canal em corte, em aterro e seção mista (corte e aterro).

Assim, considerando as três situações de seção de terraplenagem, a diferença no projeto ocorre unicamente nos trechos de tubulação necessários para vencer os taludes de corte (seção obrigatória) e de aterro (seção hidráulica). A situação menos complexa, que requer menos material (tubos e curvas), ocorre quando a berma do canal se encontra praticamente no nível do terreno natural (caso das tomadas com WBS 2280 e 2289).

A pior situação (que requer mais material) ocorre quando o canal se encontra em corte, com banquetas intermediárias no talude da seção obrigatória em função da categoria do

material (1ª, 2ª e 3ª). Tal situação ocorre na tomada com WBS 2290.

Na parte externa da guia de proteção (ou mureta) do canal foi previsto um bloco de concreto para reforçar a guia e dar sustentação aos cabos de aço, que são fixados nestas estruturas.

Para sinalizar e aumentar a segurança na estrada de O&M, foram previstos marcadores de perigo tipo MP-1 (ao lado da guia de proteção) e MP-2 (no lado oposto da plataforma de tráfego da estrada) no início e no fim do trecho da estrada que sofreu um estreitamento da pista em função da construção do muro de concreto para proteção da tomada d'água. No trecho em aterro foi previsto, também, defesa metálica no lado oposto a guia de proteção, conforme demonstrado na Figura nº 2.32, abaixo.

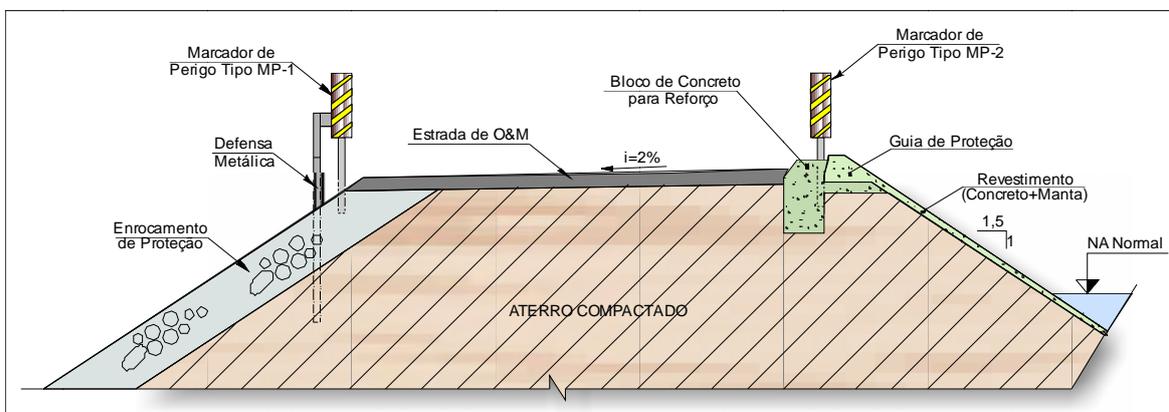


Figura nº 2.32: Equipamentos de Sinalização e Segurança

É a partir da subestação abaixadora, localizada na estação EBV-5, que serão alimentadas as estações de bombeamento EBV-5 e EBV-6, que, por sua vez, alimentam as estruturas de controle e as tomadas d'água de uso difuso nos segmentos de canal do Trecho V correspondente ao Lote "D".

A alimentação dos sistemas elétricos das tomadas d'água de uso difuso no canal é feita através de uma linha de distribuição em 13,8 kV proveniente da estação de bombeamento mais próxima. Nas tomadas d'água de uso difuso serão instalados transformadores abaixadores de 13.800-380/220 V, com potência necessária a cada tipo de instalação.

2.1.12 Sistema viário

A malha viária projetada ao longo do sistema adutor do Eixo Leste, no trecho correspondente ao Lote "D", é constituída de estradas de serviço, estradas de acesso, estradas vicinais de acesso às pontes, desvios das estradas de O&M e desvios e reconstrução de trechos de rodovias pavimentadas que cruzam com o canal adutor.

2.1.12.1 Estradas de Serviço

As estradas de serviço, com extensão total de 78,597 km, dos quais 43,427 km no Lote de Obras 11 e 35,170 km no Lote de Obras 12, foram posicionadas, de maneira geral, nas margens dos canais adutores onde há menor incidência das linhas naturais de drenagem, ou

seja, sempre que possível, foram posicionadas na margem oposta aos canais de drenagem superficial previstos para proteger o sistema adutor.

De uma maneira geral, o greide das estradas de serviço é coincidente com o terreno natural, tendo em conta que o projeto geométrico foi concebido com greide do tipo “colante”. A seção transversal (tipo) possui 6,50 m de largura, sendo 6,00 m a largura da plataforma de tráfego e folga de 0,25 m em cada lado da estrada, conforme demonstrado na Figura nº 2.33, abaixo.

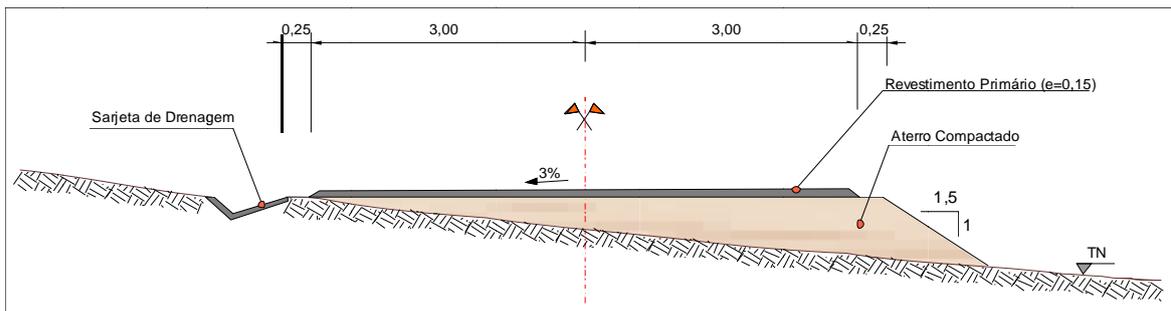


Figura nº 2.33: Seção Transversal das Estradas de Serviço

Para revestimento da plataforma de tráfego das estradas de serviço foi previsto uma camada com espessura de 0,15 m com saprolito quando escavado em solo ou sobre aterro compactado, e bica corrida quando o revestimento será assente sobre material de 3ª categoria (rocha). A declividade da pista de rolamento é de 3% de bordo a bordo para o lado oposto ao canal adutor.

No segmento de canal compreendido entre o reservatório Copiti e o aqueduto Branco a estrada encontra-se na margem direita e possui extensão de 28,495 km. Ao longo da estrada foram previstas 15 passagens molhada, nos trechos que cruzam por talvegues naturais, a jusante das obras de travessia de drenagem, com vistas a proteger o greide da estrada.

No segmento de canal compreendido entre os aquedutos Branco e Barreiro a estrada encontra-se na margem direita e possui extensão de 3,254 km. Ao longo da estrada só foi prevista uma passagem molhada, no trecho a jusante do bueiro BSCC (1,50x1,50).

No segmento de canal compreendido entre o aqueduto Barreiro e o reservatório Moxotó a estrada encontra-se na margem direita e possui extensão de 6,215 km. Ao longo da estrada foram previstas três passagens molhada, nos trechos que cruzam por talvegues naturais, a jusante das obras de travessia de drenagem.

No segmento de canal compreendido entre o reservatório Moxotó e a estação de bombeamento EBV-5 a estrada inicia na margem direita, cruza pela ponte prevista sobre o canal 2221, no km 2+875 (E8174+15), e segue pela margem esquerda até alcançar o acesso à estação EBV-5, perfazendo a extensão de 3,034 km. Ao longo da estrada foram previstas quatro passagens molhada, nos trechos que cruzam por talvegues naturais, a jusante das obras de travessia de drenagem, na estrada localizada na margem direita.

No segmento de canal compreendido entre a estação EBV-5 e o reservatório Barreiro a

estrada encontra-se na margem esquerda e possui extensão de 2,429 km.

No segmento de canal compreendido entre o reservatório Barreiro e a estação de bombeamento EBV-6 a estrada encontra-se na margem esquerda, de modo a facilitar o acesso à estação EBV-6, e possui extensão de 1,602 km. Ao longo da estrada só foi prevista uma passagem molhada, no trecho a jusante do overchute ODCC (1,50x1,00). Esta estrada de serviço cruza com a rodovia estadual PE-280 no km 0+400.

No segmento de canal compreendido entre a estação de bombeamento EBV-6 e o reservatório Campos a estrada inicia na rodovia PE-275, junto ao forebay de jusante da estação EBV-6, segue pela margem direita do canal até o km 4+280 (E8755), cruza pela ponte e segue por mais 1,653 km até a borda do reservatório, perfazendo a extensão de 5,94 km.

No segmento de canal compreendido entre os reservatórios Campos e Barro Branco a estrada encontra-se na margem direita e possui extensão de 5,005 km. Ao longo da estrada só foi prevista uma passagem molhada, no trecho a jusante do overchute OSCC (1,5x1,0). Nos demais cruzamentos da estrada com talvegues naturais, o corpo da obra de travessia (bueiro ou overchute) sob o canal adutor foi prolongado de maneira que a estrada cruze sobre a estrutura.

No segmento de canal compreendido entre o reservatório Barro Branco e o túnel Monteiro a estrada inicia na margem direita, se desenvolve por 7,272 km, e termina no cruzamento com a rodovia estadual PE-265 (ex-BR-110). Após o canal cruzar pela rodovia, a estrada de serviço, que inicia na rodovia, se desenvolve pela margem esquerda do canal por mais 2,279 km, até alcançar o emboque do túnel. Ao longo da estrada foram previstas seis passagens molhada, nos trechos que cruzam por talvegues naturais, a jusante das obras de travessia de drenagem. No km 0+037 da estrada localizada na margem esquerda do canal foi previsto um bueiro BSCC 2,0 x 2,0 para cruzamento do canal de drenagem DL2635.

No segmento de canal compreendido entre o túnel Monteiro e a adutora Monteiro (WBS2227) a estrada de serviço inicia na rodovia federal BR-110, se desenvolve pela margem direita do túnel e do canal por 9,091 km, e termina na estrutura de controle da adutora Monteiro. Como a estrada de serviço intercepta as águas de drenagem superficial que escoam pelos talvegues naturais, foram previstos quatro bueiros, posicionados a montante das alas dos quatro overchutes previstos no canal adutor; são eles: BTCC 2,0x2,0 (km 4+980), BSTC Ø 1,50 (km 5+620), BDCC 2,0x2,0 (km 7+240) e BDTC Ø 1,50 (km 8+280).

Na adutora Monteiro a estrada de serviço inicia na estrutura de controle (dando continuidade a estrada lateral ao canal 2227), se desenvolve na margem direita da adutora por 3,981 km, e termina na estrutura de saída da adutora, próximo a margem do riacho Mulungu.

Foi elaborado o projeto de sinalização vertical para as estradas de serviço com vistas a orientar os usuários nos locais de cruzamento com as rodovias pavimentadas (BR-232, PE-280, PE-275 e PE-265) e com as estradas vicinais que cruzam, através de uma obra de arte especial (ponte), sobre o sistema adutor. Neste sentido, foram previstas placas de

regulamentação (nos cruzamento com as rodovias pavimentadas), de advertência (preferencial), indicativas de ponte, indicativas de canal, indicativas de povoados/cidades e indicativas de obra/estrutura. As placas sinalizadoras são totalmente refletivas, no formato padrão DNIT, fixadas através de suporte e travessas.

2.1.12.2 Estradas de Acesso

As estradas de acesso, com extensão total de 9,892 km, permitem maior flexibilidade da malha viária local, uma vez que proporcionam a continuidade do fluxo ao longo do sistema adutor, considerando que as mesmas contornam a área inundada das barragens, interligando-se com as estradas de serviço, com as estradas vicinais existentes e com as estradas previstas no coroamento do dique das barragens Campos e Barro Branco.

Assim como nas estradas de serviço, o greide das estradas de acesso é coincidente com o terreno natural, tendo em conta que o projeto geométrico foi concebido com greide do tipo “colante”. A seção transversal (tipo) possui 6,50 m de largura, sendo 6,00 m a largura da plataforma de tráfego e folga de 0,25 m em cada lado da estrada.

Para revestimento da plataforma de tráfego das estradas de acesso foi previsto uma camada com espessura de 0,15 m com saprolito. A declividade da pista de rolamento é de 3% do eixo para o bordo.

No reservatório Moxotó foi prevista estrada de acesso apenas na margem esquerda, com extensão de 2,68 km, que permite a ligação da estrada vicinal que cruza sobre uma ponte, localizada no km 5+470=E7834+10 do segmento de canal 2220, com uma estrada vicinal existente que permite o acesso a rodovia estadual PE-280.

Na barragem Barreiro foram previstas estradas de acesso em ambas as margens do reservatório. Na margem esquerda a estrada, com extensão de 1,91 km, compreende a variante da rodovia estadual PE-280, cujo trecho é interceptado pelo dique da barragem e pela área de inundação da barragem. Na margem direita a estrada de acesso, com extensão de 2,87 km, foi concebida para interligar duas estradas vicinais, de maneira a não interromper o fluxo da malha viária local, conforme concebido no Estudo de Interferências elaborado pela FUNCATE.

Nas estradas de acesso nas margens do reservatório Barreiro foram previstas obras de travessia de drenagem, representadas por cinco bueiros (um celular e quatro tubulares), dos quais quatro na variante da rodovia PE-280 (BSCC 3,0x3,0, BSTC Ø1,0 e dois BSTC Ø1,2) e um na estrada da margem direita do reservatório (BSTC Ø0,80).

Para a pavimentação da variante da rodovia estadual PE-280 foi prevista sub-base com solo estabilizado granulometricamente (0,20 m), base com brita graduada (0,20 m) e concreto betuminoso usinado a quente (0,10 m).

O projeto de sinalização da variante da rodovia PE-280 compreende a implantação de placas sinalizadoras totalmente refletivas, suporte e travessa de placas, tachas refletivas bidirecional e pintura da faixa com tinta base acrílica.

Na barragem Campos foi prevista estrada de acesso apenas na margem direita do

reservatório, com extensão de 2,06 km, que interliga a estrada de serviço na margem direita do segmento de canal 2224 com a estrada projetada no coroamento do dique da barragem, ou seja, inicia na estrada vicinal que dá acesso a ponte no km 4+280=E8755 do segmento de canal 2224 e termina na ombreira direita da barragem.

Na barragem Barro Branco foi prevista estrada de acesso apenas na margem direita do reservatório, com extensão de 0,371 km, que interliga o final da estrada de serviço na margem direita do segmento de canal 2225 com a estrada projetada no coroamento do dique da barragem.

2.1.12.3 Estradas Vicinais de Acesso as Pontes

As estradas vicinais de acesso às pontes foram projetadas com o objetivo de dar continuidade ao fluxo viário na região do Empreendimento, uma vez que possibilitam a interligação das principais estradas vicinais existentes no entorno do sistema adutor que foram interrompidas (bloqueadas) com a construção do canal.

No trecho compreendido entre o reservatório Copiti e a adutora Monteiro foram previstas 11 obras de arte (pontes) sobre o sistema adutor, com vistas a não interromper o fluxo viário vicinal na região, sendo que em cinco delas foi mantida uma altura livre de 1,50 m entre a berma do canal e as longarinas da ponte em função das condições do terreno natural e das elevações das bermas do canal adutor. Nestas situações foram projetados desvios das estradas de O&M, em ambos os lados do canal, contornando a estrada vicinal de acesso a ponte.

A seção transversal das estradas vicinais de acesso às pontes possui 6,50 m de largura, sendo 6,00 m a largura da plataforma de tráfego, com folga de 0,25 m em cada lado da estrada. Para revestimento da plataforma de tráfego foi prevista uma camada de saprolito com 0,15 m de espessura. A declividade da pista de rolamento é de 3% do eixo para o bordo.

Estas estradas, de uma maneira geral, encontram-se em aterro, em alguns casos elevados, tendo em conta a necessidade da concordância do greide da ponte (que é função da elevação das bermas do canal) com o greide das estradas vicinais existentes, conforme demonstrado na Figura nº 2.34, a seguir.

As estradas vicinais de acesso às pontes, num total de 11, possuem extensões que variam de 184,0 m a 380,0 m, perfazendo a extensão de 2,782 km. Foram previstas cinco no segmento de canal 2218 (km 0+610, km 9+660, km 14+140, km 17+680 e km 27+500) e uma nos segmentos de canal 2220 (km 5+470), 2221 (km 2+875), 2224 (km 4+280), 2225 (km 3+120), 2226 (km 1+400) e 2227 (km 5+920).

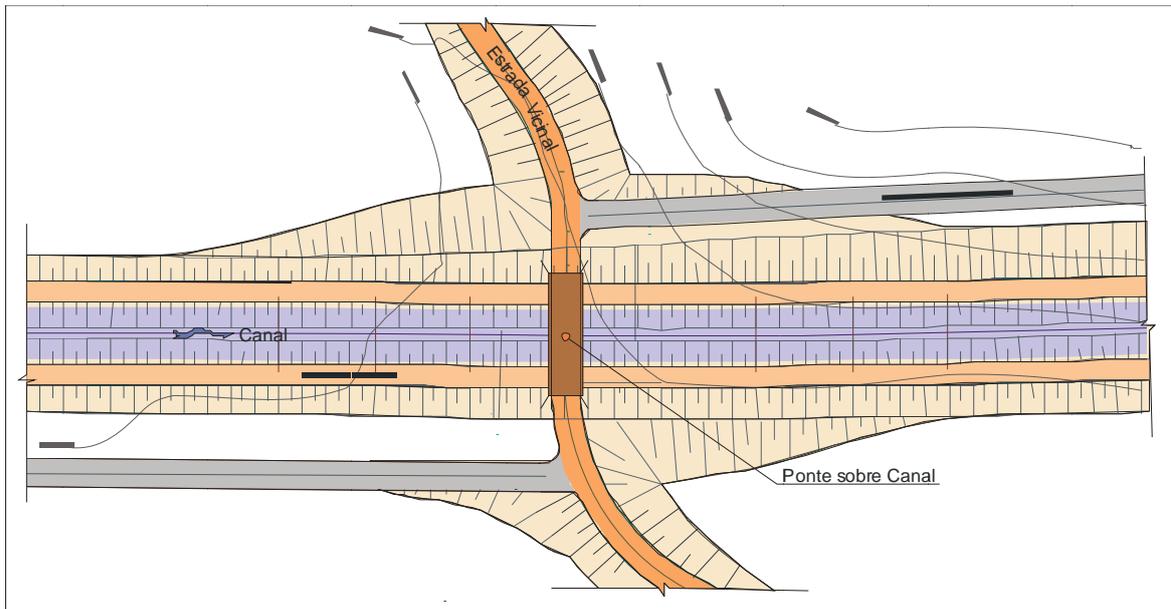


Figura nº 2.34: Estrada Vicinal de Acesso às Pontes

2.1.12.4 Desvios das Estradas de Operação e Manutenção

Na Ata de Reunião Nº ATA0504, de 10/09/2009, ficou definido que no caso de estradas vicinais que cruzam em trechos de canal em aterro, onde foi prevista uma obra de arte, deverá ser mantida uma altura livre de 1,50 m entre a berma do canal e as longarinas da ponte. Nos trechos de canal em corte deverá ser mantido o greide da estrada concordante com o terreno natural, porém deverá ser mantida altura livre de 3,00 m, de forma a permitir acesso pelas bermas do canal.

Tal procedimento acarretou em projetar desvios das estradas de operação e manutenção (O&M), localizadas nas bermas do canal, em cinco locais (km 14+140 e km 17+680 do canal 2218, km 5+470 do canal 2220, km 4+280 do canal 2224 e km 1+400 do canal 2226), onde foram previstas pontes para dar continuidade (transpor o canal adutor) ao tráfego local.

A seção transversal dos desvios das estradas de O&M possui 4,45 m de largura, sendo a largura da plataforma de tráfego de 4,00 m, com 0,225 m de folga em cada lado da estrada. Para revestimento da plataforma de tráfego foi prevista uma camada de 0,12 m com saprolito. A declividade da pista de rolamento é de 2% do eixo para o bordo.

Tendo em conta o desnível existente entre a elevação das bermas e o greide das pontes, os desvios das estradas de O&M apresentam rampa em aclive até atingir a estrada vicinal, e rampa em desnível para acessar novamente a berma do canal, conforme demonstrado na Figura nº 2.35, a seguir.

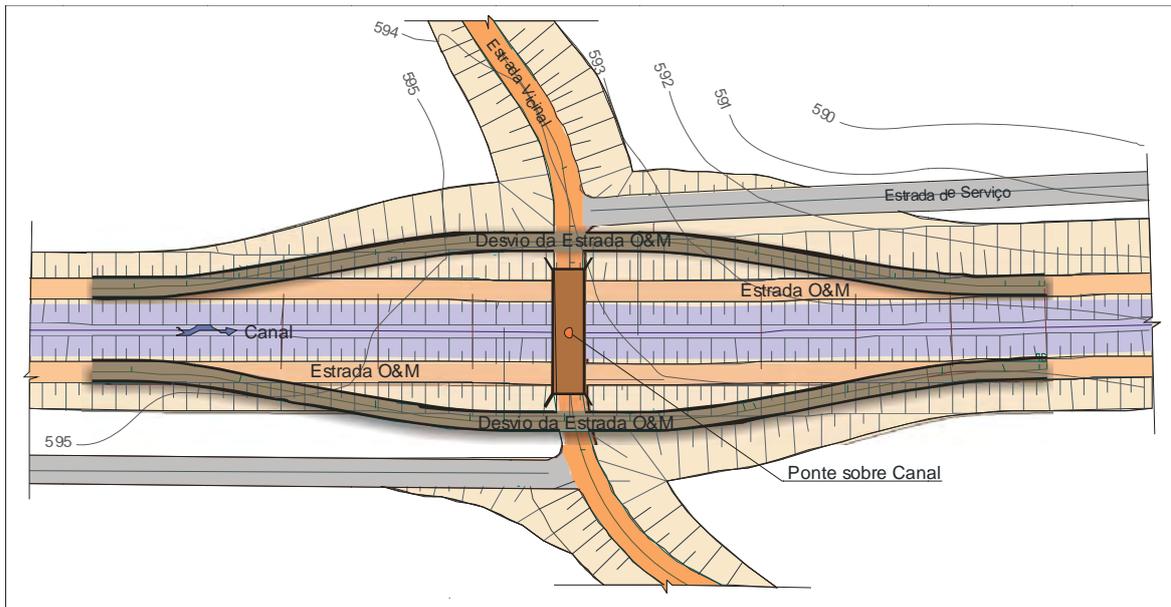


Figura nº 2.35 : Desvios das Estradas de Operação e Manutenção

2.1.12.5 Rodovias Pavimentadas

O trecho do sistema adutor do Eixo Leste correspondente ao Lote “D” cruza por quatro rodovias pavimentadas (BR-232, PE-280, PE-275 e PE-265). Para permitir o fluxo viário durante a construção das obras de arte especial (pontes e galeria), foram previstos desvios rodoviários, dentro da faixa de domínio do Empreendimento, de acordo com as normas e padrões do DNIT e do DER/PE.

Também foram elaborados os projetos de reconstrução dos trechos das rodovias interceptados pelo canal adutor e pela adutora de recalque da estação EBV-6, de maneira a permitir a concordância do greide das rodovias existentes com o greide das pontes (que depende da elevação das bermas do canal) e da plataforma superior da galeria.

A rodovia federal BR-232 cruza pelo segmento de canal 2220, no km 2+338,1 (E7677+18,1), onde foi projetada uma ponte com 32,0 m de extensão e esconsidade de 28°22'56". O desvio projetado possui extensão de 830,8 m, enquanto que a reconstrução do trecho interrompido da rodovia para implantação da ponte possui extensão de 1.020 m.

A rodovia estadual PE-280 cruza pelo segmento de canal 2223, no km 0+426,59 (E8437+6,59), onde foi projetada uma ponte com 36,0 m de extensão e esconsidade de 41°70'. O desvio projetado possui extensão de 387,4 m, enquanto que a reconstrução do trecho interrompido da rodovia para implantação da ponte possui extensão de 500,0 m.

A rodovia estadual PE-275 cruza pela adutora de recalque da estação de bombeamento EBV-6, na estaca E8527+8 do sistema adutor, onde foram projetadas duas galerias de concreto armado (uma para cada adutora), com extensão de 16,0 m, para envelopamento das adutoras. O desvio projetado possui extensão de 212,5 m, enquanto que a reconstrução do trecho interrompido da rodovia para execução da galeria possui 50,0 m de extensão, mantendo-se o greide existente.

A rodovia PE-265 (ex-BR-110) cruza pelo segmento de canal 2226, no km 7+321,13 (E9533+1,13), onde foi projetada uma ponte com 37,0 m de extensão e esconsidade de 45°18'. O desvio projetado possui extensão de 484,9 m, enquanto que a reconstrução do trecho interrompido da rodovia para implantação da ponte possui extensão de 480,0 m.

A seção transversal do desvio das rodovias pavimentadas, demonstrada na Figura nº 2.36, abaixo, possui 11,00 m de largura, constituída de duas pistas com 3,50 m de largura, dois acostamentos com 1,00 m de largura e folga de 1,00 m em cada lado da rodovia.

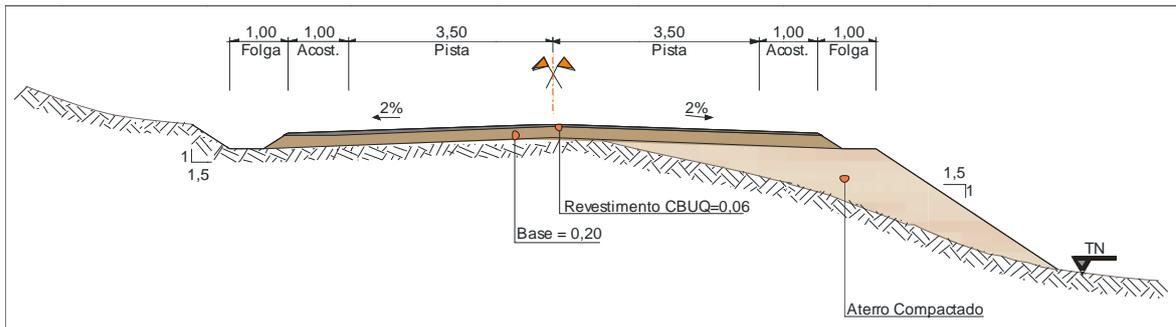


Figura nº 2.36: Seção Transversal do Desvio das Rodovias Pavimentadas

Por se tratar de uma rodovia provisória (tempo suficiente para construir a ponte sobre o sistema adutor e reconstruir a rodovia), para revestimento do desvio foi previsto como base uma camada de brita graduada, na espessura de 0,20 m, e como pavimento uma camada de 0,06 m de concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ). A declividade da pista de rolamento é de 2% do eixo para o bordo.

A seção transversal prevista para a reconstrução dos trechos das rodovias, demonstrada na Figura nº 2.37, abaixo, possui 14,20 m de largura, sendo duas pistas com 3,60 m de largura, dois acostamentos com 2,50 m de largura e folga de 1,00 m em cada lado da rodovia.

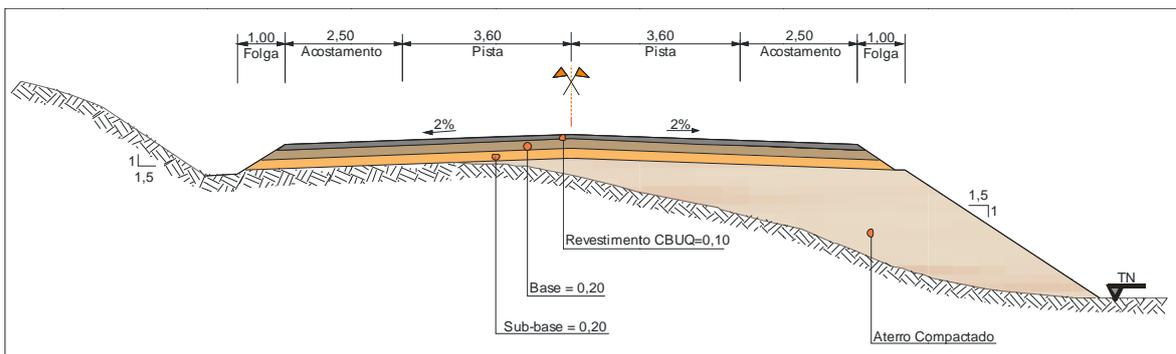


Figura nº 2.37: Seção Transversal da Reconstrução das Rodovias Pavimentadas

Para revestimento da rodovia foi previsto uma camada de 0,20 m de solo estabilizado granulometricamente (sub-base), uma camada de 0,20 m de brita graduada (base) e uma camada de 0,10 m de concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ). A declividade da pista de rolamento é de 2% do eixo para o bordo.

O projeto de sinalização dos desvios e da reconstrução de trechos das rodovias pavimentadas prevê a implantação de placas sinalizadoras totalmente refletivas, suporte e travessa de placas, tacha/tachão refletiva bidirecional, pintura da faixa com tinta base acrílica, defesa metálica semi-maleável simples, ancoragem de defesa metálica e prismas refletivos para defensas e obras de arte especiais.

2.1.13 Sistema de Drenagem

O sistema de drenagem superficial foi projetado com vistas a proteger o sistema adutor e as demais estruturas no seu entorno contra erosões, inundações e assoreamentos ocasionados pelos deflúvios das chuvas intensas que atingem a região do Empreendimento.

O sistema de drenagem superficial é constituído por canais de drenagem, valetas, canaletas, travessias (bueiros tubulares de concreto, bueiros celulares de concreto e overchutes celulares de concreto), estruturas e dispositivos (quedas, descidas, escadas) de drenagem.

2.1.13.1 Canais de Drenagem

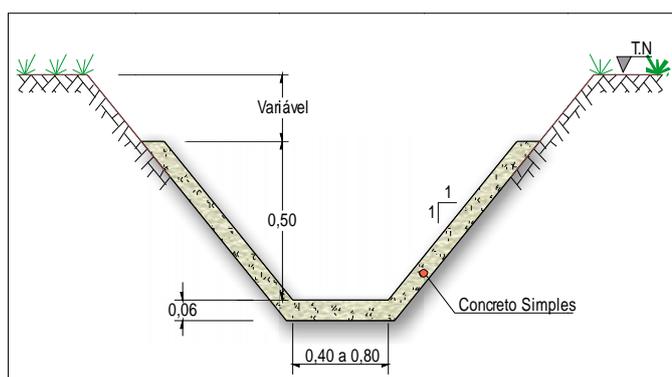
O projeto executivo do sistema de drenagem externa consistiu na disposição dos drenos paralela e externamente ao canal adutor, de forma a interceptar as águas de chuva, ora evitando o carreamento de solo para dentro do canal, dos trechos em corte, ora evitando a erosão da base dos trechos de canal em aterro.

Quando foi possível, as águas drenadas foram encaminhadas diretamente para talvegues naturais sem interferir com o sistema adutor; caso contrário, foram encaminhadas para bueiros ou overchutes, tendo em vista a necessidade de travessia do canal adutor, e posteriormente destinadas aos talvegues naturais.

Considerando-se as características gerais da topografia, dos solos da região, as condições de implantação, bem como a grandeza das vazões a serem drenadas, foram pré-estabelecidos padrões dos drenos conforme as vazões de projeto (pré-determinadas) e as condições do local de implantação.

Objetivando facilidades na manutenção dos drenos e maior segurança contra erosões, a seção hidráulica dos drenos é revestida com uma placa de concreto simples com espessura de 0,06 m.

Todos os canais de drenagem possuem seção transversal trapezoidal, com inclinação dos taludes de 1(V):1(H). As denominações canaleta (CAN) e seção trapezoidal (ST) foram determinadas em função da altura do dreno, que no caso da canaleta foi padronizada em 0,50 m. Para alturas a partir de 0,75 m, foram denominados de seção trapezoidal.



Para efeito de padronização das seções transversais, os valores adotados foram aproximados, de modo a resultar profundidades com valores múltiplos de 0,25 m.

A Figura representada a cima apresenta a seção transversal das canaletas de drenagem previstas no projeto básico e mantida nesta fase de detalhamento.

Os drenos projetados destinam-se à coleta, condução e afastamento dos deflúvios em situações quaisquer. Quando localizados paralelamente às saias dos aterros ou às cristas dos cortes do sistema adutor, que é a situação mais usual, foi observado um afastamento mínimo de 6,00 m, entre a borda do dreno e a linha de offset do canal.

Para a definição das seções transversais e declividades longitudinais dos drenos, isto é, o dimensionamento hidráulico dos trechos correntes, bem como para a verificação das condições do escoamento das vazões de projeto de cada trecho projetado, foram adotados os critérios e parâmetros estabelecidos no projeto básico.

Para adequar as condições de projeto do dreno com a superfície do terreno em locais de topografia íngreme foram previstos degraus, denominados de “descidas”, para alturas de até 1,00 m, e de “quedas” as alturas entre 1,00 m e 2,00 m. As descidas possuem rampa com inclinação de 1(V):2(H) e as quedas apresentam inclinação de 1(V):3(H), com blocos dissipadores de energia após a rampa (somente nas quedas).

A Figura nº 2.38, abaixo, apresenta o perfil longitudinal das quedas com dissipadores de energia previstas nos canais de drenagem.

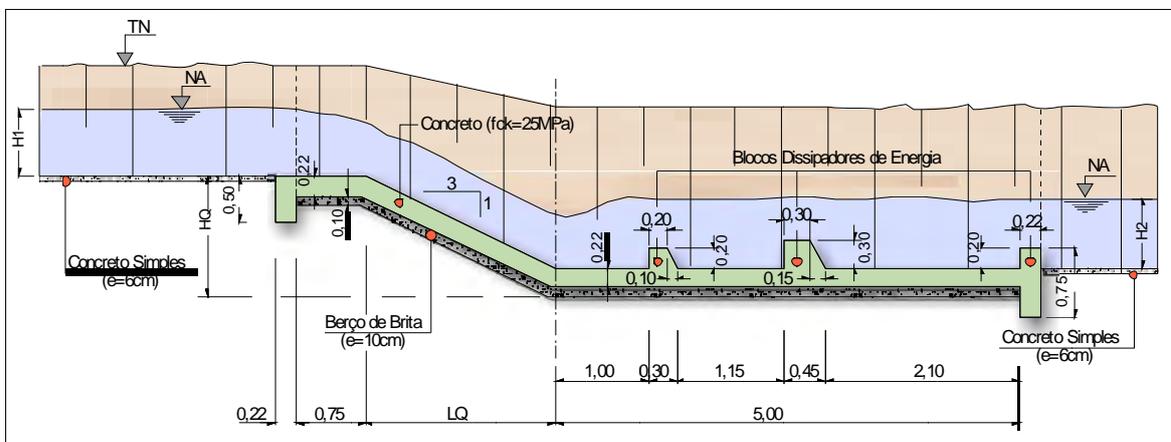


Figura nº 2.38: Perfil Longitudinal das Quedas nos Drenos

Nos locais onde a topografia é muito íngreme - que demandaria quedas com desníveis superiores a 2,00 m - foi utilizada a solução da inserção de escada dissipadora, em concreto armado.

A rede de drenos projetada no segmento de canal 2218 é constituída de 72 canais de drenagem, com extensão total de 28,40 km. Nestes canais de drenagem foram previstas 39 descidas d'água, 58 quedas com blocos dissipadores e 30 escadas dissipadoras de energia.

A rede de drenos projetada no segmento de canal 2219 é constituída de cinco canais de drenagem, com extensão total de 1,35 km. Nestes canais de drenagem foram previstas duas

descidas d'água e seis quedas com blocos dissipadores de energia.

A rede de drenos projetada no segmento de canal 2220 é constituída de 15 canais de drenagem, com extensão total de 3,73 km. Nestes canais de drenagem foram previstas três descidas d'água e duas quedas com blocos dissipadores de energia.

A rede de drenos projetada no segmento de canal 2221 é constituída de oito canais de drenagem, com extensão total de 4,04 km. Nestes canais de drenagem foram previstas sete descidas d'água e três quedas com blocos dissipadores de energia.

A rede de drenos projetada no segmento de canal 2222 é constituída de nove canais de drenagem, com extensão total de 2,40 km. Nestes canais de drenagem foram previstas uma descida d'água e quatro quedas com blocos dissipadores de energia.

A rede de drenos projetada no segmento de canal 2223 é constituída de 10 canais de drenagem, com extensão total de 2,65 km. Nestes canais de drenagem foram previstas cinco descidas d'água e duas quedas com blocos dissipadores de energia.

A rede de drenos projetada no segmento de canal 2224 é constituída de 14 canais de drenagem, com extensão total de 3,75 km. Nestes canais de drenagem foram previstas nove descidas d'água e oito quedas com blocos dissipadores de energia.

A rede de drenos projetada no segmento de canal 2225 é constituída de 21 canais de drenagem, com extensão total de 5,83 km. Nestes canais de drenagem foram previstas 20 descidas d'água, 28 quedas com blocos dissipadores e cinco escadas dissipadoras.

A rede de drenos projetada no segmento de canal 2226 é constituída de 38 canais de drenagem, com extensão total de 11,892 km. Nestes canais de drenagem foram previstas 36 descidas d'água, 68 quedas com blocos dissipadores e 10 escadas dissipadoras.

A rede de drenos projetada no segmento de canal 2227 é constituída de oito canais de drenagem, com extensão total de 4,395 km. Nestes canais de drenagem foram previstas 10 descidas d'água e cinco quedas com blocos dissipadores.

A rede de drenos projetada no sítio da estação de bombeamento EBV-5 é constituída de seis canais de drenagem, com extensão total de 1,875 km. Nestes canais de drenagem foram previstas cinco descidas d'água e seis quedas com blocos dissipadores de energia. Como os drenos cruzam por estradas, foi necessário projetar quatro bueiros.

A rede de drenos projetada no sítio da estação de bombeamento EBV-6 é constituída de cinco canais de drenagem, com extensão total de 2,106 km. Nestes canais de drenagem foram previstas quatro descidas d'água e 10 quedas com blocos dissipadores de energia. Como os drenos cruzam por estradas, foi necessário projetar dois bueiros.

Portanto, o sistema de drenagem superficial projetado no trecho do Eixo Leste correspondente ao Lote "D" (entre o reservatório Copiti e a adutora Monteiro) é constituída de 211 canais de drenagem, com extensão total de 72,418 km. Nestes canais de drenagem foram previstas 141 descidas d'água, 200 quedas com blocos dissipadores de energia e 45 escadas dissipadoras.

Um aspecto importante a ser ressaltado diz respeito a situação atual do terreno no entorno do sistema adutor, tendo em conta que o primitivo foi muito alterado com a implantação dos canais adutores, onde áreas laterais ao canal foram utilizadas como áreas de empréstimo (jazidas de argila) ou como locais de bota fora. Conseqüentemente, muitos dos canais de drenagem projetados deverão ser adaptados/readequados a nova situação do terreno, podendo ocorrer, inclusive, a eliminação de alguns drenos, face a nova realidade, onde se observa que até talwegues naturais foram obstruídos ou desviados devido a movimentação excessiva do terreno.

Portanto, antes da implantação dos drenos projetados deverá ser feita uma confrontação entre o terreno adotado na elaboração do projeto e o atual, promovendo-se as alterações / adaptações / correções que se fizerem necessárias.

2.1.13.2 Travessias de Drenagem

O projeto das travessias consiste na inserção de obras de transposição de talwegues, com o objetivo de interceptar e coletar as águas oriundas dos drenos longitudinais e dos talwegues naturais e encaminhá-las até um ponto localizado a jusante (na outra extremidade) do canal adutor. Portanto, as travessias são estruturas hidráulicas (obras) concebidas para o cruzamento entre linhas de drenagem superficial (talwegues) e o canal adutor, sem que haja interferências entre o fluxo de águas superficiais e das águas aduzidas pelo sistema adutor.

Em função das posições relativas da linha de fundo do talvegue natural e das linhas de fundo e de bordo (crista) do canal adutor, as travessias previstas são aéreas e subterrâneas.

As travessias aéreas, designadas de overchutes, foram previstas nos locais onde a linha de fundo do talvegue (ou geratriz inferior da canalização) fica situada acima da crista do canal adutor, enquanto que as travessias subterrâneas, designadas de bueiros, foram previstas nos locais onde a linha de fundo do talvegue (ou geratriz superior da canalização) fica situada abaixo ou um pouco acima da linha de fundo do canal adutor.

A Figura nº 2.39, abaixo, apresenta a seção longitudinal do overchute posicionado sobre o terreno natural, considerando que o canal adutor encontra-se bem abaixo da linha natural do terreno.

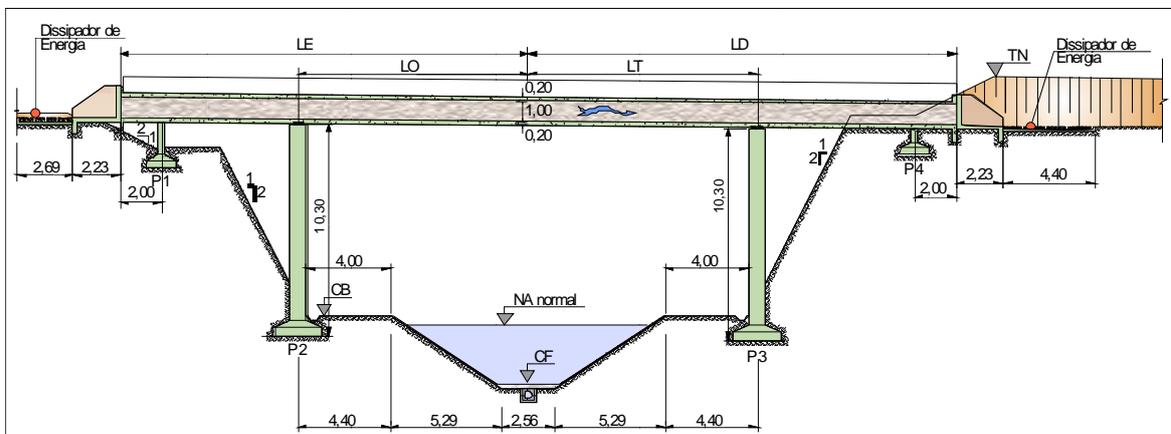


Figura nº 2.39: Seção Longitudinal de Overchute Apoiado no Terreno Natural

As travessias de drenagem foram dimensionadas para escoar em condições normais de operação, isto é, funcionando como canal, em regime supercrítico, deflúvios críticos com tempo de recorrência de 100 anos. As vazões de projeto foram revisadas para os tempos de retorno de 50 e 100 anos, mantendo-se os critérios estabelecidos no projeto básico.

Na definição dos padrões dos bueiros tubulares e celulares, foram adotados os modelos e as recomendações do DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, pertinentes a esses tipos de obras, sendo observados cuidados especiais para maior segurança, melhor desempenho e facilidades construtivas para as obras a serem implantadas.

A aplicação de cada padrão, em cada bacia hidrográfica, foi feita mediante a prévia seleção de um padrão de capacidade compatível com a vazão de projeto determinada, ajustando-se a declividade ao terreno natural, de modo que fossem obedecidos os critérios e parâmetros de projetos adotados para o dimensionamento hidráulico.

As dimensões internas dos bueiros celulares de concreto ficaram restritos a células quadradas de 1,50 m, 2,00 m, 2,50 m e 3,00 m de aresta, variando unicamente o número de linhas de condutos, limitados a três linhas paralelas. A Figura nº 2.40, abaixo, apresenta a concepção da boca (ala) de um bueiro triplo celular de concreto.

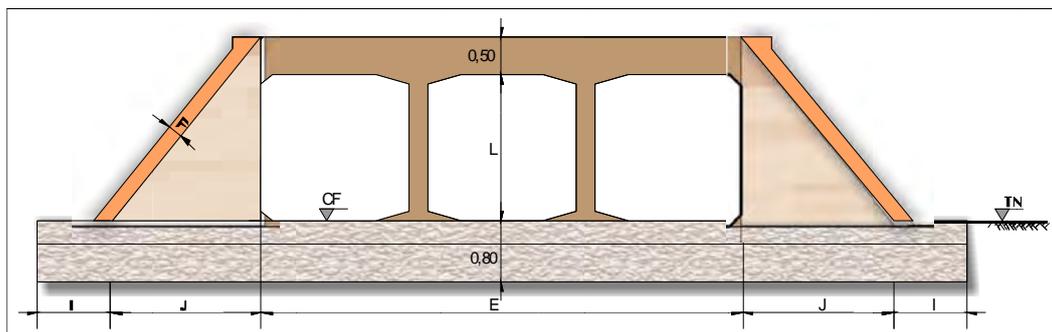


Figura nº 2.40: Ala de Bueiro Triplo Celular de Concreto

Em razão da exclusão de obras específicas para passagens de fauna - conforme previsto inicialmente no Projeto Básico - a dimensão adotada para os bueiros tubulares de concreto foi de 1,50 m, a fim de permitir a travessia de fauna, em atendimento às recomendações da Gerenciadora/MI.

A utilização de bueiros tubulares ficou restrita a altura de aterro do canal adutor, ou seja, nos locais onde os aterros são superiores a 8,00 m de altura (acima da geratriz superior do tubo), por razões estruturais, foram adotados bueiros celulares de concreto.

Os overchutes (travessias aéreas) são estruturas em concreto armado, que serão também aproveitadas como passarelas, para travessias de pedestres e animais sobre o canal adutor.

No detalhamento do projeto dos overchutes buscou-se padronizar as obras em células, com o objetivo de melhorar a rigidez estrutural do dispositivo. Para isso, à medida do possível, quando as características hidráulicas da seção comportassem a vazão de projeto, foram adotadas células múltiplas retangulares, com 1,50 m de base e 1,00 m de altura. A altura do

dispositivo foi minimizada em razão de que a maioria dos overchutes encontram-se apoiados sobre as bermas do canal, conforme demonstrado na Figura nº 2.41, abaixo.

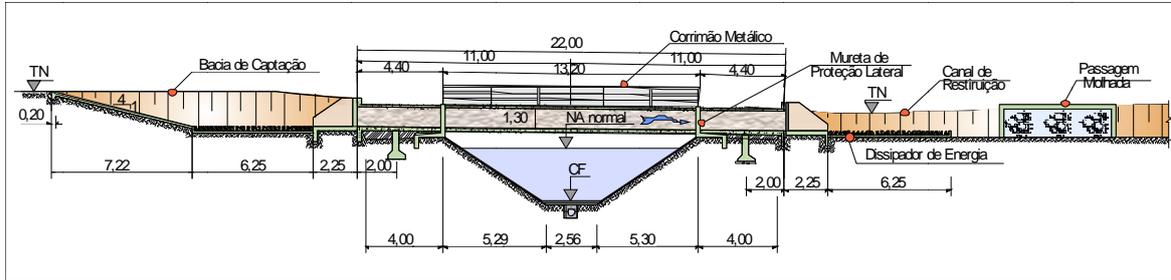


Figura nº 2.41: Seção Longitudinal de Overchute Apoiado nas Bermas do Canal

No dimensionamento hidráulico dos bueiros e overchutes, bem como para a verificação das condições do escoamento das vazões de projeto, foram adotados os mesmos critérios e parâmetros estabelecidos no projeto básico e que também serviram para definir a seção hidráulica dos canais de drenagem. Houve diferença apenas no bordo livre dos overchutes, onde foi adotado 0,40 m nas obras (padronizadas) com altura de 1,00 m.

Na entrada e/ou saída das obras de travessia de drenagem foram previstos dispositivos de controle, com vistas a ajustar a obra ao terreno natural, evitando declividades elevadas e, conseqüentemente, escoamentos com velocidades acentuadas.

Assim, de modo a adequar as condições dos bueiros com a superfície do terreno em locais de topografia íngreme, foram previstos bacias de captação à montante dos mesmos. As paredes das bacias, na medida do possível, possuem rampa com inclinação de 1(V):4(H). Em determinados locais as declividades foram ajustadas a fim de minimizar as escavações e evitar bacias muito alongadas. Na porção inferior da bacia foi previsto um dissipador de energia para bueiros (DEB), de modo a minimizar as velocidades na entrada dos bueiros.

Nos locais de topografia muito acidentada (altas declividades), onde a implantação de bacias de captação resultaria em bacias muito alongadas, com grandes volumes de escavação e alturas elevadas (4,0 m a 6,0 m), foram previstas caixas coletoras a montante dos bueiros, conforme concepção demonstrada na Figura nº 2.42, a seguir.

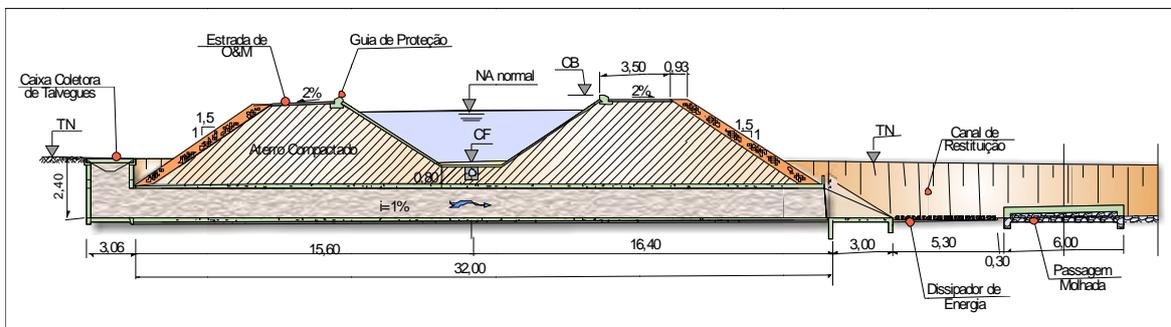


Figura nº 2.42: Corte Transversal de Caixa Coletora a Montante do Bueiro

A caixa coletora consiste numa estrutura de concreto armado para conexão de entrada, com o objetivo de reduzir a declividade do conduto e evitar velocidades elevadas no interior do mesmo. Foi prevista o fechamento na porção superior da caixa com a utilização de uma

grelha em concreto armado, de maneira a evitar a entrada de galhos e entulhos carregados pelas águas pluviais.

Para adequar as condições dos overchutes com a superfície do terreno em locais de topografia íngreme, foram previstas descidas de água em degraus (DAD) à jusante dos dispositivos. Os degraus foram projetados com 0,40 m de altura e 0,60 m de largura com o objetivo de obter uma declividade igual à do talude de aterro e, assim, apoiar integralmente o DAD no talude, evitando obras mais complexas. Na porção inferior do DAD foi inserido um dissipador de energia, com o objetivo de minimizar as velocidades na saída dos condutos.

A montante e/ou a jusante das travessias foi previsto um dissipador de energia para bueiros (DEB). A montante o DEB tem por objetivo captar as águas coletadas pelos drenos longitudinais e dissipar a energia para entrada no conduto. A jusante tem por objetivo receber as águas oriundas dos condutos e dos drenos longitudinais (quando houver) e conduzi-las até o canal de restituição (quando existir) ou até o talvegue natural, evitando erosões à jusante da obra de travessia.

Foram previstos canais de restituição a jusante de algumas obras de travessia de drenagem, de acordo com as dimensões da travessia e as condições topográficas locais. Trata-se de um canal a céu aberto, com seção transversal trapezoidal com taludes inclinados 1,5(H):1(V), escavado imediatamente à jusante da travessia, com inclinação longitudinal descendente e extensão suficiente para o arrasamento da linha de fundo do canal no terreno natural. Para evitar erosão, foi previsto revestimento com enrocamento.

As travessias projetadas para o segmento de canal 2218 compreendem 21 bueiros (10 tubulares e 11 celulares), 10 overchutes e 15 canais de restituição. No segmento de canal 2219 só foi previsto um bueiro celular simples (BSCC 1,5x1,5).

As travessias projetadas para o segmento de canal 2220 compreendem cinco bueiros simples (um celular - BSCC 1,5x1,5, e quatro tubulares - BSTC Ø1,5) e dois canais de restituição. No segmento de canal 2221 foram previstos três overchutes duplos (ODCC 1,5x1,3) e um bueiro simples celular de concreto (BSCC 1,5x1,5).

As travessias projetadas para o segmento de canal 2222 compreendem quatro bueiros simples (um celular - BSCC 1,5x1,5, e três tubulares - BSTC Ø1,5) e dois canais de restituição. No segmento de canal 2223 foram previstos três overchutes simples.

As travessias projetadas para o segmento de canal 2224 compreendem quatro bueiros simples (dois celulares - BSCC 1,5x1,5, e dois tubulares - BSTC Ø1,5).

As travessias projetadas para o segmento de canal 2225 compreendem sete bueiros (quatro simples tubulares e três celulares), um overchute simples (OSCC 1,5x1,0) e dois canais de restituição.

As travessias projetadas para o segmento de canal 2226 compreendem onze bueiros (cinco tubulares e seis celulares), sete overchutes (três simples 1,5x1,0, três duplos 1,5x1,3 e um quádruplo 1,5x1,3) e três canais de restituição.

Já as travessias projetadas para o segmento de canal 2227 compreendem apenas quatro overchutes (OTCC 1,65x2,50, OSCC 1,2x1,2, ODCC 1,25x2,50 e OSCC 1,8x1,8) e quatro canais de restituição que deságuam no riacho Mulungu.

Assim, as obras de travessia de drenagem projetadas no trecho do sistema adutor do Eixo Leste correspondente ao Lote “D” (entre o reservatório Copiti e a adutora Monteiro) compreendem 53 bueiros tubulares e celulares de concreto, 28 overchutes e 28 canais de restituição.

2.2 LAYOUT GERAL DAS OBRAS

De modo a permitir uma fácil visualização e identificação da localização das obras projetadas, foram elaboradas várias figuras, apresentadas na sequência, com o layout geral das estruturas/obras localizadas entre o reservatório Copiti e o final da adutora Monteiro.

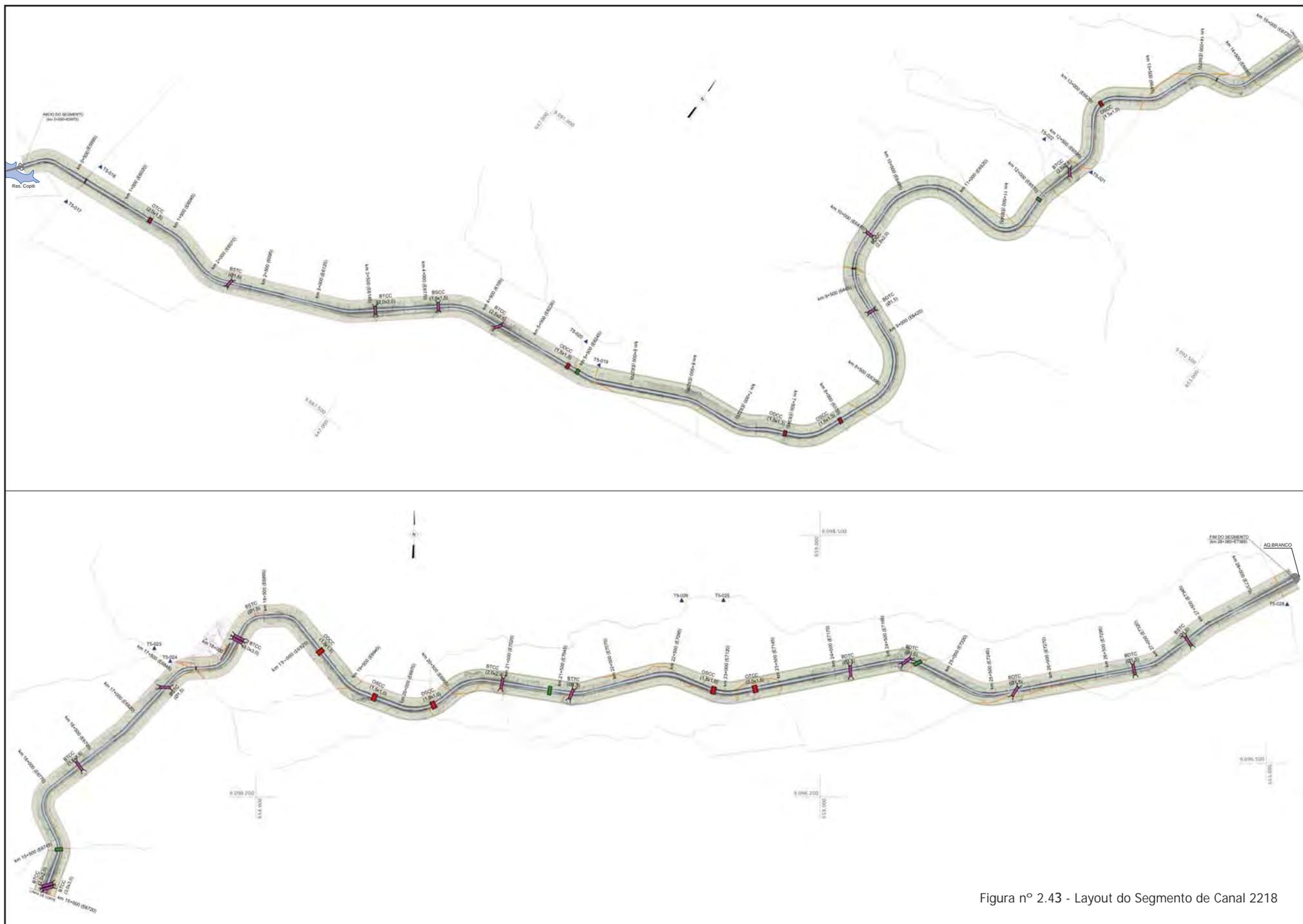


Figura nº 2.43 - Layout do Segmento de Canal 2218

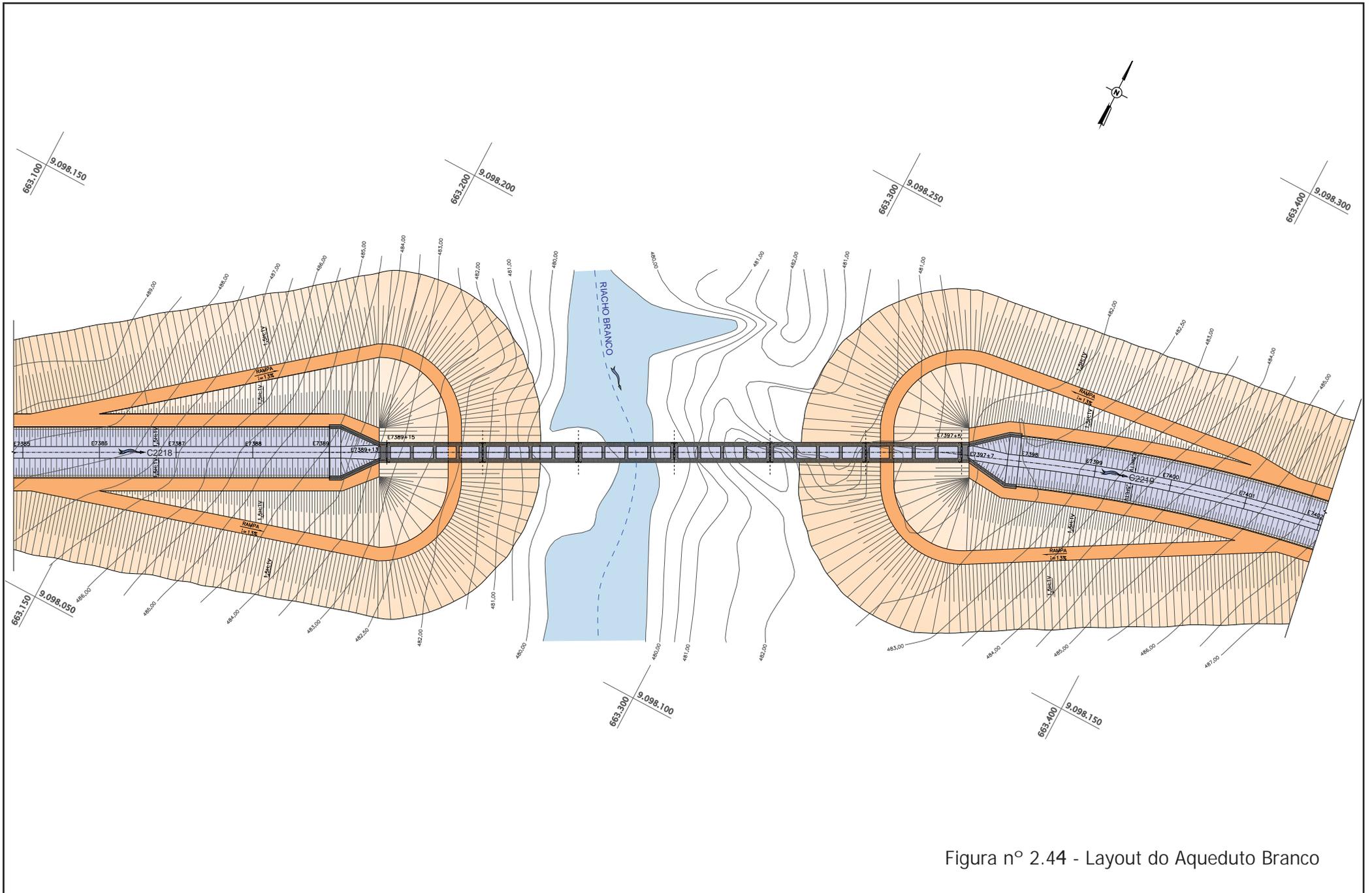


Figura nº 2.44 - Layout do Aqueduto Branco

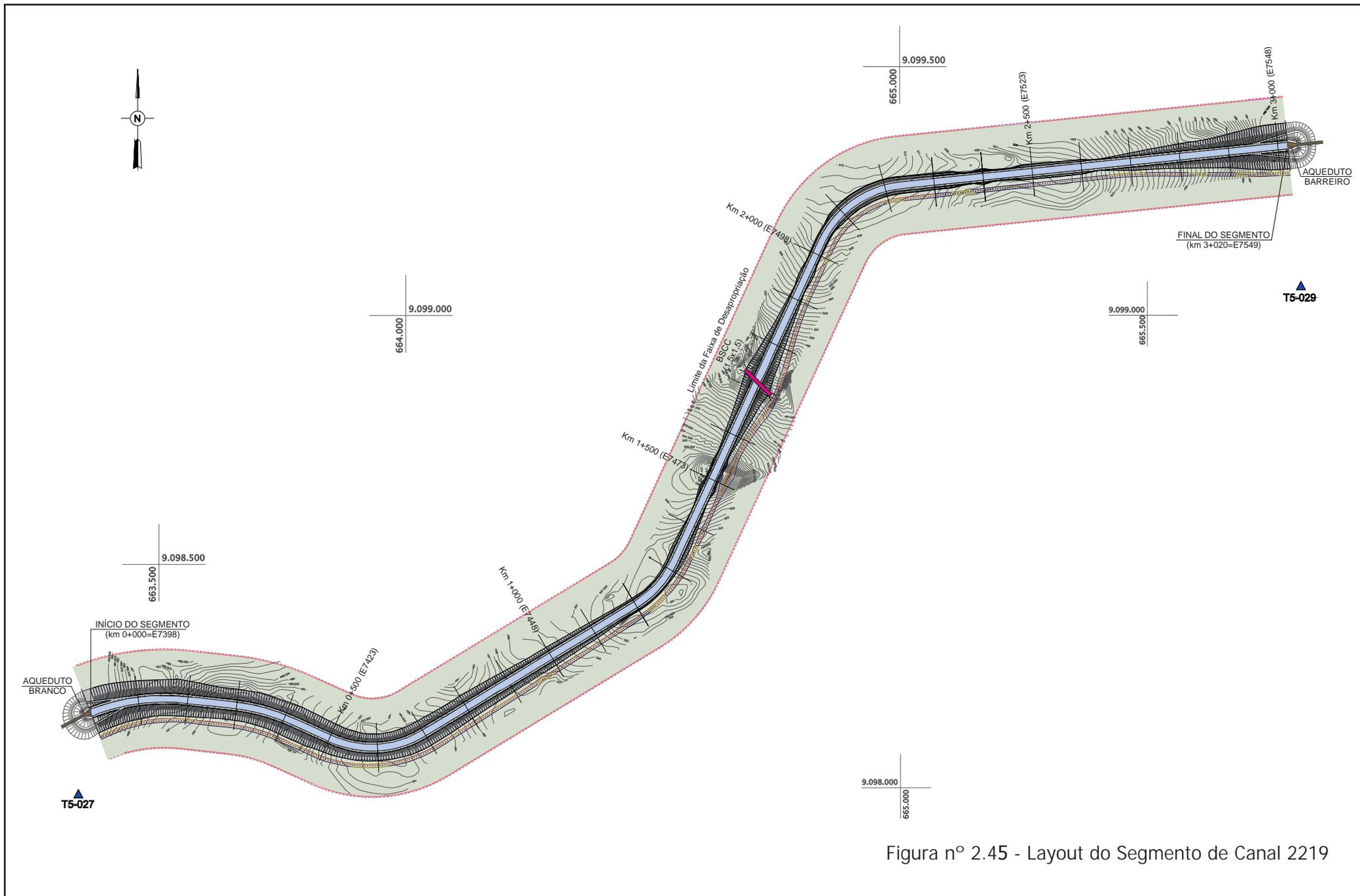


Figura nº 2.45 - Layout do Segmento de Canal 2219

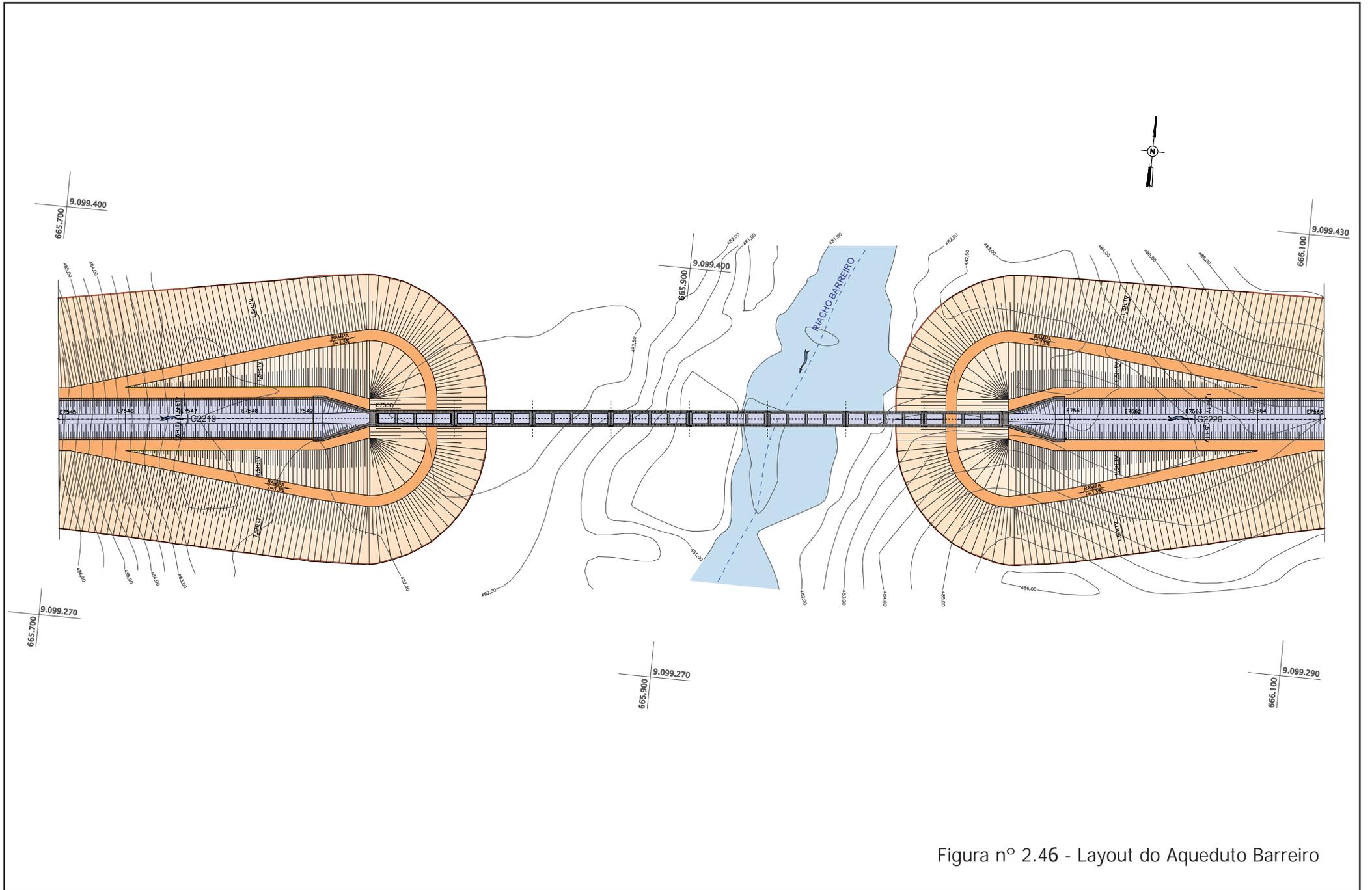


Figura nº 2.46 - Layout do Aqueduto Barreiro

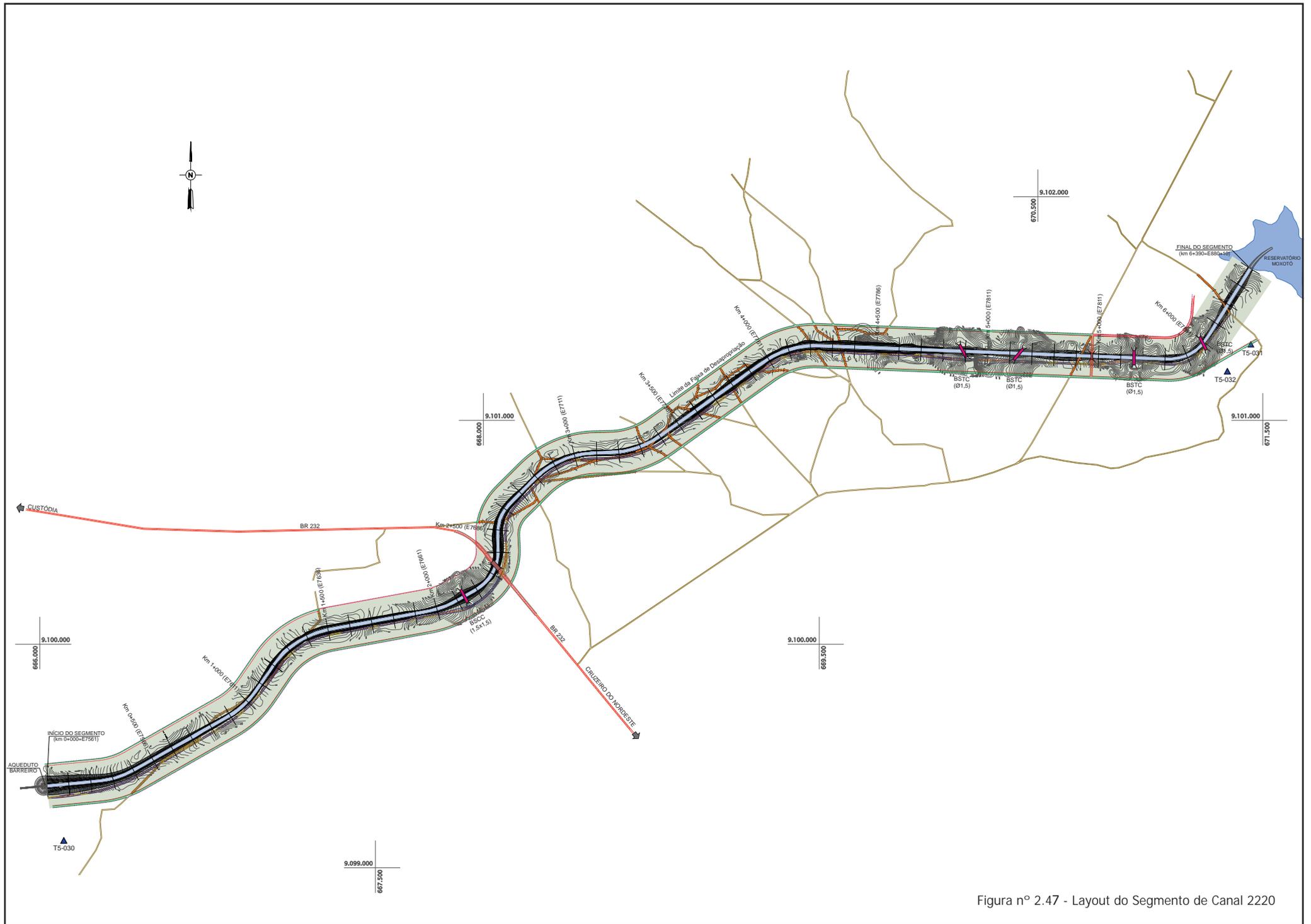


Figura nº 2.47 - Layout do Segmento de Canal 2220

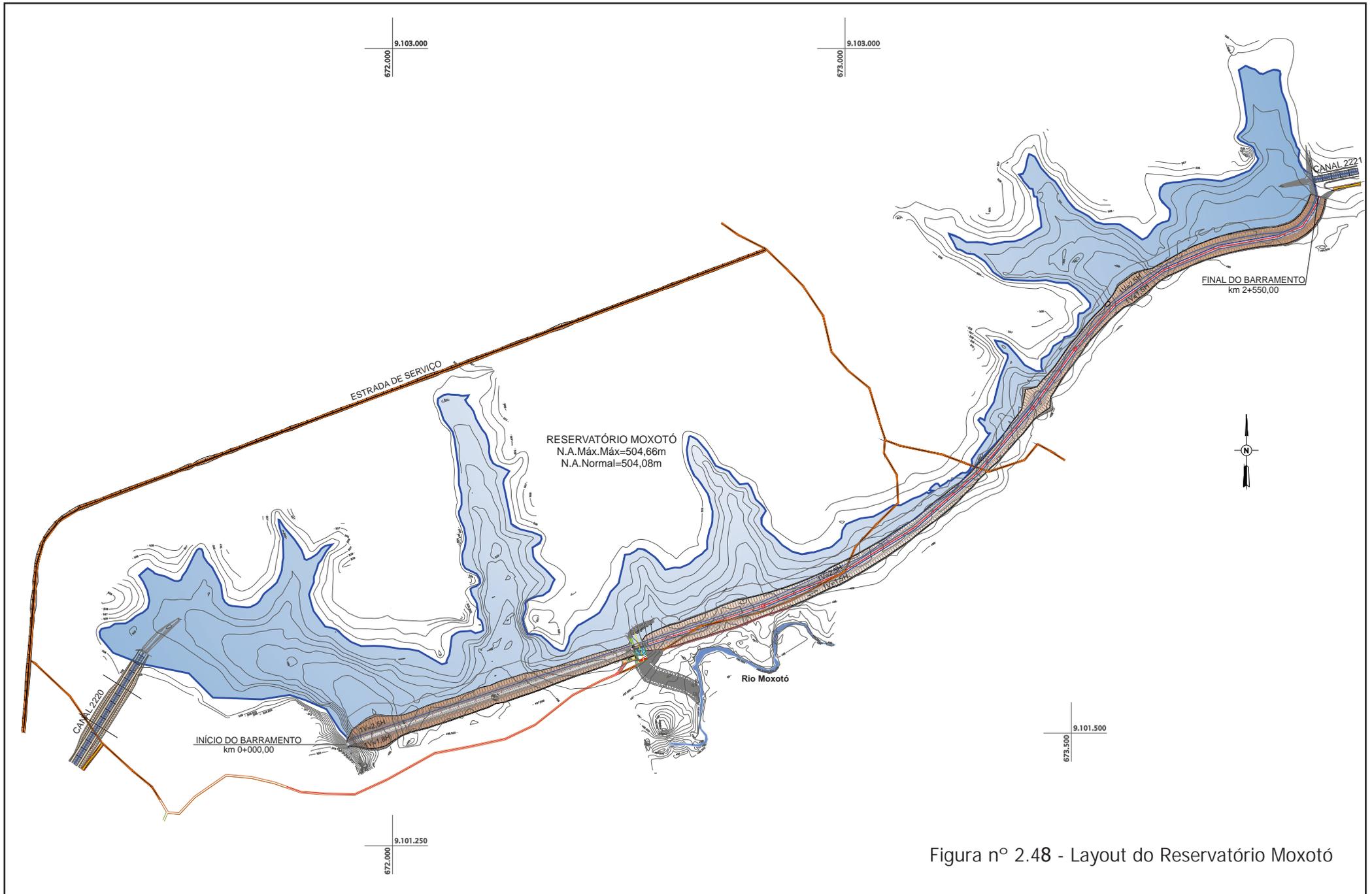


Figura nº 2.48 - Layout do Reservatório Moxotó

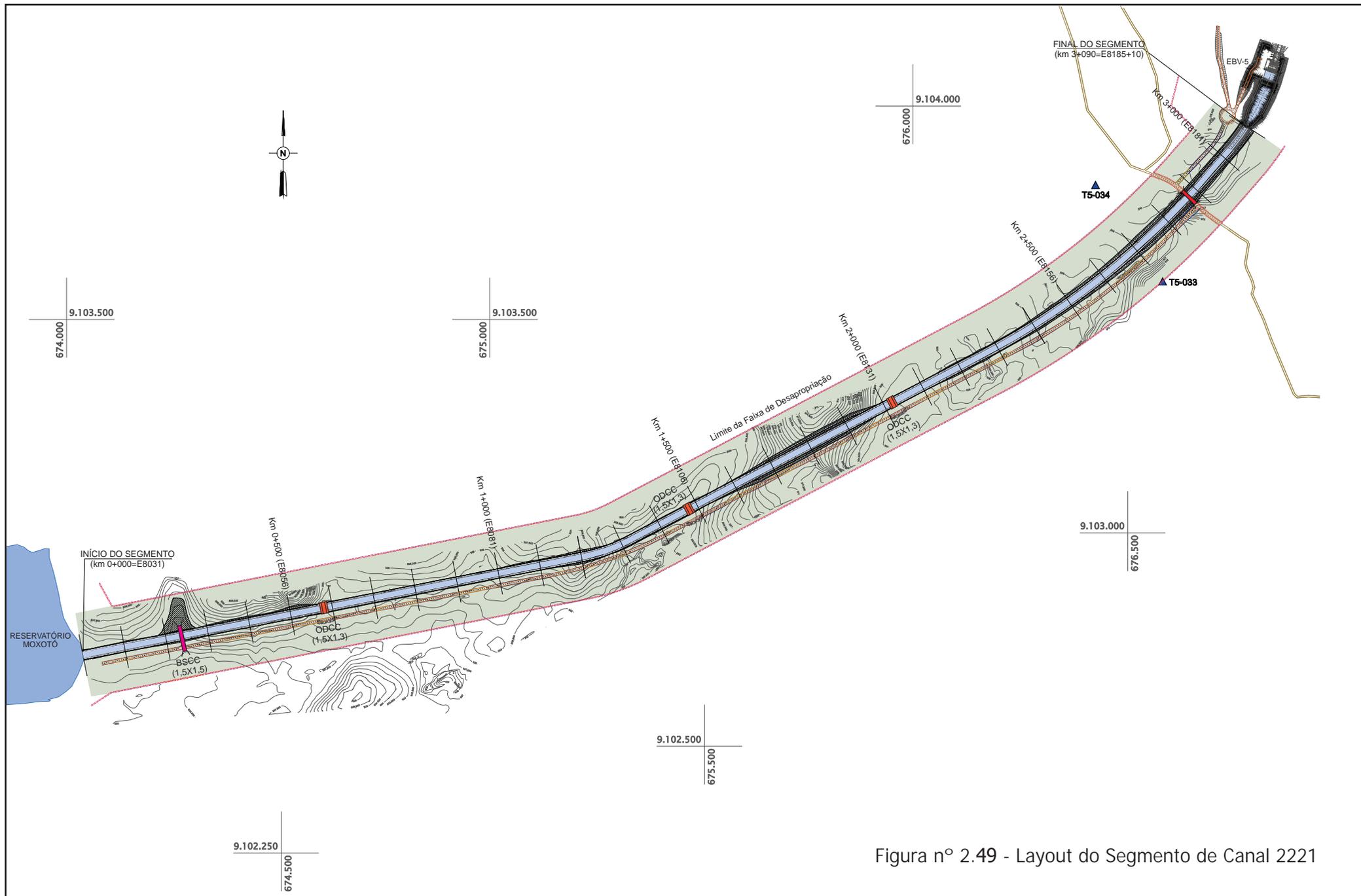


Figura nº 2.49 - Layout do Segmento de Canal 2221

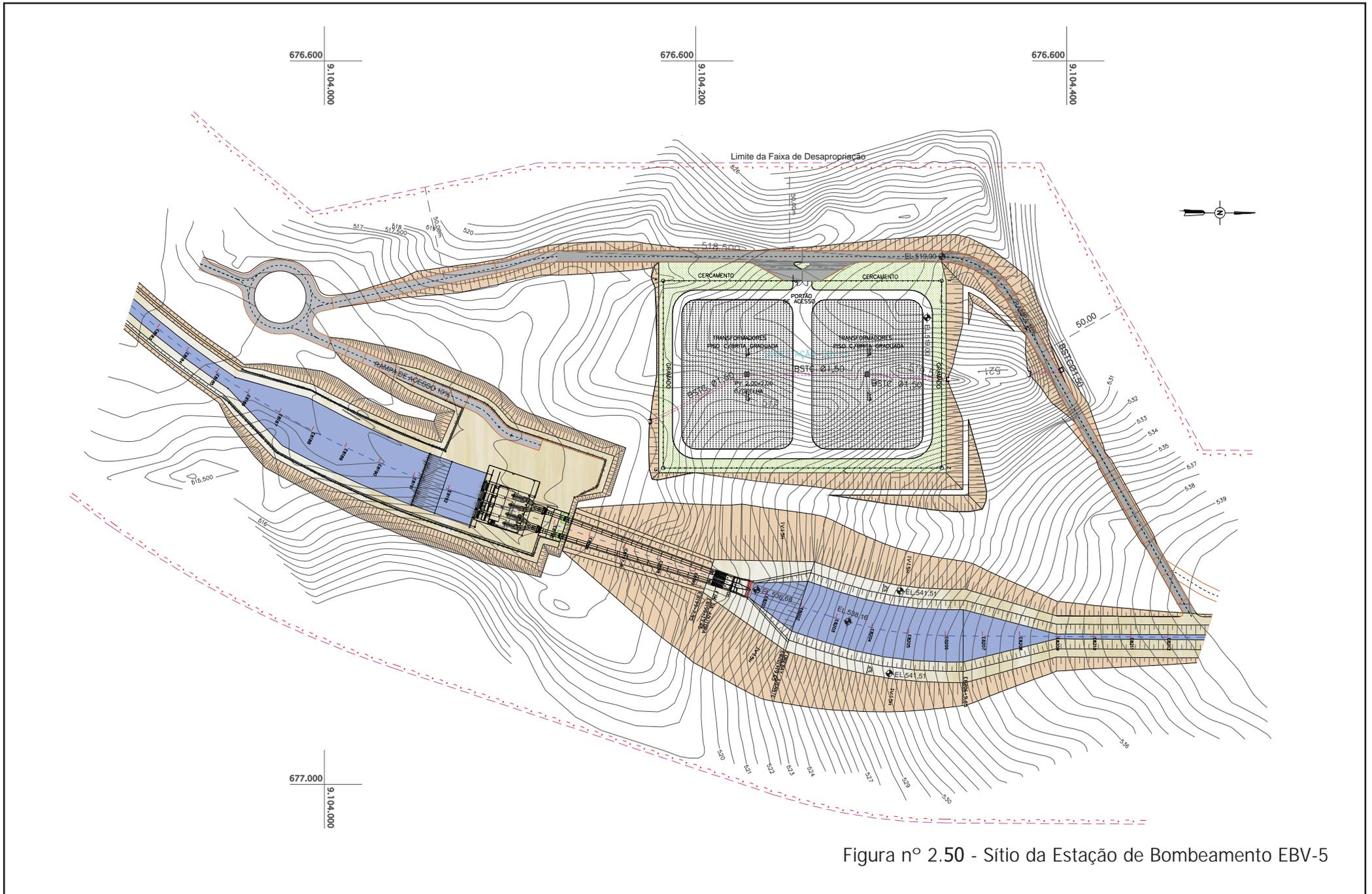


Figura nº 2.50 - Sítio da Estação de Bombeamento EBV-5

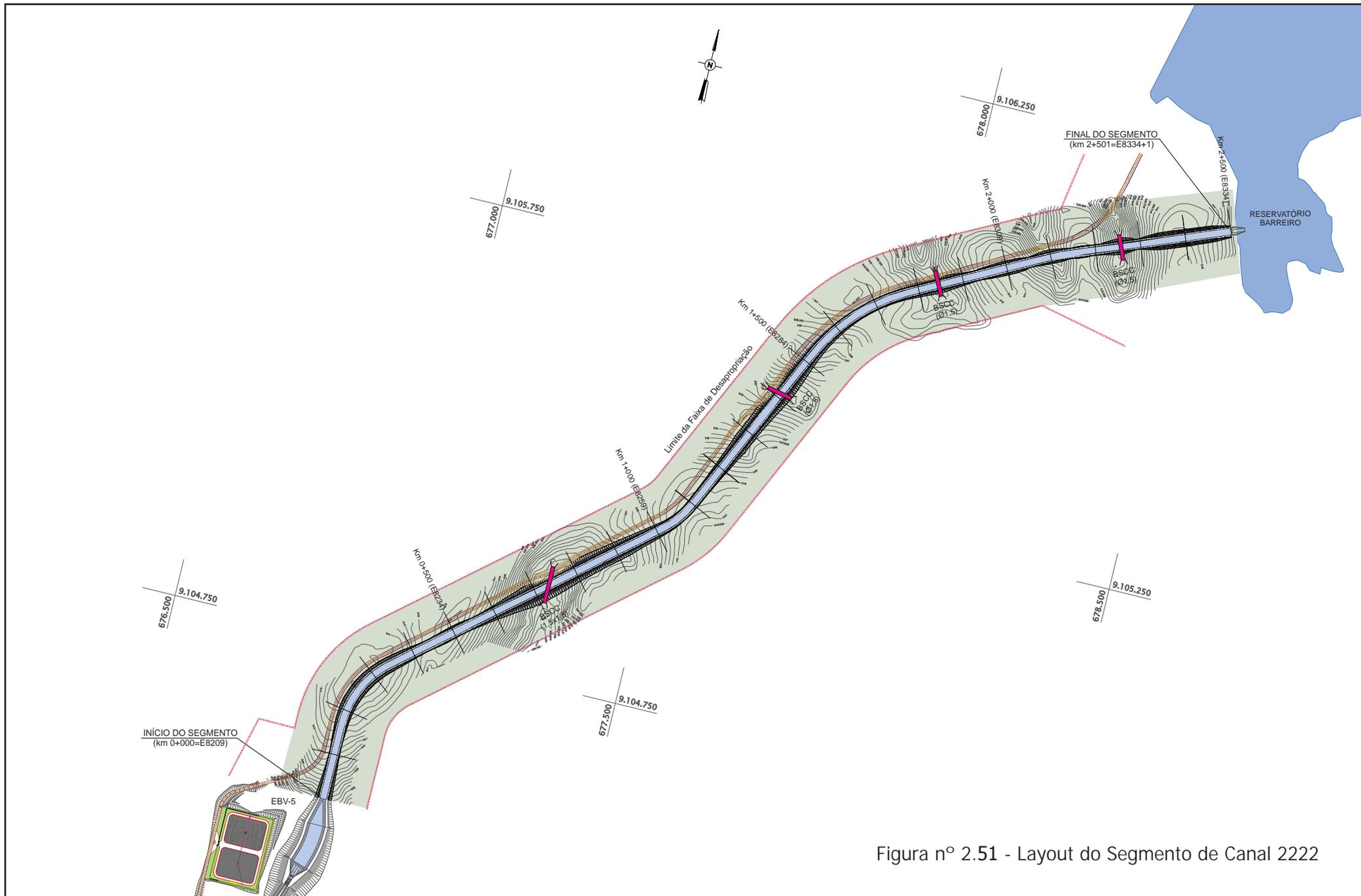


Figura nº 2.51 - Layout do Segmento de Canal 2222

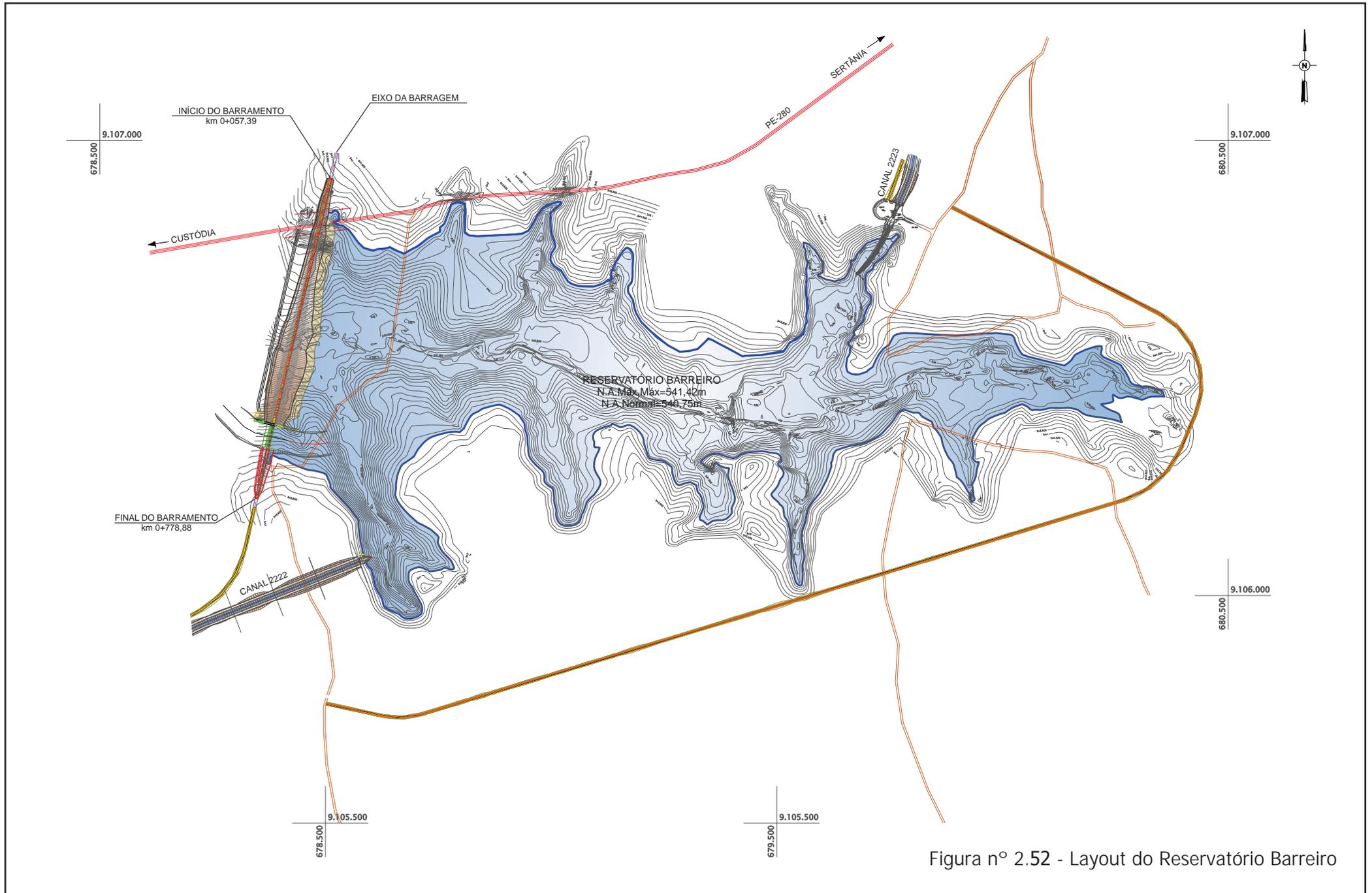


Figura nº 2.52 - Layout do Reservatório Barreiro

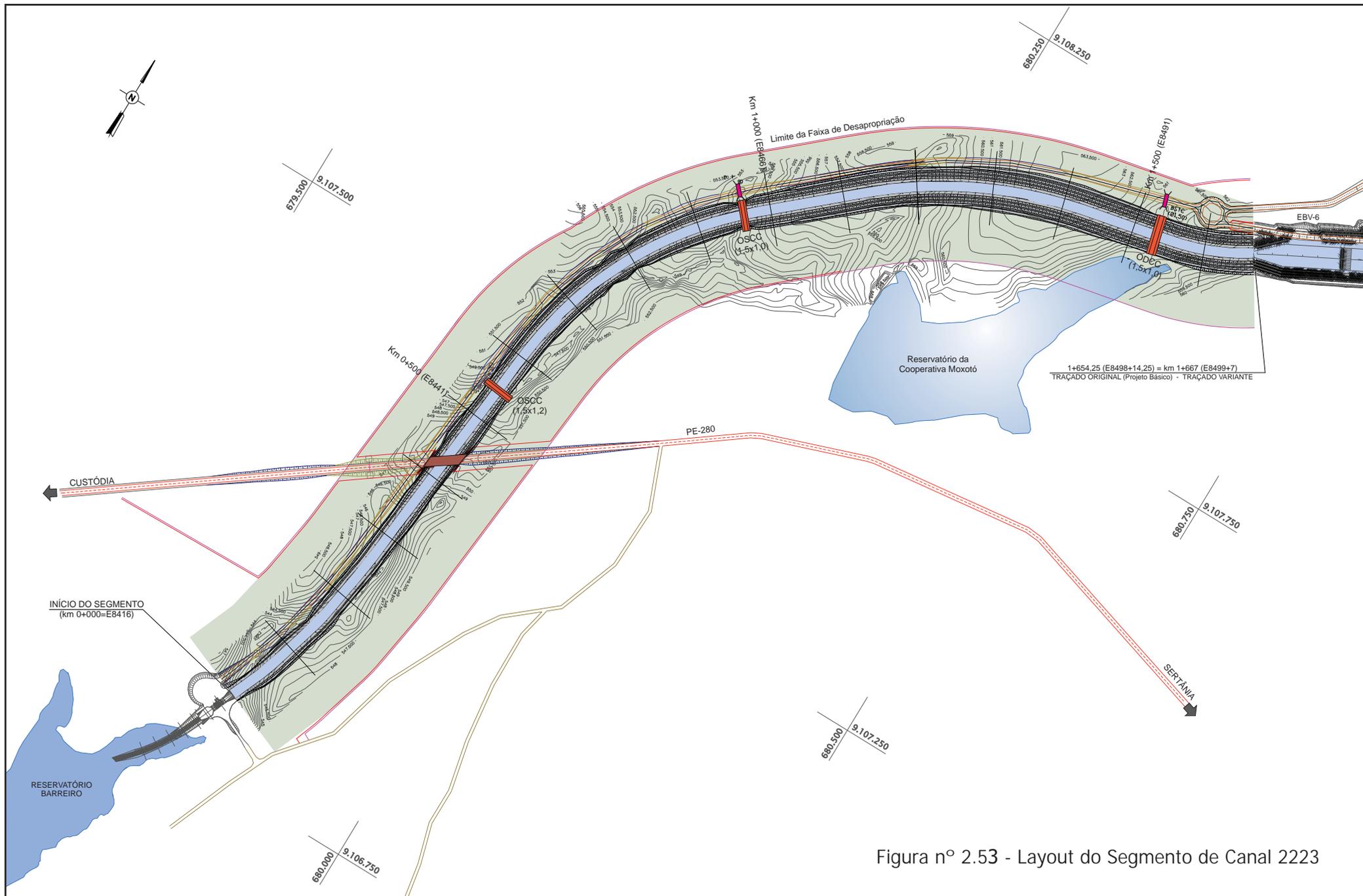


Figura nº 2.53 - Layout do Segmento de Canal 2223

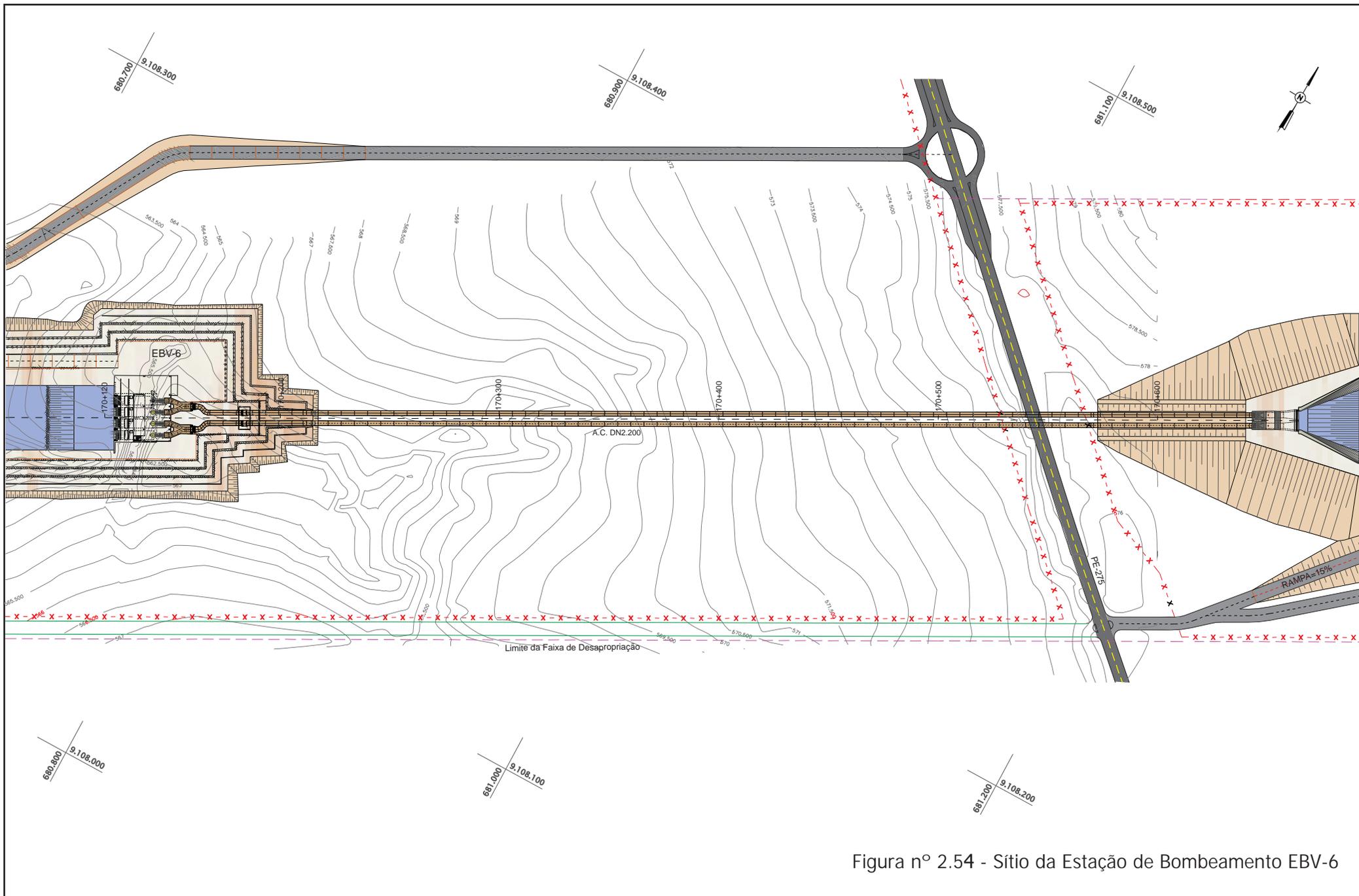


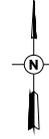
Figura nº 2.54 - Sítio da Estação de Bombeamento EBV-6



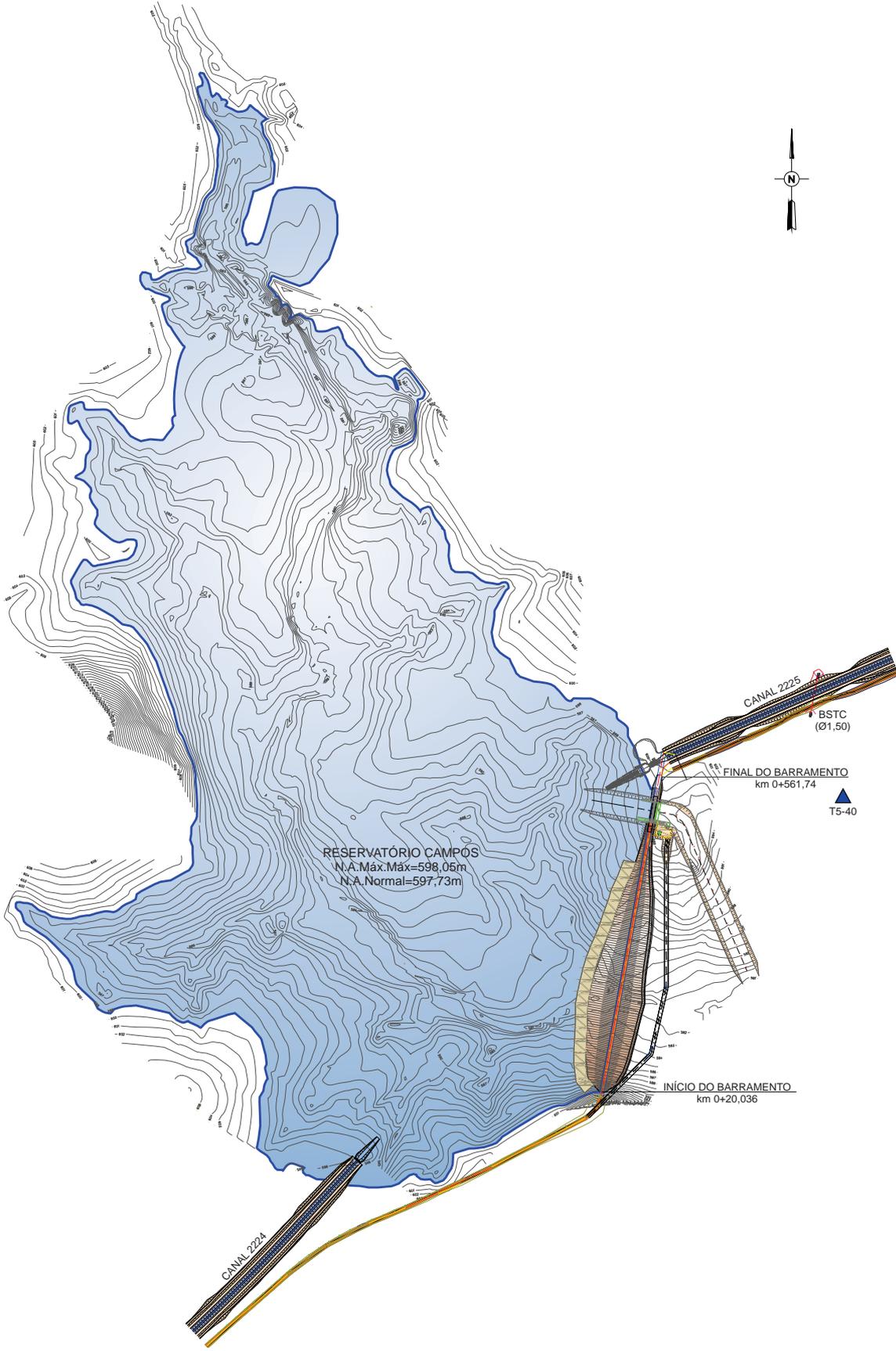
Figura nº 2.55 - Layout do Segmento de Canal 2224

686.000 9.113.000

687.000 9.113.000



687.500 9.112.000



686.500 9.110.500

687.500 9.111.000

Figura nº 2.56 - Layout do Reservatório Campos



Figura nº 2.57 - Layout do Segmento de Canal 2225

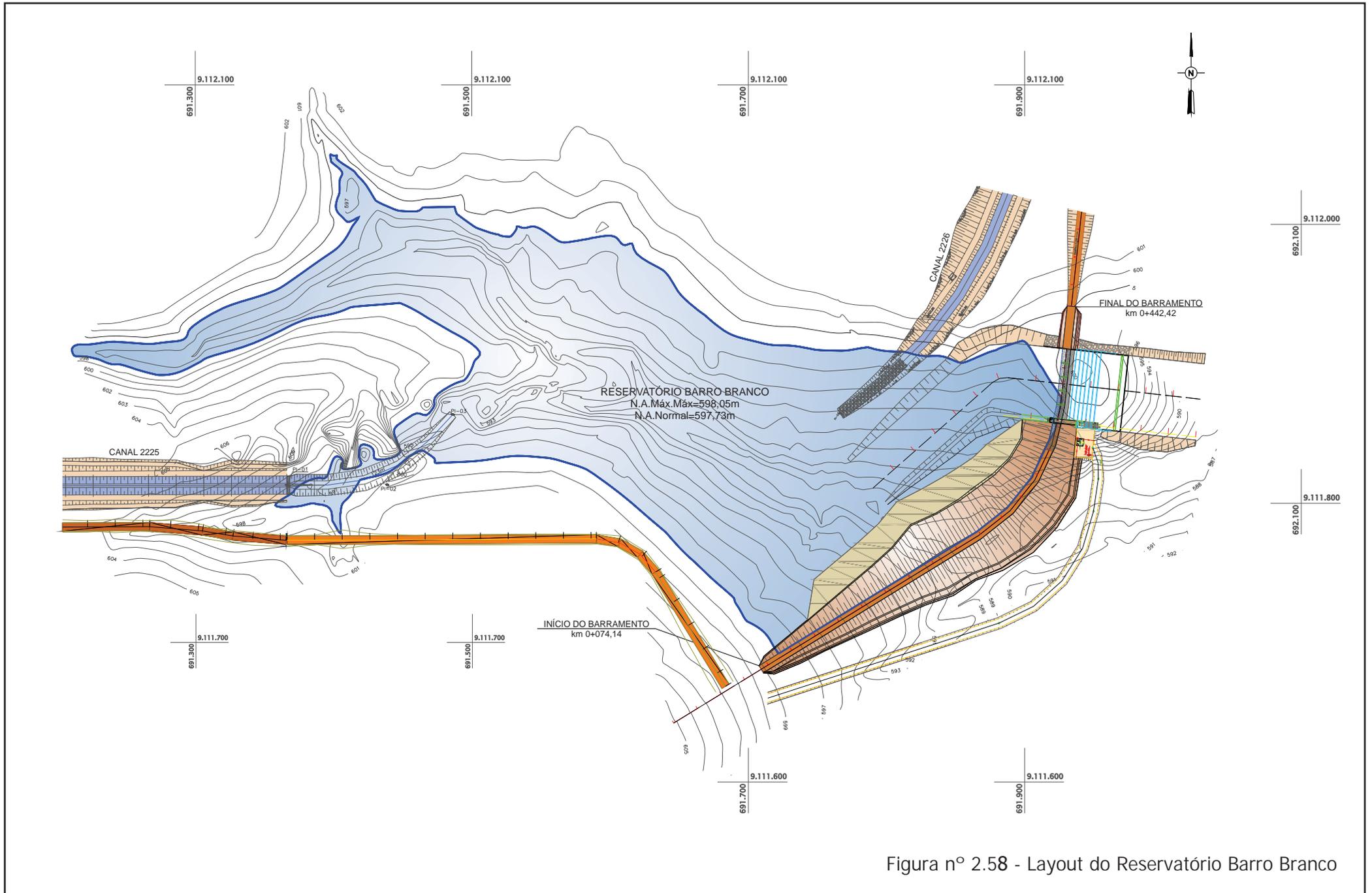


Figura nº 2.58 - Layout do Reservatório Barro Branco



Figura nº 2.59 - Layout do Segmento de Canal 2226



Figura nº 2.60 - Layout do Túnel Monteiro

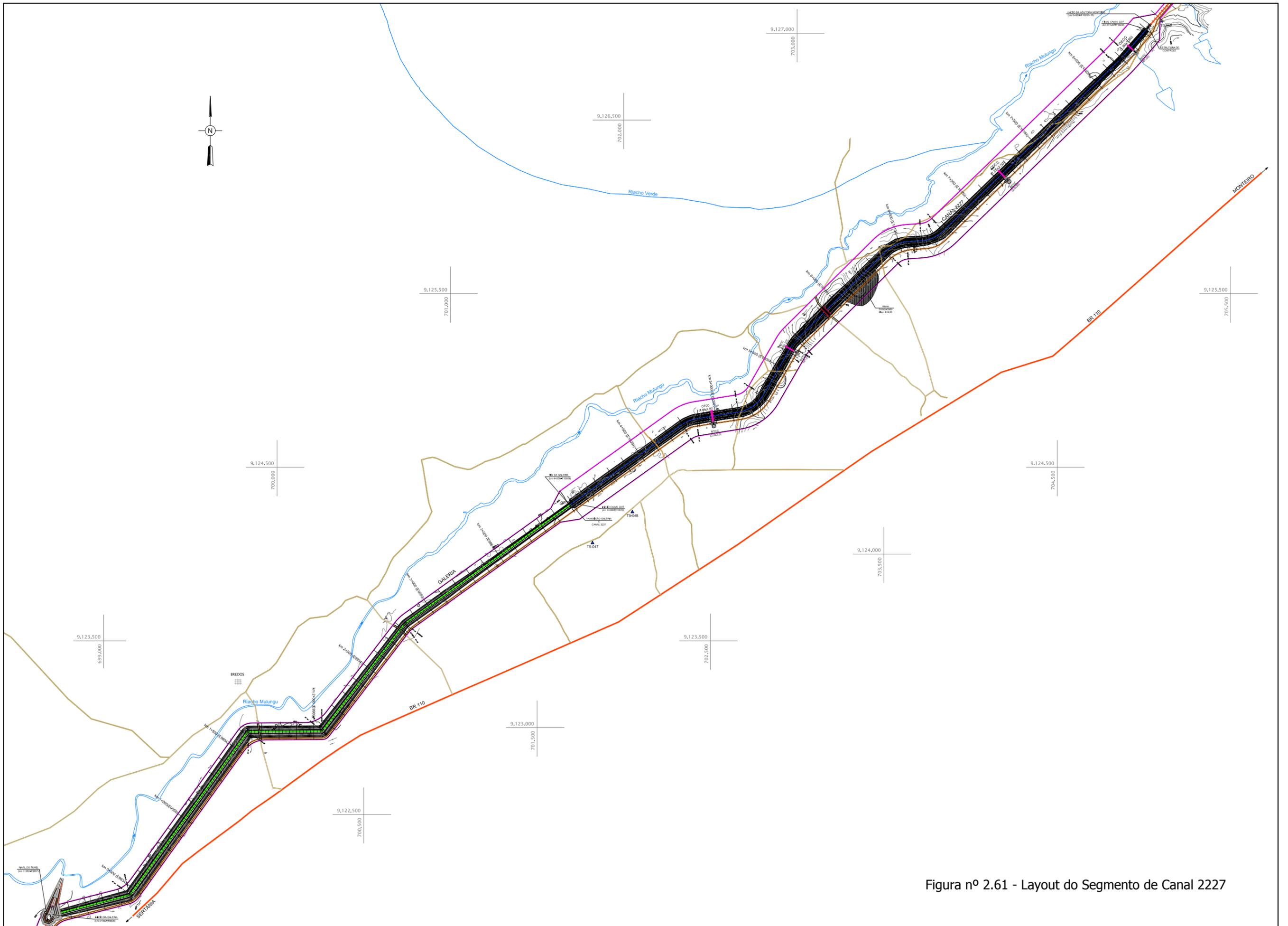


Figura nº 2.61 - Layout do Segmento de Canal 2227

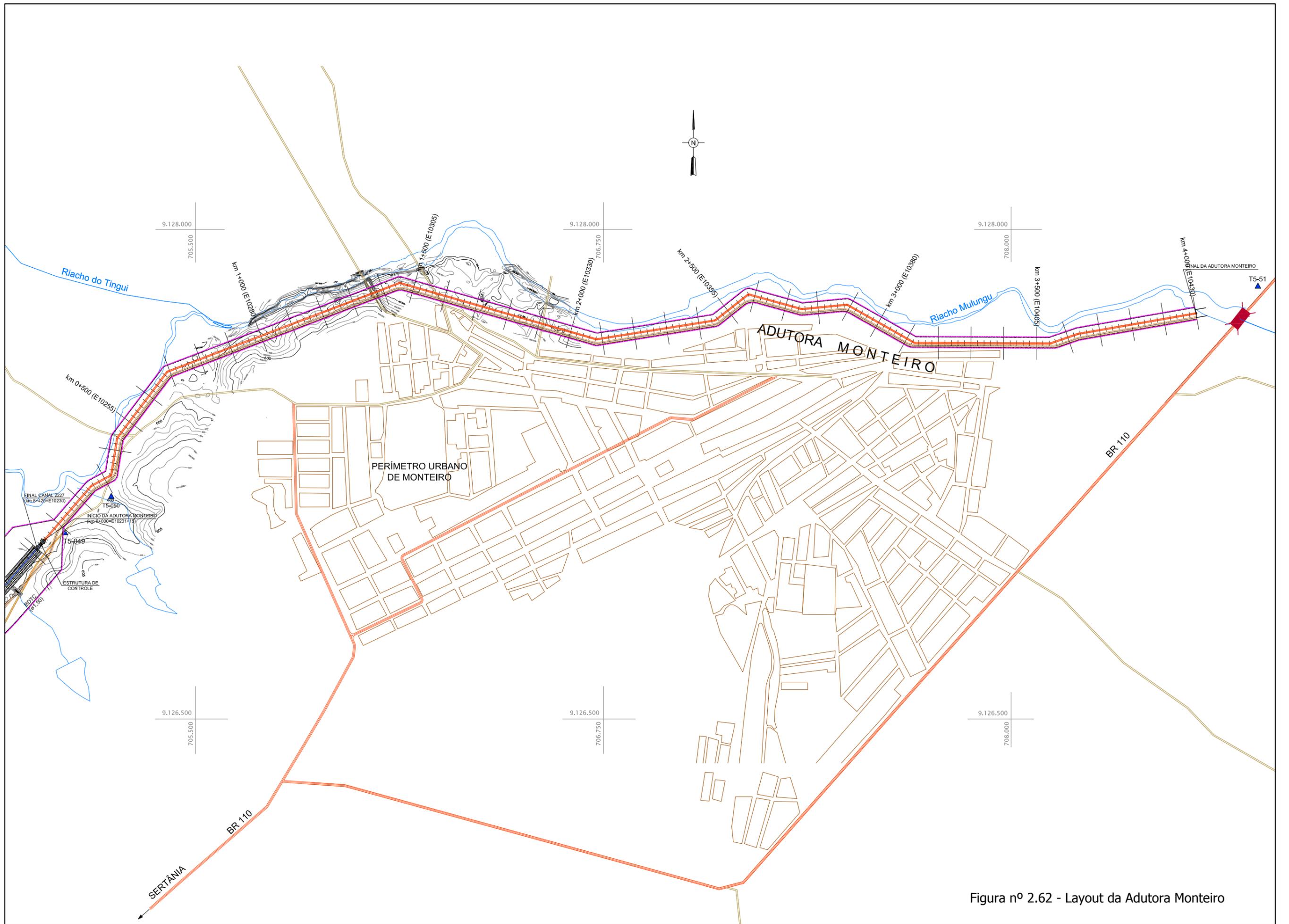


Figura nº 2.62 - Layout da Adutora Monteiro

3. ADEQUAÇÕES E ALTERAÇÕES AO PROJETO BÁSICO

3 ADEQUAÇÕES E ALTERAÇÕES AO PROJETO BÁSICO

No detalhamento do projeto de engenharia a Projetista procurou, sempre que possível, respeitar as diretrizes, os critérios e os parâmetros estabelecidos no projeto básico. Também foram seguidas as recomendações constantes no documento PSF-RL-LC-0-00-000 / E-GR-001 Rev. 01: Critérios e Diretrizes para a Elaboração do Projeto Executivo, elaborado pela Gerenciadora, de agosto de 2005.

Tendo em conta que nesta fase dos trabalhos foram feitas novas investigações de campo, aprofundando o conhecimento com relação às condições do terreno natural (relevo, altimetria) e aos aspectos geológico-geotécnicos, foram efetuadas pequenas adequações e alterações no traçado e no posicionamento de determinadas obras/estruturas, buscando melhores condições de topografia e geotecnia, procurando minimizar os custos de implantação das obras, e encontrando soluções técnicas e econômicas viáveis para as interferências detectadas durante essa fase de detalhamento, sem comprometer, no entanto, os objetivos e os conceitos definidos para o Empreendimento.

3.1 CANAIS ADUTORES

No que diz respeito aos segmentos de canal, as adequações e alterações efetuadas nesta fase dos trabalhos referem-se a alterações de traçado e de seção transversal.

3.1.1 Alterações de Traçado

No trecho de obras correspondente ao Lote 11 (entre os reservatórios Copiti e Barreiro) foram feitas quatro alterações de traçado durante a elaboração do projeto executivo, sendo três no segmento de canal 2218 e uma no segmento de canal 2221. Já no Lote 12 (a partir do reservatório Barreiro até a adutora Monteiro) foram feitas três alterações de traçado: no segmento de canal 2223, no segmento de canal 2226 e no segmento de canal 2227.

3.1.1.1 Segmento de Canal 2218

No segmento de canal 2218, responsável pela condução de água do reservatório Copiti até o aqueduto Branco, foram efetuadas três alterações de traçado, sendo uma delas devido a alteração do local de captação de água no reservatório Copiti, outra em função de uma variante de um trecho de canal entre as estacas E6240 a E6362+5,27 e a terceira em função da existência de um reservatório no traçado do projeto básico).

a) Mudança do Ponto de Captação de Água no Reservatório Copiti

A alteração no posicionamento da estrutura de controle do reservatório Copiti permitiu reduzir a extensão do traçado do segmento de canal 2218 em 312,0 m, além de permitir a eliminação de uma obra de travessia de drenagem (overchute) prevista na estaca E5968+10.

Importa ressaltar que a alteração proposta não implicou em novas desapropriações, pois o traçado proposto (que foi aprovado pela Gerenciadora, detalhado pela Projetista e implantado pela Construtora) fica na área de desapropriação do reservatório Copiti, conforme demonstrado na Figura nº 3.1, a seguir.

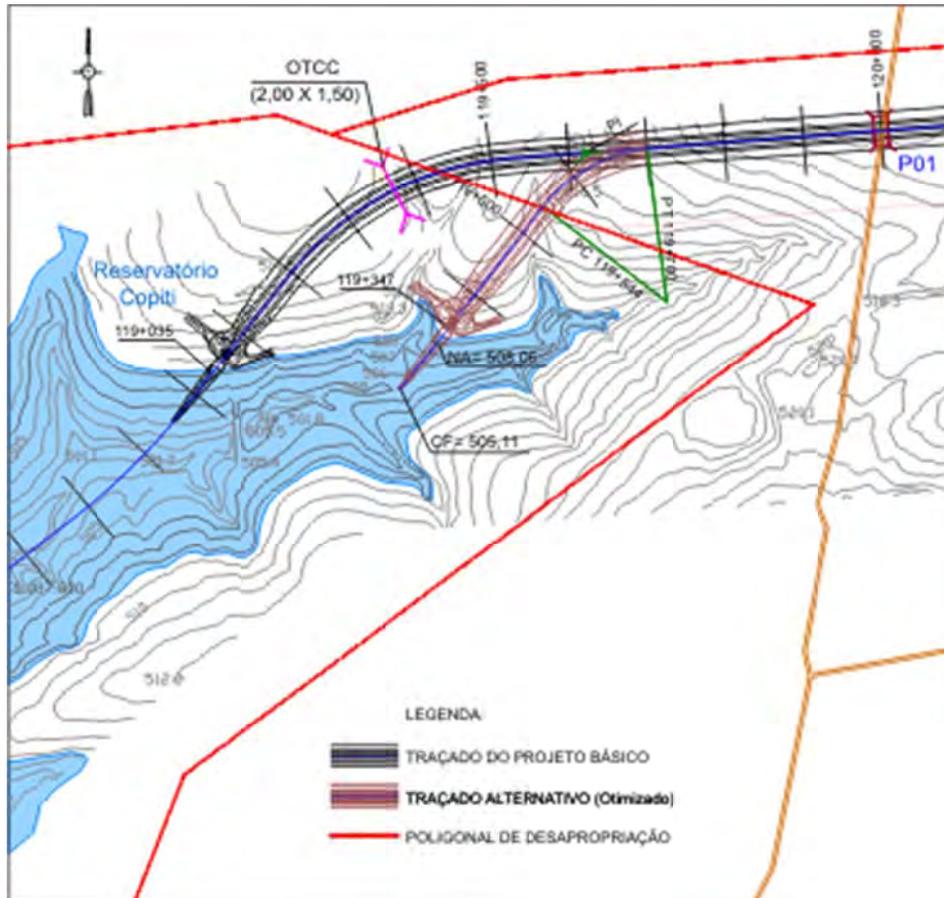


Figura nº 3.1: Alteração do Local de Captação de Água do Segmento de Canal 2218

Os documentos que encaminharam essa alteração de traçado foram a SAP-001 (Solicitação de Alteração de Projeto) e a nota técnica 1240-NTC-2218-20-04-001: Estudo Alternativo de Traçado do Sistema Adutor - Trecho Inicial do Segmento entre o Reservatório Copiti e o Aqueduto Branco.

b) Variante de um Trecho de Canal entre as Estacas E6240 e E6362+5,27

Essa alteração foi feita com o objetivo de reduzir os volumes de escavação em rocha nesse trecho. O traçado do canal foi deslocado para o lado direito cerca de 30,0 m, uma vez que o terreno natural apresenta um declive para a direita, o que permitiu diminuir significativamente as escavações e praticamente não alterou a extensão do canal, pois numa extensão total de 2.445,27 m de variante, a diferença (aumento) em relação ao traçado original é de apenas 10,45 m. Cabe ressaltar que a variante proposta permaneceu dentro da faixa de desapropriação estabelecida no projeto básico.

Os documentos que encaminharam essa alteração de traçado foram a SAP-004; a nota técnica 1240-NTC-2218-20-04-002: Otimização no Traçado do Segmento de Canal 2218, entre as Estacas E6240 a E6362, com Vistas a Reduzir o Volume de Escavação; e o desenho 1240-DES-2218-00-00-010.

c) Variante de um Trecho de Canal entre as Estacas E6843 e E6895+5,19

Essa alteração foi feita com o objetivo de contornar um pequeno reservatório que apresenta interferência com o traçado original nesse trecho, deslocando o eixo do canal para a direita em aproximadamente 215,0 m, de tal forma que o canal fique imediatamente a jusante do dique do reservatório existente, conforme demonstrado na Figura nº 3.2, apresentada na página seguinte. A variante do trecho de canal possui extensão de 1.045,19 m, ficando 25,19 m mais extensa que o traçado original. Essa mudança de traçado evitou a destruição do reservatório, uma vez que o traçado original cruzava pelo meio do reservatório.

Os documentos que encaminharam essa alteração de traçado foram a nota técnica 1240-NTC-2218-20-04-004: Comparativo de Custos: Traçado Original x Variante na Interferência de um Reservatório com o Traçado do Canal 2218; o desenho 1240-DES-2218-20-26-037 e o relatório 1240-REL-2218-20-04-001.

3.1.1.2 Segmento de Canal 2221

Com vistas a reduzir os custos de implantação das obras, foi estudada a alternativa de substituir o trecho final do dique Moxotó através de um aumento na extensão do segmento de canal 2221, prolongando-se este último 1.610 m para montante. Essa alternativa mostrou-se bastante atraente, seja em termos técnicos, como financeiros.

O trecho prolongado do canal 2221 foi deslocado para esquerda, passando a ser escavado em terreno mais elevado e geotécnicamente melhor que no eixo original do dique, contando com proteção topográfica frente aos níveis de cheia no riacho Moxotó. Nessa situação o trecho adicional apresenta seção de terraplenagem mais equilibrada quanto a cortes e aterros (seção mista), aproveitando-se nos aterros os materiais escavados, reduzindo significativamente o custo de implantação do canal 2221 (por metro linear de obra, uma vez que dobrou a extensão do canal). Por apresentar menor custo por metro que o dique neste trecho, a substituição reduziu o custo global da alternativa estudada.

Previamente à decisão sobre a redução da extensão do dique Moxotó e substituição de parte do dique por prolongamento do canal 2221, a Projetista efetuou estudo na área do reservatório após a estaca 2+500 e identificou condições favoráveis para o aumento da extensão do canal 2221, iniciando-o 1.600 m antes da posição original de projeto. Foi estudado um traçado adequado, que atendesse a três fatores condicionantes: (i) minimizar os custos de implantação; (ii) localizar-se em região topográfica mais elevada, melhorando a sua proteção quanto aos níveis máximos de cheia do rio Moxotó; e (iii) posicionar o canal em terreno com melhores condições geotécnicas, evitando as zonas de aluviões próximas às áreas mais baixas e junto às drenagens.

A redução no tamanho do reservatório Moxotó em decorrência da redução do dique não implicará em mudanças significativas no volume de água acumulado e no comportamento hidrodinâmico do sistema adutor, visto que as capacidades de acumulação tiveram pequenas alterações, quais sejam:

- ✓ Projeto Básico (dique com 5.461 m): 1,25 hm³;
- ✓ Projeto Executivo (dique com 2.500 m): 1,40 hm³.

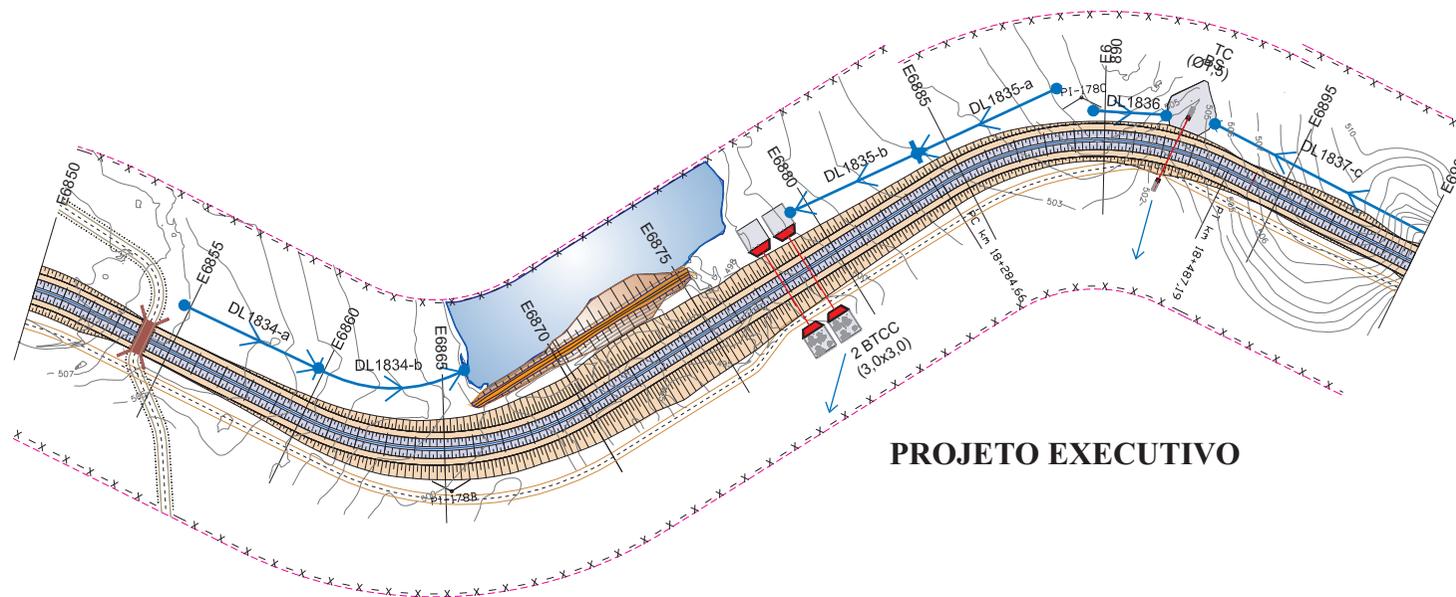
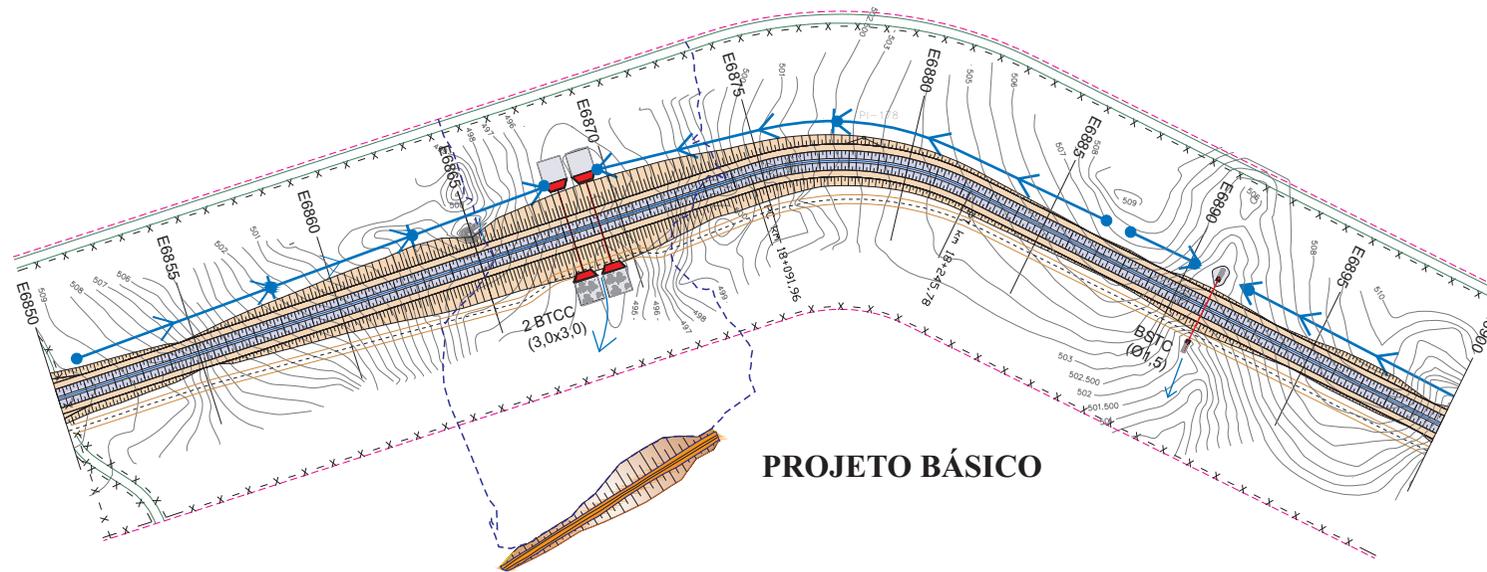


Figura nº 3.2 - Variante do Canal 2218 entre as Estacas E6843 a E6895+5,19

A redução do comprimento do dique Moxotó (e o conseqüente aumento do canal 2221) resulta em volume acumulado no reservatório ainda superior ao definido no projeto básico, em razão dos levantamentos planialtimétricos de campo terem indicado uma maior capacidade de acumulação que a anteriormente prevista. Sendo assim, não haverá redução na capacidade de amortecimento das flutuações de níveis de água do sistema adutor, mesmo com a diminuição da extensão do dique.

Os documentos que encaminharam essa alteração de traçado foram a SAP-007; a nota técnica 1240-NTC-2112-04-02-001-R03: Proposta de Alteração na Concepção do Dique Moxotó e nas Extensões do Dique Moxotó e Segmento de Canal 2221; e os desenhos 1240-DES-2221-20-26-001, 1240-DES-2221-20-26-002 e 1240-DES-2221-20-26-003.

3.1.1.3 Segmento de Canal 2223

A alteração efetuada no segmento de canal 2223 refere-se a criação de uma variante de um trecho do canal devido à interferência com a Barragem da Associação Moxotó e modificações na seção hidráulica e no revestimento do canal.

A alteração no traçado teve por objetivo contornar a Barragem da Associação Moxotó, que apresentava interferência com o traçado original, deslocando o eixo do canal para a esquerda (aproximadamente 197,0 m), como pode ser observado na Figura nº 3.3, constante na página seguinte. A variante inicia na estaca E8448 (km 0+580) e vai até a estaca E8499+7 (km 1+667), no final do segmento de canal 2223 e início do forebay de montante da estação de bombeamento EBV-6. O trecho correspondente a variante possui extensão de 1.087 m, sendo 12,75 m mais extenso do que o traçado original.

O terreno natural no trecho da variante proposta encontra-se em patamar mais elevado que no traçado original, com alturas de até 7,50 m (na estaca E8485) superiores ao terreno no traçado projeto executivo, acarretando um aumento considerável no volume das escavações, principalmente em material de 3ª categoria (rocha).

Os documentos que encaminharam essa alteração de traçado foram a nota técnica 1240-NTC-2223-20-04-001: Variante do Segmento de Canal 2223 Devido a Interferência do Traçado Original com a Barragem da Cooperativa Moxotó; a nota técnica 1240-NTC-2223-20-04-002: Variante do Segmento de Canal 2223 - Comparativo com o Traçado Original Projetado com Seção Trapezoidal; e os desenhos 1240-DES-2223-20-26-001 e 1240-DES-2223-20-26-002.

3.1.1.4 Segmento de Canal 2226

Foi criada uma variante de um trecho do segmento de canal 2226 devido à interferência com a rodovia PE-265 (ex-BR-110).

Essa alteração foi feita com o objetivo de evitar a relocação de 1,10 km da rodovia PE-265, prevista no Estudo de Interferências elaborado pela FUNCATE, que se encontra na faixa de desapropriação do segmento de canal 2226. A variante inicia na estaca E9528 (km 7+220) e vai até a estaca E9604 (km 8+740). O eixo do canal foi deslocado para a direita cerca de 40 m, aumentando a extensão do canal em 19,55 m, porém o volume de escavação neste trecho de canal é menor.

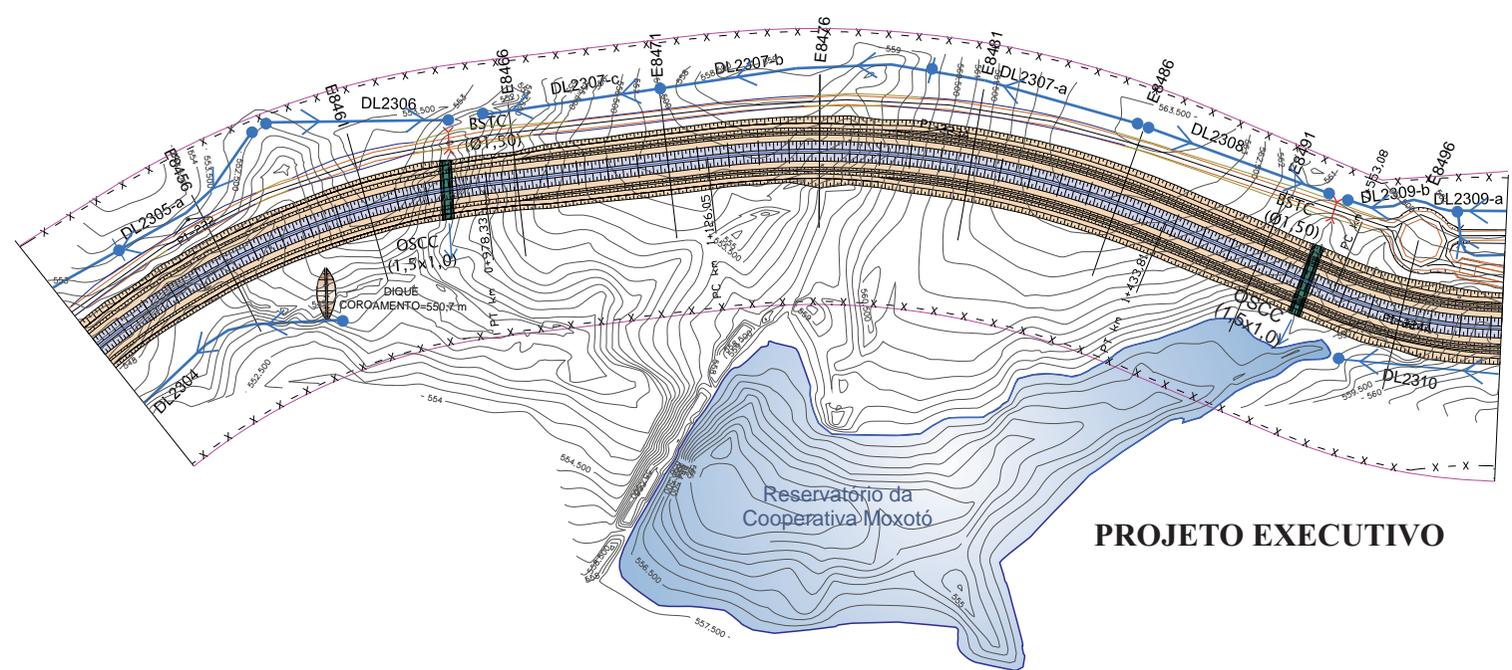
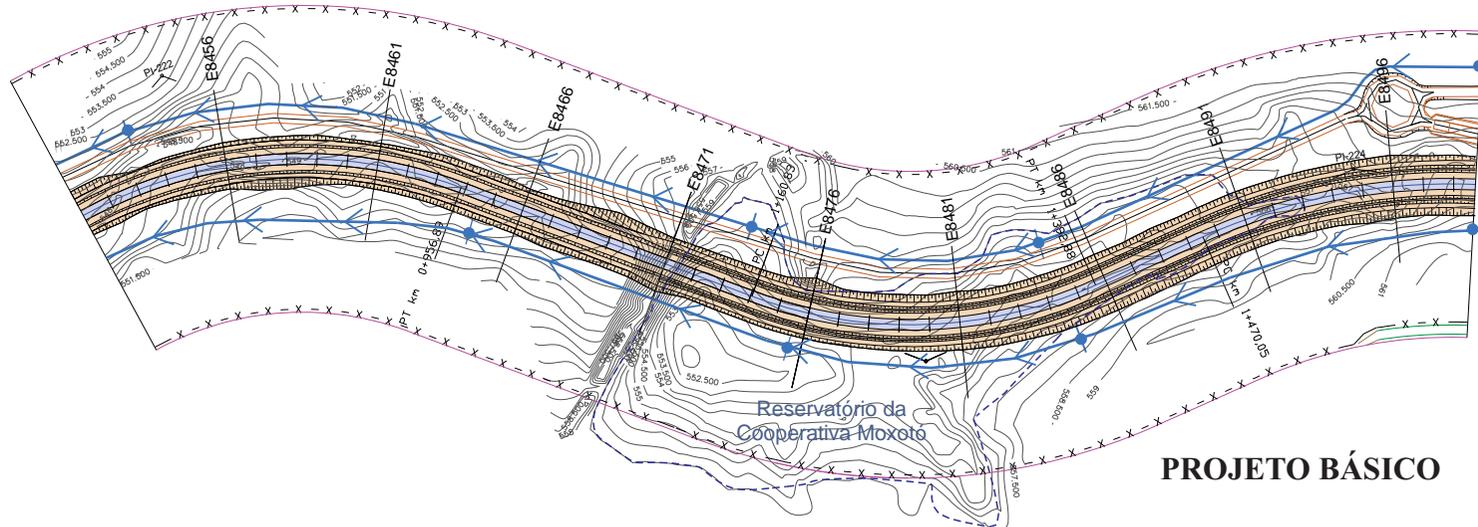


Figura nº 3.3 - Variante do Canal 2223 entre as Estacas E8448 e E8499+7

Com o deslocamento do eixo do canal foi possível manter a rodovia PE-265 (ex-BR-110) dentro da faixa de desapropriação prevista no projeto básico, sendo que o eixo da rodovia ficou, no mínimo, 53,50 m afastado do offset do talude esquerdo da variante do canal, ou seja, não haverá interferências da rodovia com a construção e operação do canal.

A alteração no traçado do canal não implicou em novas desapropriações, uma vez que a menor distância entre o offset do talude direito do canal e o limite da faixa de desapropriação é de aproximadamente 33,0 m. A Figura nº 3.4, constante na página seguinte, apresenta o traçado original e o traçado da variante prevista no segmento de canal 2226 nas proximidades da rodovia PE-265.

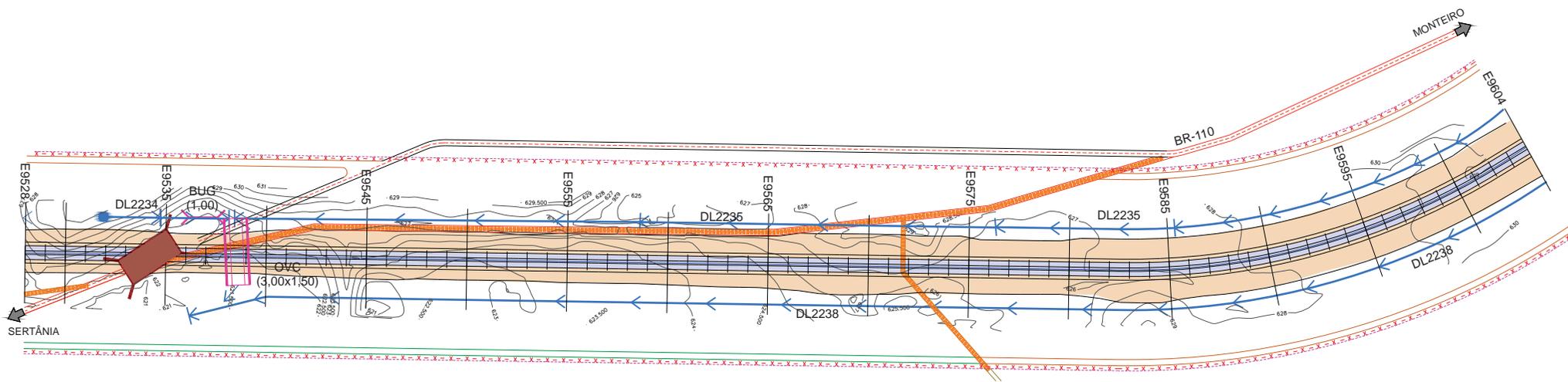
Os documentos que encaminharam essa alteração de traçado foram a SAP-003 e a nota técnica 1240-NTC-2226-20-04-001: Alteração no Traçado do Segmento de Canal 2226, entre as Estacas E9528 a E9604, em Decorrência de Interferência com a Rodovia Federal BR-110.

3.1.1.5 Segmento de Canal 2227

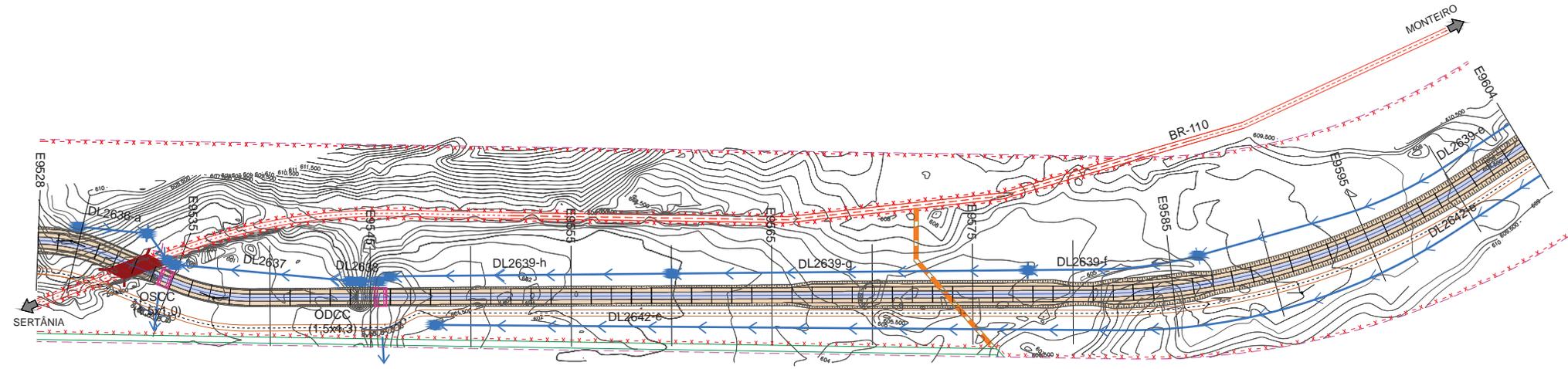
No que diz respeito ao traçado do segmento de canal 2227, houve alteração em toda a extensão do canal em função da diminuição da extensão do túnel, reposicionamento do desemboque do túnel e otimização do traçado do canal na várzea do riacho Mulungu.

Essa alteração de traçado é decorrente da seleção da Alternativa 5 para detalhamento do projeto no trecho final do sistema adutor do Eixo Leste, a partir da estaca 9500. Como o túnel foi reduzido e deslocado para norte, com desemboque nas proximidades do riacho Mulungu, foi necessário estudar um novo traçado para o canal 2227, que teve sua extensão aumentada, conforme demonstrado na Figura nº 3.5, adiante.

O documento que encaminhou essa alteração de traçado do canal 2227 foi o relatório 1240-REL-2001-00-01-008 - Estudo de Alternativas de Traçado do Sistema Adutor após o Desemboque do Túnel Monteiro - Relatório Final, de dezembro de 2009.



PROJETO BÁSICO

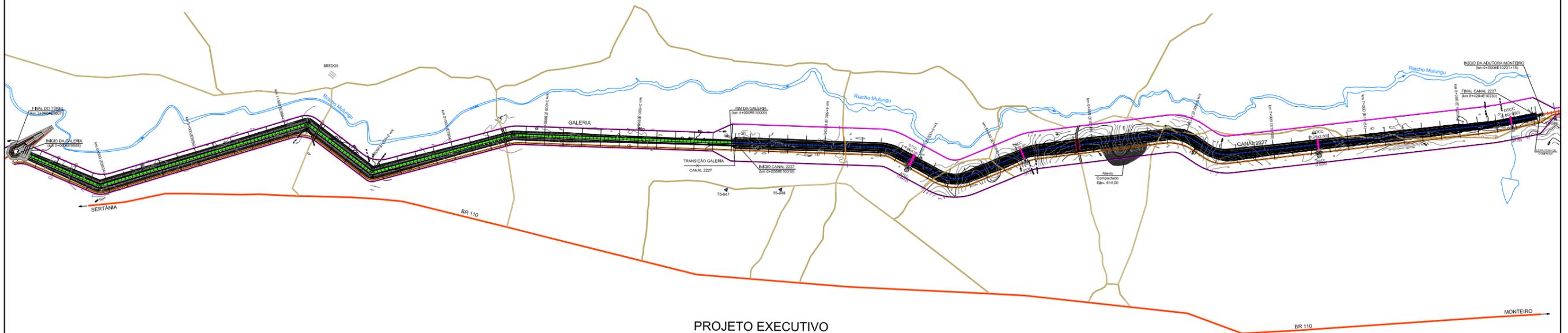


PROJETO EXECUTIVO

Figura 3.4 - Variante do Canal 2226 entre as Estacas E9528 e E9604



PROJETO BÁSICO



PROJETO EXECUTIVO

Figura nº 3.5 - Novo Traçado do Canal 2227

3.1.2 Alterações de Seção Transversal

Nesta fase de detalhamento do projeto foram feitas algumas alterações na seção transversal dos canais, alterações estas que não modificaram as características hidráulicas do sistema adutor, apenas proporcionaram melhorias nas condições de execução dos canais e no aproveitamento dos materiais encontrados na região; são elas:

- ✓ As bermas dos canais nas seções em corte tiveram sua largura aumentada de 3,50 m para 4,00 m;
- ✓ As seções em aterro zoneado tiveram alteração na geometria dos espaldares do enrocamento compactado;
- ✓ A proteção dos taludes de corte e aterro em solo, que no Projeto Básico é composta por uma camada de transição de 0,15 m de areia mais uma camada de 0,35 m de enrocamento de proteção, foi alterada, sendo retirada a camada de transição com areia. Dessa forma, os taludes de corte em solo passaram a ter 0,35 m de enrocamento de proteção e os taludes de aterro em solo passaram a ter uma camada de enrocamento de proteção com 0,50 m de espessura.

3.1.2.1 Segmento de Canal 2223

Inicialmente o canal 2223 foi concebido e detalhado com as mesmas características técnicas e hidráulicas dos demais segmentos de canal, porém após as escavações verificou-se surgência de água no interior da seção hidráulica, provocada pela elevação do lençol freático.

Outro aspecto a ser ressaltado é que todo o segmento de canal encontra-se em corte, confinado a grandes profundidades, inviabilizando a implantação do sistema de drenagem interna, uma vez que não há possibilidade de esgotamento, de forma gravitatoria, das águas da drenagem interna.

Diante destas condições, o gestor do Lote “D”, através de e-mail enviado em 10/08/12, solicitou que a Projetista verificasse as condições de funcionamento hidráulico do canal com o acabamento em rocha natural ou, alternativamente, para que a Projetista propusesse alterações de geometria ou acabamento (revestimento) da seção do canal.

A necessidade de alterar a seção hidráulica típica de projeto no segmento de canal 2223 partiu de problemas verificados na obra que indicaram não ser recomendável “impermeabilizar” a seção hidráulica, em função das condições de subpressão a que o mesmo está submetido.

Levando em conta que as escavações já foram executadas na obra, foi necessário “adaptar” a seção, garantindo-se condições operacionais para o funcionamento hidráulico do sistema para os parâmetros de projeto; quais sejam: vazão máxima de 18,0 m³/s e declividade longitudinal de 0,0001 m/m.

A ideia inicial da Construtora, registrada na ata ATP00229 de 19/07/12, era de deixar a seção escavada exposta em rocha natural. Entretanto, a Projetista avaliou essa alternativa e considerou que, para o caso em questão, seria hidraulicamente inviável, pois o coeficiente

de Manning da superfície em rocha é de 0,035, o que implicaria a necessidade de uma área de seção de escavação tal que repercutiria sobremaneira na escavação obrigatória já executada.

Diante deste fato, a Projetista simulou a condição de taludes laterais revestidos com concreto poroso e fundo do canal em rocha natural regularizada (a regularização é para reduzir o Manning de projeto).

O fundo do canal sem revestimento permitirá que a elevação do lençol freático não ocasione danos à seção do canal, uma vez que a água fluirá para o interior do canal.

Com isso, a Projetista, ciente de que seria necessário o abatimento dos taludes para ampliar a área da seção hidráulica (já que as características do revestimento seriam mais restritivas ao escoamento do que a seção original de projeto), optou por reduzir a largura de uma das estradas de O&M situadas nas bermas do canal, ou seja, considerou a possibilidade de propor uma seção trapezoidal assimétrica (abatendo mais um talude do que outro).

A possibilidade de reduzir uma das bermas (no lado esquerdo) encontra respaldo no fato de que, por esta nova seção não possuir placas de concreto, não requererá manutenções que demandem intervenções em ambos os lados do canal. Assim, foi mantida a berma direita na largura original de projeto para permitir continuidade dos deslocamentos de equipamentos, bem como permitir o acesso à estação de bombeamento EBV-6 (o acesso à estação EBV-6 pela margem esquerda será feita pela estrada de acesso projetada para esse fim).

O dimensionamento hidráulico, considerando as premissas enunciadas, resultou numa seção hidráulica trapezoidal com 4,80 m de base, taludes com inclinação 1V:1,5H, largura da boca de 13,89 m, tirante de 3,03 m, bordo livre de 0,50 m e velocidade de escoamento de 0,64 m para vazão máxima de 18,0 m³/s. A Figura nº 3.6 encontrada abaixo apresenta a nova seção hidráulica prevista para o canal 22233.

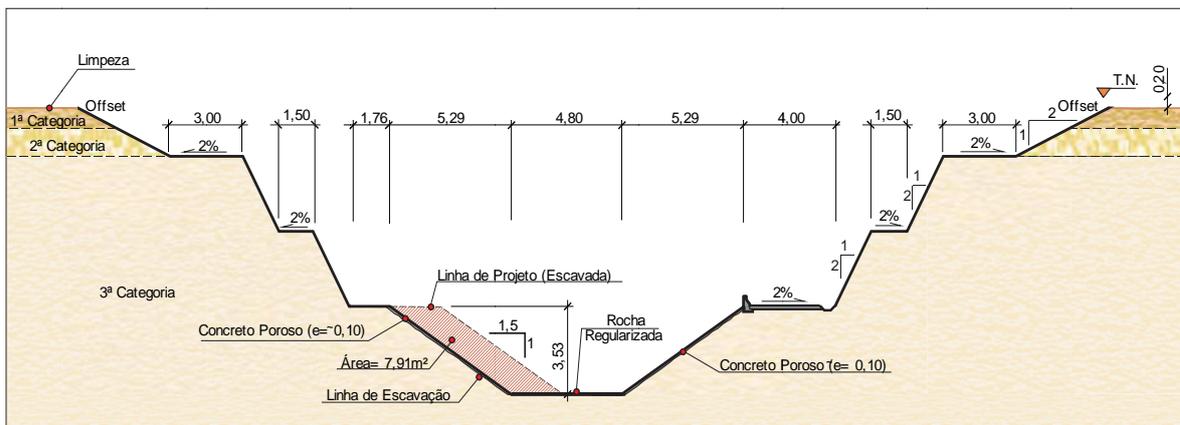


Figura nº 3.6: Nova Seção Hidráulica do Canal 2223

No dimensionamento considerou-se revestimento dos taludes com concreto poroso (adotado Manning similar ao do concreto projetado, que é de 0,023), na espessura de 0,10 m, e base em rocha natural regularizada (conformada), com Manning de 0,030. Tal situação resultou num coeficiente de rugosidade médio igual a 0,02328, adotado no

dimensionamento hidráulico.

É importante ressaltar que para atingir o coeficiente previsto para o concreto poroso, é necessário regularizar a superfície dos taludes nas mesmas condições que se fosse colocar a geomembrana, ou seja, o acabamento terá que ser bom.

O documento que encaminhou essa alteração de seção é a nota técnica 1240-NTC-2223-20-04-003-R00 - Nova Seção Hidráulica no Canal 2223, de 13/08/12.

3.1.2.2 Segmento de Canal 2227

Com base nas condições gerais identificadas para o segmento de canal 2227, sejam técnicas ou financeiras (construtivas), sejam sociais ou ambientais, foram analisadas diversas soluções construtivas com vistas a possibilitar uma avaliação quanto aos impactos futuros na implantação e operação do canal.

Essas soluções foram propostas e estudadas para o trecho inicial do canal (do seu início até o km 4+000), tendo em vista a complexidade geotécnica a ser encontrada quando das escavações e suas repercussões construtivas, operacionais, de custos, sociais e ambientais.

Foram estudadas e propostas quatro soluções, baseadas em concepções distintas construtivas, atendendo às condicionantes topográficas, geotécnicas, sociais e ambientais, materializadas através de quatro seções transversais. Cada uma dessas soluções são apresentadas a seguir:

Solução 1 - Canal Revestido com Taludes Abatidos

A Solução 1, cuja seção transversal é apresentada na Figura nº 3.7 encontrada, a seguir, consiste na concepção original (projeto básico) para a seção hidráulica, ajustando-se as inclinações dos taludes das escavações obrigatórias em razão das condições geotécnicas encontradas (espessas camadas de Aluvião com presença de água e baixa qualidade da camada de alteração de rocha) e com base na experiência anterior em escavações no Lote D.

Foram adotadas inclinações mais abatidas que as indicadas no projeto básico; são elas:

- ✓ 1ª categoria: 2,5H : 1,0V;
- ✓ 2ª categoria: 1,6H : 1,0V;
- ✓ 3ª categoria: 1,0H : 2,0V.

Lateralmente ao canal foram dispostos dois diques de proteção, com altura de 2,0 m em relação ao terreno natural, contra a entrada de águas superficiais e como forma de aproveitar parte dos grandes volumes de escavação gerados. Sobre o dique da margem direita foi prevista a estrada de serviço.

O complicador dessa solução encontra-se, também, na questão da drenagem interna, visto que não haverá ponto de deságue gravitatório (todo o fundo do canal encontra-se abaixo da cota do terreno natural e do riacho Mulungu).

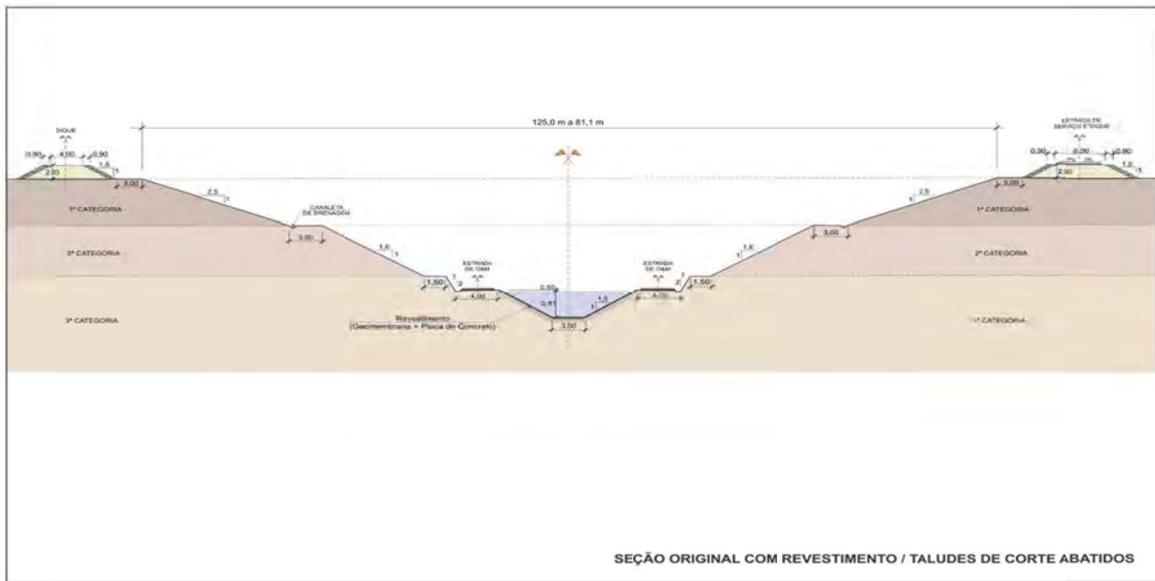


Figura nº 3.7: Solução 1: Canal Revestido com Taludes Abatidos

Solução 2 - Canal sem Revestimento e Taludes Abatidos

A Solução 2, cuja seção transversal é apresentada na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, a seguir, mantém a geometria das escavações, mas considera o canal sem revestimento, fazendo a correção da seção hidráulica de forma a manter a capacidade de escoamento (18,0 m³/s) sem a alteração da declividade longitudinal. Com essa solução, elimina-se a necessidade de adotar um esgotamento forçado (sistema de bombeamento em locais estratégicos) para as águas da drenagem interna do canal.

Foram adotadas inclinações mais abatidas que as indicadas no projeto básico, semelhantemente a proposta da Solução 1. Igualmente, nas laterais do canal foram dispostos dois diques de proteção contra a entrada de águas superficiais e como forma de aproveitar parte dos grandes volumes de escavação gerados.

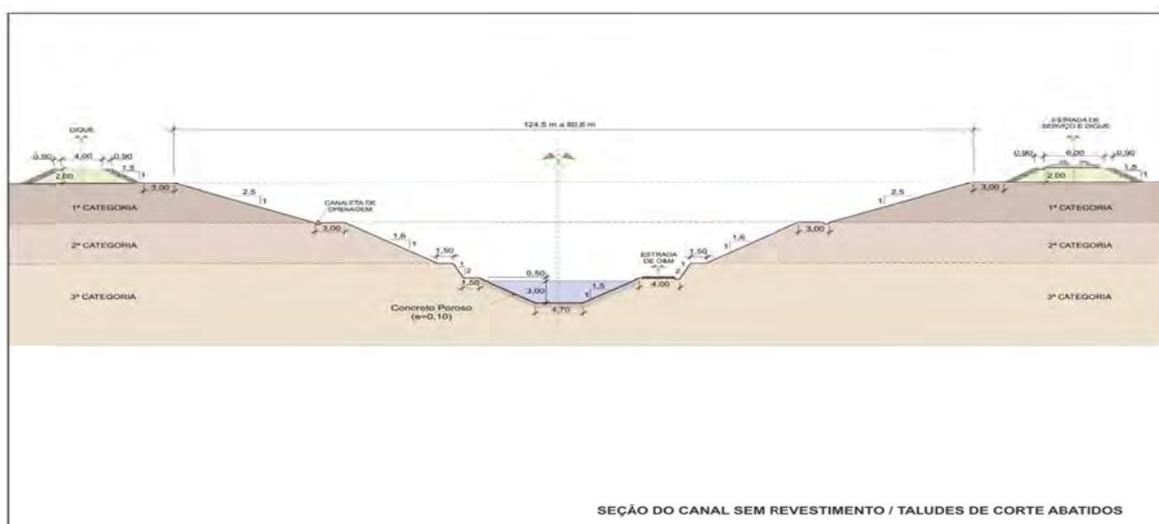


Figura nº 3.8: Solução 2: Canal sem Revestimento com Taludes Abatidos

Solução 3 - Canal sem Revestimento e Taludes Enrocados

A solução 3, cuja seção transversal é apresentada na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, a seguir, mantém a concepção de não revestimento da seção hidráulica, mas considera a utilização de parte do material escavado em 3ª categoria para proteção e estabilização dos taludes escavados em 1ª categoria, como forma de reduzir os volumes das escavações em solo, aproveitar o material escavado em 3ª categoria e reduzir o transporte (MET) e disposição em botafora.

Foram adotadas as seguintes inclinações para os taludes escavados: 1ª categoria: 1,5H:1V; 2ª categoria: 1,6H:1V; 3ª categoria: 1H:2V. Manteve-se, lateralmente ao canal, os dois diques de proteção contra a entrada de águas superficiais e como forma de aproveitar parte dos grandes volumes de escavação gerados.

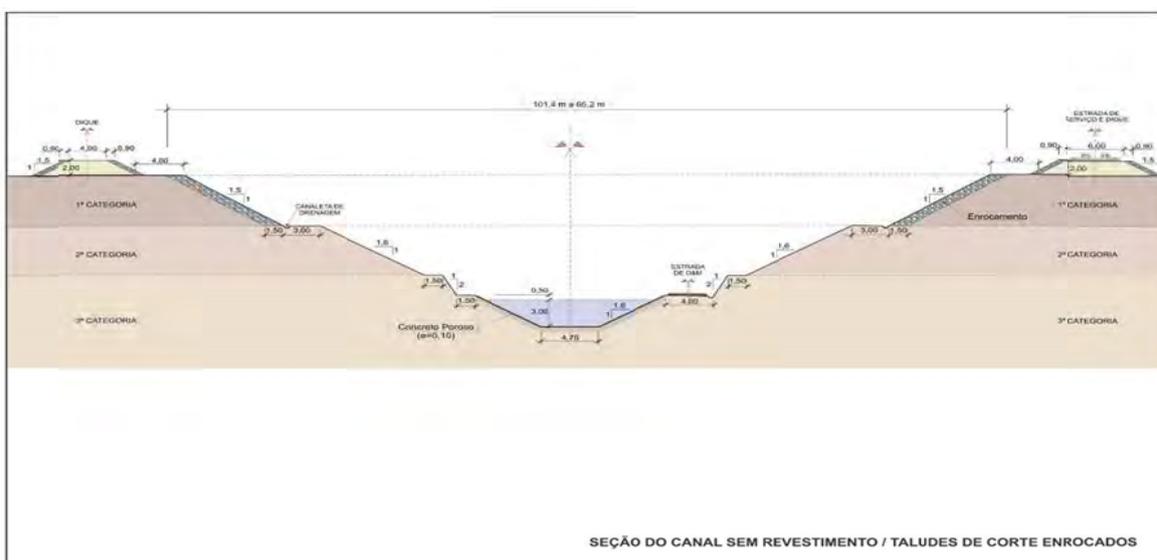


Figura nº 3.9 - Solução 3: Canal sem Revestido com Taludes Enrocados

Solução 4 - Galeria de Concreto e Reaterro

A Solução 4, cuja seção transversal é apresentada na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**, a seguir, consiste na adoção de uma galeria confeccionada em concreto estrutural em substituição ao canal. Nessa concepção, foi mantida a declividade longitudinal e dimensionada uma seção hidráulica adequada. Foram adotados taludes de escavação mais íngremes em razão de serem taludes apenas construtivos, portanto, temporários e não permanentes como nas demais soluções estudadas. Após a execução da galeria em concreto armado, será recolocado o material anteriormente escavado, colocado provisoriamente em botafora, nas proximidades do local escavado. Com isso, haverá grande reaproveitamento do material escavado, reduzindo grandemente a necessidade de botafora.

Foram adotadas as seguintes inclinações para os taludes provisórios: 1ª categoria - 1,5H : 1,0V; 2ª categoria - 1H:2V; 3ª categoria - 1H:4V.

Nesta solução não haverá comprometimento do comportamento freático local, o que deverá ocorrer nas Soluções 1, 2 e 3. Isso significa restituir, após a obra, as condições atuais de comportamento das águas subterrâneas locais, mantendo os poços operacionais e possibilitando, assim, a continuidade da atividade produtiva primária local. Também a grande redução dos volumes de bota-fora implicará em menores custos desta operação e menores impactos ambientais (desapropriação das áreas de bota-fora e correspondente supressão vegetal).

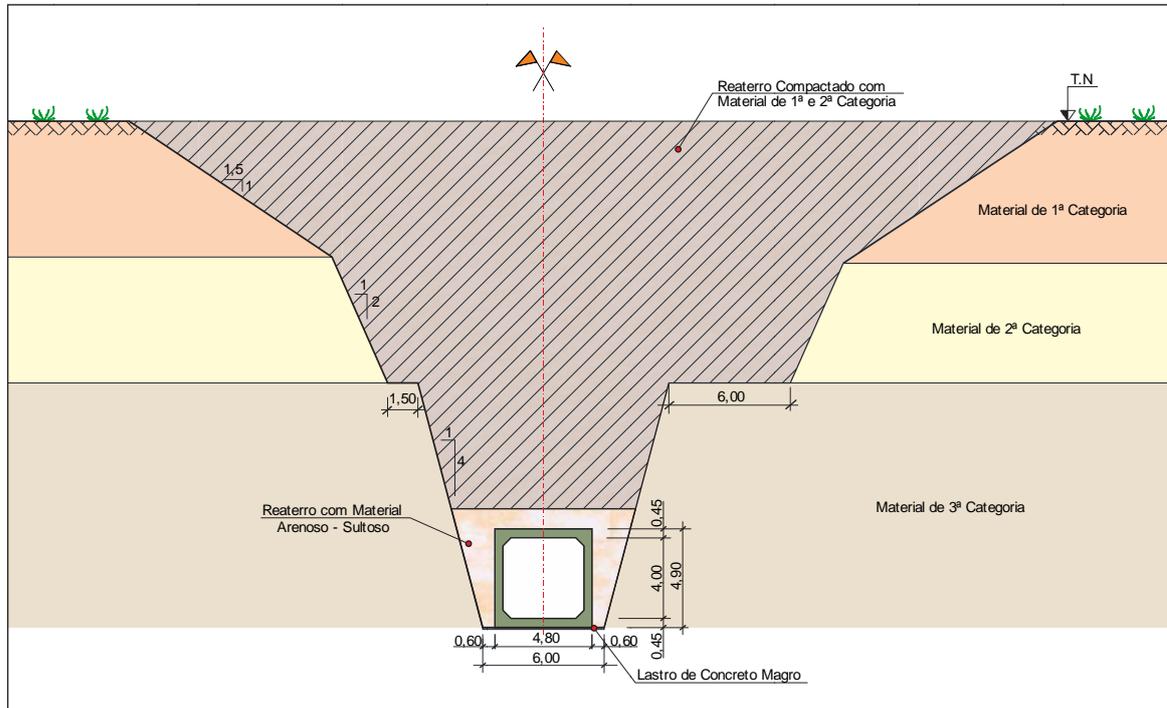


Figura nº3.10 - Solução 4: Galeria de Concreto com Reaterro

Da análise comparativa das soluções estudadas para o canal 2227, observa-se que a Solução 4 apresenta as melhores situações comparativas com as demais soluções, seja em termos construtivos, como financeiros, sociais e ambientais.

Em termos sociais, há uma nítida diferença entre as três primeiras soluções e a solução 4: enquanto na solução 4 as áreas de obras serão recuperadas com o reaterro, nas soluções 1, 2 e 3 não há essa possibilidade. Ainda nessas situações, a largura das cavas (entre offsets) irá variar entre 120 m e 60 m (de montante para jusante); já na solução 4 essa largura (provisória e não definitiva) irá variar entre 64 m e 40 m, reduzindo significativamente a área a ser desapropriada. Existe a possibilidade, ainda, da não desapropriação da faixa de obras para a solução 4, uma vez que a mesma poderá ser transformada em faixa de servidão, tendo em conta que essa solução permitirá a restituição das condições naturais do terreno, dando continuidade aos sistemas de exploração agrícola existentes na região.

Outro aspecto importante refere-se à restituição da situação original do sistema hídrico subterrâneo local que a Solução 4 possibilita. Desta forma, haverá condições de manter os poços que sustentam as atividades produtivas primárias (agricultura de subsistência irrigada e pequenas explorações comerciais com olericultura), enquanto nas três primeiras

soluções haverá interferência direta no sistema hidrogeológico local, rebaixando significativamente os níveis de água e comprometendo a operação dos 25 poços cadastrados e outros que se encontram em execução.

Em termos ambientais, a Solução 4 resulta em menores volumes de bota-fora, o que significa menor área adicional a ser desapropriada para receber os volumes escavados e, conseqüentemente, menor área a ser desmatada. Também o fato de não interferir no sistema hidrogeológico local é uma vantagem ambiental da Solução 4 em relação às demais.

A partir do estudo realizado chegou-se a conclusão que a melhor solução para o detalhamento do segmento de canal 2227 é substituir o trecho inicial, especificamente os primeiros 4.000 m (da estaca 9809 a 10009) de canal a céu aberto por uma galeria de concreto armado pré-moldada, nas dimensões internas de 4,0 m x 4,0 m, com declividade longitudinal de 0,00025 m/m.

Da estaca 10010 a 10230 (4.400 m) foi mantido o canal a céu aberto, porém com seção hidráulica diferente dos demais segmentos de canal (2218 a 2226). Foi adotada uma seção hidráulica com 4,70 m de largura de base, lâmina d'água com altura de 3,04 m, bordo livre de 0,50 m e declividade longitudinal de 0,00010 m/m, o que permitirá aduzir a vazão máxima de 18,0 m³/s, conforme demonstrado na **Erro! Fonte de referência não**

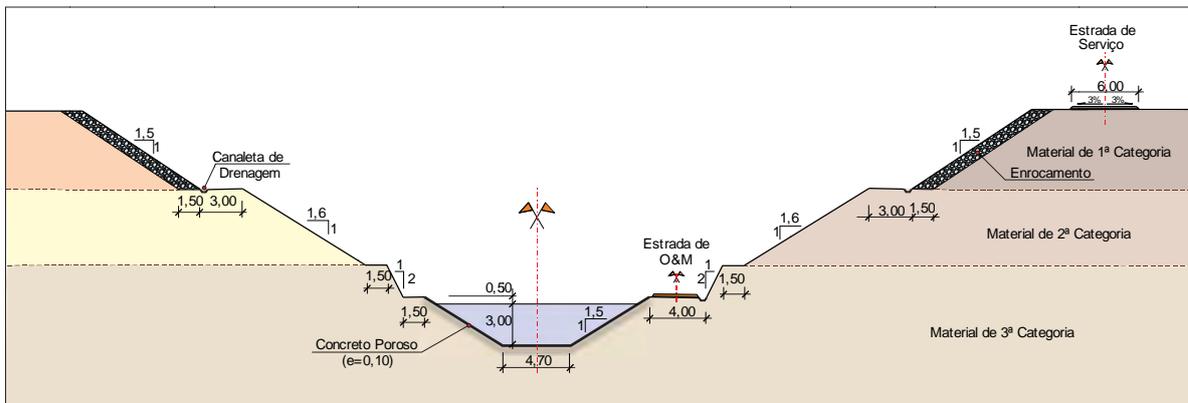


Figura nº 3.11: Nova Seção Hidráulica do Canal 2227

Foi adotado apenas revestimento com concreto poroso, numa espessura média de 10 cm, de modo a reduzir a rugosidade, melhorar o aspecto da obra e facilitar as operações de manutenção.

Assim como no canal 2223, foi prevista estrada de O&M apenas na berma localizada na margem direita do canal 2227 (na margem esquerda a largura da berma é de apenas 1,5 m).

O documento que encaminhou essa alteração de seção é a correspondência MINI.677-CA-328, de 31/10/2012, solicitando definição quanto a solução construtiva para o segmento do canal 2227.

3.2 BARRAGENS

Neste item são descritas as adequações e alterações efetuadas pela Projetista em relação às concepções previstas no Projeto Básico do Trecho V do PISF, no que diz respeito às obras das barragens Moxotó, Barreiro, Campos e Barro Branco.

3.2.1 Barragem Moxotó

3.2.1.1 Redução do Eixo do Dique Moxotó

O dique Moxotó foi concebido para transpor diversas drenagens na margem direita do riacho Moxotó, seguindo o alinhamento do sistema adutor do Lote D - Eixo Leste. Ao optar por esta forma de travessia de drenagens (através de um dique), houve a natural criação de um reservatório com volume de água acumulado de 1,25 hm³, o qual serve para atenuar as oscilações dos níveis d'água decorrentes da operação do sistema adutor (transientes hidráulicos).

No projeto básico, com as informações geotécnicas então disponíveis - basicamente sondagens rotativas, sem execução de ensaios SPT, ou mesmo trincheiras e poços de inspeção - foi previsto um dique com 5,461 km de extensão, com uma remoção de solo de apenas 0,50 m a 1,00 m nas ombreiras e fundações. Isso resultou em um volume de escavação da ordem de 90.000 m³. Por sua vez, contando com a provável disponibilidade de solos coluvionares areno-argilosos, o dique foi concebido em seção homogênea de solo compactado, com altura média de 4,00 m e máxima de 10,60 m, taludes com inclinação de 2,2(H):1,0(V), protegidos por enrocamento, o que resultou em um volume compactado da ordem de 360.000 m³.

Nesta fase de detalhamento do projeto de engenharia, dispondo-se de um maior número de informações geotécnicas - tais como sondagens mistas (percussão e rotativa), trincheiras até 5,0 m de profundidade e reconhecimento geotécnico superficial - verificou-se a ocorrência de um pacote aluvionar com espessuras de até 5,0 m, constituído em parte por solos moles (SPT = 2), bem como materiais de elevada permeabilidade (10⁻⁴ cm/s). Dessa realidade decorreu um considerável aumento no volume de escavação da fundação e, consequentemente, no volume do maciço compactado.

Além disso, a pesquisa de materiais de construção executada nesta fase de estudo revelou a escassez de solos coluvionares (argilosos), o que é uma característica comum às áreas de implantação dos Lotes 11 e 12. A isto se contrapõem os elevados excedentes de materiais pétreos oriundos das escavações obrigatórias dos canais contíguos ao dique Moxotó, os quais seriam dispostos em bota-fora.

Considerando as novas informações do projeto executivo, a Projetista optou por adotar uma seção zoneada para o dique Moxotó, utilizando para isto os excedentes de materiais pétreos provenientes das escavações obrigatórias e reduzindo os volumes de solo argiloso compactado. Além disto, a extensão do dique Moxotó foi reduzida em 1.610 m¹, evitando-

¹ Importante destacar que anteriormente, no curso do Projeto Executivo, a extensão do dique Moxotó, originalmente de 5.461 m, já tinha sido reduzida para 4.110 m, em sua ombreira esquerda (de jusante), face à

se o trecho com maiores remoções de solos aluvionares moles e/ou permeáveis, reduzindo-se os volumes de escavação e do aterro compactado. Em contrapartida, o segmento de canal 2221 teve o seu traçado estendido em 1.600 m, em zona de saprolito gnáissico (ou seja, com eixo deslocado na direção das maiores cotas, onde ocorrem melhores condições de fundação).

As alterações explicitadas justificam-se pelo condicionamento geotécnico local, como abaixo descrito:

- ✓ Presença de solos moles nas fundações do dique;
- ✓ Ocorrência de camadas aluvionares com permeabilidades elevadas;
- ✓ Volumes elevados de remoção dos solos de fundação (espessuras de até 5,0 m);
- ✓ Escassez de solos coluvionares para construção de aterros compactados;
- ✓ Excedentes de materiais pétreos oriundos de escavações obrigatórias nos canais contíguos, os quais seriam dispostos em bota-fora;
- ✓ Desequilíbrio do balanço de materiais.

Os documentos que encaminharam essa alteração de traçado foram a SAP-007; a nota técnica 1240-NTC-2112-04-02-001: Proposta de Alteração na Concepção do Dique Moxotó e nas Extensões do Dique Moxotó e Segmento de Canal 2221; e os desenhos 1240-DES-2221-20-26-001, 1240-DES-2221-20-26-002 e 1240-DES-2221-20-26-003.

3.2.1.2 *Unificação e Reposicionamento das Estruturas de Concreto*

A tomada d'água de uso difuso do dique Moxotó foi unificada às estruturas do vertedouro, diferentemente de como foi prevista no projeto básico, seguindo as orientações constantes no documento "Critérios e Diretrizes para a Elaboração do Projeto Executivo", elaborado pela Gerenciadora.

Com o maior número de informações geotécnicas obtidas no projeto executivo, tais como sondagens mistas (percussão e rotativa), trincheiras até 5,0 m de profundidade e reconhecimento geotécnico superficial, optou-se pelo reposicionamento, quando necessário, das estruturas de concreto de forma a minimizar as escavações em rocha, sempre atendendo aos critérios de submersão mínima das tomadas d'água de uso difuso e velocidades máximas de escoamento.

Todas as estruturas de concreto deverão ter suas fundações assentadas em rocha sã.

3.2.1.3 *Alteração das Seções Tipo do Maciço*

As alterações nas seções típicas do dique Moxotó justificam-se pelo condicionamento geotécnico local de cada barragem, tais como:

- ✓ Presença de solos moles nas fundações do dique;

necessidade de ser efetuada expressiva escavação para acomodação do reservatório na interface com o segmento de canal 2221.

- ✓ Ocorrência de camadas aluvionares com permeabilidades elevadas;
- ✓ Volumes elevados de remoção dos solos de fundação (espessuras de até 5,0 m);
- ✓ Escassez de solos coluvionares para construção de aterros compactados;
- ✓ Excedentes de materiais pétreos oriundos de escavações obrigatórias nos canais contíguos, os quais seriam dispostos em bota-fora;
- ✓ Desequilíbrio do balanço de materiais.

O Quadro nº 3.1, abaixo, contém alguns dados comparativos entre a concepção original do dique Moxotó e as informações obtidas das adequações e alterações efetuadas nesta fase de detalhamento do projeto.

Quadro nº 3.1: Comparativo - Projeto Executivo x Projeto Básico - Dique Moxotó

Características	Unidade	Projeto Executivo	Projeto Básico
Estaca (início e fim)	Km+m	157+610 a 160+620	157+612 a 162+125
<i>Coordenadas do Eixo</i>			
Ombreira Direita	N	9.101.476,05	9.101.468,00
	E	671.899,59	671.910,00
Ombreira Esquerda	N	9.102.675,20	9.103.941,00
	E	674.047,31	676.779,00
Área NA normal	km ²	0,52	0,62
Área Drenagem	km ²	7,94	6,00
Volume útil	10 ⁶ m ³	1,49	1,25
N.A. Máx. Max. TR 1.000	m	504,66	504,48
N.A. Máximo Normal TR 1.000	m	504,41	504,07
N.A. Normal TR 1.000	m	504,08	504,11
N.A. Mínimo Operacional TR 1.000	m	504,08	502,68
N.A. no vertedouro	m	505,08	505,41
Lâmina Máxima Vertente	m	0,50	0,50
<i>Maciço</i>			
Tipo de maciço	-	Zoneada	Homogênea
Extensão do coroamento	m	2.540,0	5.460,95
Cota de coroamento	m	505,60	505,60
Largura do coroamento	m	8,0	6,0
Altura máxima	m	13,91	10,60
Inclinação Talude Montante	H:V	2,5:1,0	2,2:1,0
Inclinação Talude Jusante	H:V	1,8:1,0	2,2:1,0
Volume total de solo	m ³	303.796,1	361.625,0
Volume total do maciço	m ³	546.713,2	405.311,0
<i>Vertedouro</i>			
Tipo de vertedouro	-	Segurança	Segurança
Tipo de estrutura	-	Creager	Creager
Crista do vertedouro	m	504,58	504,91
Largura	m	20,0	30,0
Vazão afluente de projeto TR 1.000	m ³ /s	56,30	43,50

Características	Unidade	Projeto Executivo	Projeto Básico
Vazão de projeto	m ³ /s	12,88	18,00
<i>Tomada d'Água</i>			
Tipo de estrutura	-	Uso Difuso	Uso Difuso
Tipo de Válvula	-	Dispersora	Dispersora
Vazão de projeto por unidade	m ³ /s	1,0	1,0
Diâmetro nominal	mm	500	500
Extensão da tubulação	m	12,59	-
Diâmetro da tubulação de adução	mm	700	700

3.2.2 Barragem Barreiro

3.2.2.1 Unificação e Reposicionamento das Estruturas de Concreto

A tomada d'água de uso difuso da barragem Barreiro foi unificada às estruturas do vertedouro, diferentemente de como foi prevista no projeto básico, seguindo as orientações constantes no documento “Critérios e Diretrizes para a Elaboração do Projeto Executivo”, elaborado pela Gerenciadora.

Com o maior número de informações geotécnicas obtidas no Projeto Executivo, tais como sondagens mistas (percussão e rotativa), trincheiras até 5,0 m de profundidade e reconhecimento geotécnico superficial, optou-se pelo reposicionamento, quando necessário, das estruturas de concreto de forma a minimizar as escavações em rocha, sempre atendendo aos critérios de submersão mínima das tomadas d'água de uso difuso e velocidades máximas de escoamento.

Todas as estruturas de concreto deverão ter suas fundações assentadas em rocha sã.

3.2.2.2 Alteração das Seções Tipo do Maciço

As alterações nas seções típicas do dique da barragem Barreiro justificam-se pelo condicionamento geotécnico local da barragem, tais como:

- ✓ Fundação constituída de uma cobertura de solos aluvionares e coluvionares de pouca espessura;
- ✓ Camadas de rochas saprolíticas areno-siltosas com pedregulhos (saibros) com resistência ao cisalhamento alta e crescente com a profundidade até atingir a rocha sã, com compressibilidade baixa e permeabilidade de baixa a muito baixa;
- ✓ Condições hidrogeotécnicas e geomecânicas permitem a adoção de uma seção típica única de barragem homogênea de terra com filtros;
- ✓ Não foram detectadas heterogeneidades na fundação que exijam alteração ou variações da seção tipo do barramento de terra ao longo do seu eixo de barramento;
- ✓ Utilização preferencial dos solos residuais de comportamento argiloso e de coloração vermelha provenientes de jazidas e escavações obrigatórias do Lote 12;
- ✓ Com as devidas análises e atendimento das demais especificações técnicas poderão ser utilizados como aterros argilosos os materiais coluvionares escavados da

própria fundação da barragem e que são classificados como areias argilosas com pedregulhos.

O Quadro nº 3.2, abaixo, contém alguns dados comparativos entre a concepção original da barragem Barreiro e as informações obtidas das adequações e alterações efetuadas nesta fase de detalhamento do projeto.

Quadro nº 3.2: Comparativo - Projeto Executivo x Projeto Básico - Barragem Barreiro

Características	Unidade	Projeto Executivo	Projeto Básico
Estaca (início e fim)	Km+m	166+681 a 168+320	166+681 a 168+347
<i>Coordenadas do Eixo</i>			
Ombreira Direita	N	9.106.972,15	9.106.878,0
	E	678.522,63	678.497,0
Ombreira Esquerda	N	9.106.193,18	9.106.252,0
	E	678.340,89	678.352,0
Área NA normal	km ²	0,81	0,29
Área Drenagem	km ²	16,40	8,80
Volume útil	10 ⁶ m ³	3,58	0,75
N.A. Máx. Max. TR 1.000	m	541,42	541,31
N.A. Máximo Normal TR 1.000	m	540,76	540,71
N.A. Normal TR 1.000	m	540,75	540,69
N.A. Mínimo Operacional TR 1.000	m	540,68	539,32
N.A. no vertedouro	m	541,75	541,75
Lâmina Máxima Vertente	m	0,50	0,50
<i>Maciço</i>			
Tipo de maciço	-	Homogêneo	Homogêneo/Zoneado
Extensão do coroamento	m	721,48	643,00
Cota de coroamento	m	542,25	542,10
Largura do coroamento	m	6,00	6,00
Altura máxima	m	14,39	12,10
Inclinação Talude Montante	H:V	2,5:1,0	2,2:1,0
Inclinação Talude Jusante	H:V	2,0:1,0	2,2:1,0
Volume total de solo	m ³	113.544,9	59.926,0
Volume total do maciço	m ³	155.425,0	90.198,0
<i>Vertedouro</i>			
Tipo de vertedouro	-	Cheia	Cheia
Tipo de estrutura	-	Creager	Creager
Crista do vertedouro	m	541,25	541,25
Largura	m	50,0	50,0
Vazão afluyente de projeto TR 1.000	m ³ /s	69,57	39,70
Vazão de projeto	m ³ /s	34,20	18,00
<i>Tomada d'Água</i>			
Tipo de estrutura	-	Uso Difuso	Uso Difuso
Tipo de Válvula	-	Dispensora	Dispensora
Vazão de projeto por unidade	m ³ /s	1,0	1,0

Características	Unidade	Projeto Executivo	Projeto Básico
Diâmetro nominal	mm	500	500
Extensão da tubulação	m	25,31	-
Diâmetro da tubulação de adução	mm	700	700

3.2.3 Barragem Campos

3.2.3.1 Unificação e Reposicionamento das Estruturas de Concreto

A tomada d'água de uso difuso da barragem Campos foi unificada às estruturas do vertedouro, diferentemente de como foi prevista no projeto básico, seguindo as orientações constantes no documento “Critérios e Diretrizes para a Elaboração do Projeto Executivo”, elaborado pela Gerenciadora.

Com o maior número de informações geotécnicas obtidas no Projeto Executivo, tais como sondagens mistas (percussão e rotativa), trincheiras até 5,0 m de profundidade e reconhecimento geotécnico superficial, optou-se pelo reposicionamento, quando necessário, das estruturas de concreto de forma a minimizar as escavações em rocha, sempre atendendo aos critérios de submersão mínima das tomadas d'água de uso difuso e velocidades máximas de escoamento.

Todas as estruturas de concreto deverão ter suas fundações assentadas em rocha sã.

3.2.3.2 Alteração das Seções Tipo do Maciço

As alterações nas seções típicas do dique da barragem Campos justificam-se pelo condicionamento geotécnico local da barragem, tais como:

- ✓ Fundação constituída de uma cobertura de solos aluvionares e coluvionares de pouca espessura;
- ✓ Camadas de rochas saprolíticas areno-siltosas com pedregulhos (saibros) com resistência ao cisalhamento alta e crescente com a profundidade até atingir a rocha sã, com compressibilidade baixa e permeabilidade de baixa a muito baixa;
- ✓ Condições hidrogeotécnicas e geomecânicas permitem a adoção de uma seção típica única de barragem homogênea de terra com filtros;
- ✓ Não foram detectadas heterogeneidades na fundação que exijam alteração ou variações da seção tipo do barramento de terra ao longo do seu eixo de barramento;
- ✓ Utilização preferencial dos solos residuais de comportamento argiloso e de coloração vermelha provenientes de jazidas e escavações obrigatórias do Lote 12;
- ✓ Com as devidas análises e atendimento das demais especificações técnicas poderão ser utilizados como aterros argilosos os materiais coluvionares escavados da própria fundação da barragem e que são classificados como areias argilosas com pedregulhos.

O Quadro nº 3.3, a seguir, contém alguns dados comparativos entre a concepção original da barragem Campos e as informações obtidas das adequações e alterações efetuadas nesta fase de detalhamento do projeto.

Quadro nº 3.3: Comparativo - Projeto Executivo x Projeto Básico - Barragem Campos

Características	Unidade	Projeto Executivo	Projeto Básico
Estaca (início e fim)	Km+m	176+763 a 177+620	176+765 a 177+570
<i>Coordenadas do Eixo</i>			
Ombreira Direita	N	9.111.018,23	9.111.036,00
	E	686.902,95	686.909,00
Ombreira Esquerda	N	9.111.608,62	9.111.580,00
	E	687.009,56	687.007,00
Área NA normal	km ²	0,82	0,53
Área Drenagem	km ²	11,20	9,90
Volume útil	10 ⁶ m ³	5,08	0,40
N.A. Máx. Max. TR 1.000	m	598,62	598,58
N.A. Máximo Normal TR 1.000	m	598,25	598,24
N.A. Normal TR 1.000	m	598,24	598,29
N.A. Mínimo Operacional TR 1.000	m	598,2	596,85
N.A. no vertedouro	m	599,24	599,89
Lâmina Máxima Vertente	m	0,50	0,50
<i>Maciço</i>			
Tipo de maciço	-	Homogêneo	Homogêneo/Zoneado
Extensão do coroamento	m	541,38	552,45
Cota de coroamento	m	599,74	599,40
Largura do coroamento	m	7,00	6,00
Altura máxima	m	18,95	22,40
Inclinação Talude Montante	H:V	2,5:1,0	2,2:1,0
Inclinação Talude Jusante	H:V	2,0:1,0	2,2:1,0
Volume total de solo	m ³	190.367,8	128.443,0
Volume total do maciço	m ³	233.600,2	200.113,0
<i>Vertedouro</i>			
Tipo de vertedouro	-	Cheia	Segurança
Tipo de estrutura	-	Creager	Creager
Crista do vertedouro	m	598,74	599,39
Largura	m	30,0	30,0
Vazão afluente de projeto TR 1.000	m ³ /s	54,86	46,1
Vazão de projeto	m ³ /s	23,03	18,0
<i>Tomada d'Água</i>			
Tipo de estrutura	-	Uso Difuso	Uso Difuso
Tipo de Válvula	-	Dispensora	Dispensora
Vazão de projeto por unidade	m ³ /s	1,0	1,0
Diâmetro nominal	mm	500	500
Extensão da tubulação	m	12,56	-
Diâmetro da tubulação de adução	mm	700	700

3.2.4 Barragem Barro Branco

3.2.4.1 *Unificação e Reposicionamento das Estruturas de Concreto*

A tomada d'água de uso difuso da barragem Barro Branco foi unificada às estruturas do vertedouro, diferentemente de como foi prevista no projeto básico, seguindo as orientações constantes no documento “Critérios e Diretrizes para a Elaboração do Projeto Executivo”, elaborado pela Gerenciadora.

Com o maior número de informações geotécnicas obtidas no Projeto Executivo, tais como sondagens mistas (percussão e rotativa), trincheiras até 5,0 m de profundidade e reconhecimento geotécnico superficial, optou-se pelo reposicionamento, quando necessário, das estruturas de concreto de forma a minimizar as escavações em rocha, sempre atendendo aos critérios de submersão mínima das tomadas d'água de uso difuso e velocidades máximas de escoamento.

Todas as estruturas de concreto deverão ter suas fundações assentadas em rocha sã.

3.2.4.2 *Alteração das Seções Tipo do Maciço*

As alterações nas seções típicas do dique da barragem Barro Branco justificam-se pelo condicionamento geotécnico local da barragem, tais como:

- ✓ Fundação constituída de uma cobertura de solos aluvionares e coluvionares de pouca espessura;
- ✓ Camadas de rochas saprolíticas areno-siltosas com pedregulhos (saibros) com resistência ao cisalhamento alta e crescente com a profundidade até atingir a rocha sã, com compressibilidade baixa e permeabilidade de baixa a muito baixa;
- ✓ Condições hidrogeotécnicas e geomecânicas permitem a adoção de uma seção típica única de barragem homogênea de terra com filtros;
- ✓ Não foram detectadas heterogeneidades na fundação que exijam alteração ou variações da seção tipo do barramento de terra ao longo do seu eixo de barramento;
- ✓ Utilização preferencial dos solos residuais de comportamento argiloso e de coloração vermelha provenientes de jazidas e escavações obrigatórias do Lote 12;
- ✓ Com as devidas análises e atendimento das demais especificações técnicas poderão ser utilizados como aterros argilosos os materiais coluvionares escavados da própria fundação da barragem e que são classificados como areias argilosas com pedregulhos.

O Quadro nº 3.4, a seguir, contém alguns dados comparativos entre a concepção original da barragem Barro Branco e as informações obtidas das adequações e alterações efetuadas nesta fase de detalhamento do projeto.

Quadro nº 3.4: Comparativo - Projeto Executivo x Projeto Básico - Barragem Barro Branco

Características	Unidade	Projeto Executivo	Projeto Básico
Estaca (início e fim)	Km+m	182+667 a 183+340	-
<i>Coordenadas do Eixo</i>			
Ombreira Direita	N	9.111.642,08	-
	E	691.645,57	-
Ombreira Esquerda	N	9.112.105,63	-
	E	691.951,18	-
Área NA normal	km ²	0,11	0,05
Área Drenagem	km ²	1,21	-
Volume útil	10 ⁶ m ³	0,26	0,25
N.A. Máx. Max. TR 1.000	m	598,05	598,63
N.A. Máximo Normal TR 1.000	m	597,83	597,72
N.A. Normal TR 1.000	m	597,73	597,72
N.A. Mínimo Operacional TR 1.000	m	597,39	596,91
N.A. no vertedouro	m	598,73	598,71
Lâmina Máxima Vertente	m	0,50	0,50
<i>Maciço</i>			
Tipo de maciço	-	Homogêneo	Zoneado
Extensão do coroamento	m	320,1	388,0
Cota de coroamento	m	599,23	599,63
Largura do coroamento	m	6,00	6,00
Altura máxima	m	12,56	11,60
Inclinação Talude Montante	H:V	2,5:1,0	1,6:1,0
Inclinação Talude Jusante	H:V	2,0:1,0	1,3:1,0
Volume total de solo	m ³	53.790,2	55.100,0
Volume total do maciço	m ³	73.957,4	-
<i>Vertedouro</i>			
Tipo de vertedouro	-	Cheia	Cheia
Tipo de estrutura	-	Creager	Creager
Crista do vertedouro	m	598,23	598,21
Largura	m	50,0	57,0
Vazão afluente de projeto TR 1.000	m ³ /s	13,34	27,00
Vazão de projeto	m ³ /s	38,43	18,00
<i>Tomada d'Água</i>			
Tipo de estrutura	-	Uso Difuso	Uso Difuso
Tipo de Válvula	-	Dispensora	Dispensora
Vazão de projeto por unidade	m ³ /s	1,0	1,0
Diâmetro nominal	mm	500	500
Extensão da tubulação	m	16,3	-
Diâmetro da tubulação de adução	mm	700	700

3.3 ESTAÇÕES DE BOMBEAMENTO

Na sequência são descritas as alterações e adequações efetuadas no projeto das estações de bombeamento EBV-5 e EBV-6, em função do detalhamento das informações (especialmente pelos levantamentos topográficos e geotécnicos), de diretrizes e critérios estabelecidos pela Gerenciadora e dos projetos certificados dos Fornecedores dos equipamentos hidromecânicos e elétricos.

3.3.1 Eliminação da Bomba Reserva

A principal alteração no projeto das estações de bombeamento foi a eliminação da bomba reserva, o que implicou na redução nas dimensões das obras civis da casa de bombas e na quantidade de equipamentos hidromecânicos e elétricos, o que levou a Projetista a elaborar um novo arranjo da casa de bombas considerando a nova configuração com apenas quatro conjuntos motor-bomba.

Esta alteração de projeto é decorrente do atendimento ao item 5.10 - Estações de Bombeamento, do documento PSF-RL-LC-0-00-000: Critérios e Diretrizes para a Elaboração do Projeto Executivo, de agosto de 2005, elaborado pela Gerenciadora.

A eliminação da bomba reserva acarretou, conseqüentemente, em mudanças na ligação dos barriletes das bombas com as linhas de recalque, uma vez que foi reduzido o número de bombas (de cinco para quatro) e mantido o número de linhas de recalque (duas), conforme pode ser observado na Figura nº 3.12, abaixo.

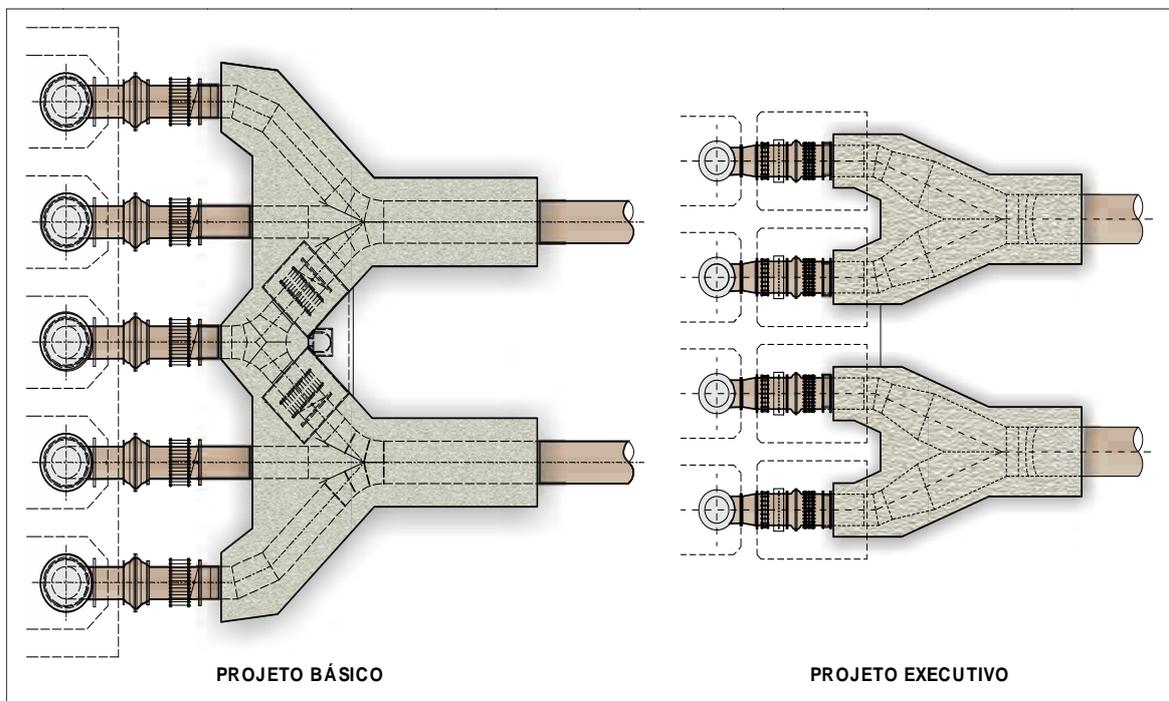


Figura nº 3.12: Esquema de Ligação dos Barriletes das Bombas com as Linhas de Recalque

3.3.2 Alteração da Seção do Forebay de Montante

Os *forebays* a montante e a jusante das estações de bombeamento são câmaras de carga com a finalidade de reduzir as oscilações de níveis d'água principalmente nas partidas e paradas das bombas. Portanto, diferentemente dos canais de condução, o *forebay* não necessita ter as características de escoamento requeridas para o canal (geometria da seção em formato trapezoidal e revestimento em concreto), bastando que tenha a capacidade volumétrica prevista no Projeto Básico.

No relatório R2 - Critérios de Projeto, do Projeto Básico do Trecho V do **PISF**, consta que em locais específicos como, por exemplo, nas câmaras de carga a montante das estações de bombeamento no trecho junto à estrutura, no caso do nível do lençol freático encontrar-se razoavelmente acima da cota da borda do canal, ou o maciço rochoso seja comprovadamente impermeável, sem risco de perda d'água por infiltração, poderão ser empregados canais escavados em rocha, sem revestimento com geomembrana e concreto.

Com base nesse raciocínio e respaldada pelo fato das escavações do *forebay* de montante das estações EBV-5 e EBV-6 serem moldadas em maciço rochoso, com características favoráveis de estabilidade, a Projetista propôs - e a Gerenciadora/MI acatou - a confecção dos taludes do *forebay* de montante em formato retangular. Já o *forebay* de jusante, como será implantado em aterro, permaneceu com a seção indicada no projeto básico.

A proposição de seção retangular para o *forebay* de montante em substituição à seção trapezoidal com taludes 1,0(V):1,5(H) do projeto básico tem por objetivo proporcionar as seguintes otimizações:

- ✓ Reduzir o volume de escavação, pois a largura da boca da seção hidráulica do *forebay* será menor, reduzindo os volumes de escavação dos materiais acima da seção hidráulica (importa ressaltar que a área de escavação da seção hidráulica é equivalente para ambas situações);
- ✓ Facilitar a escavação em rocha, com a adoção de taludes verticais, tendo em vista que a furação para o pré-fissuramento dos taludes de escavação é significativamente facilitada no plano vertical, obtendo-se superfícies de acabamento melhor esculpidas relativamente a planos inclinados.

No caso de taludes suaves, como é o caso da seção trapezoidal 1,0(V):1,5(H), o alcance da geometria da seção hidráulica fica prejudicado pela maior geração de *overbreaks* e *underbreaks* nos taludes de escavação, o que leva ao aumento da quantidade dos serviços de acabamento. Acresce-se a isso a necessidade de regularização com concreto poroso para possibilitar a aplicação da geomembrana.

Outra vantagem da escavação em plano vertical é a maior preservação da integridade do maciço remanescente, ao utilizar menos cargas de explosivos. Há que acrescentar, ainda, que o prazo de execução, em razão da maior produtividade das equipes de escavação, tende a ser menor no caso da seção retangular.

Do exposto, levando em conta principalmente as condições geotécnicas do sítio das estações EBV-5 e EBV-6, a Projetista alterou a concepção e as dimensões do *forebay* de montante, adotando seção do tipo retangular (taludes verticais) em substituição à seção

trapezoidal proposta no projeto básico, considerando que a seção hidráulica encontra-se totalmente escavada em material de 3ª categoria (rocha). Assim, a seção hidráulica do *forebay* de montante passou a ter largura da base de 29,14 m e altura de 4,65 m, conforme demonstrado na Figura nº 3.13, abaixo.

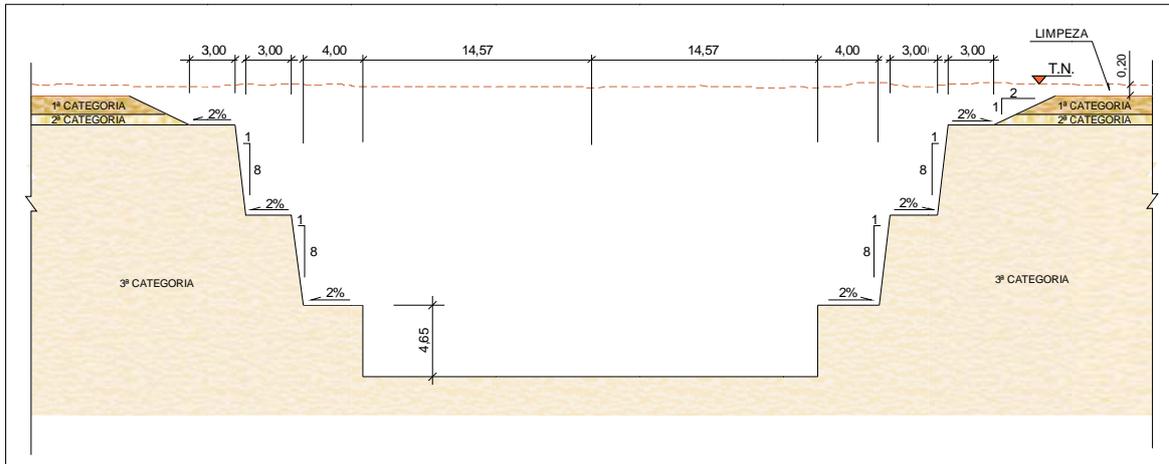


Figura nº 3.13: Seção-Tipo de Terraplenagem do *Forebay* de Montante das Estações EBV-5 e EBV-6

Considerando que no *forebay* de montante a velocidade d'água é praticamente nula, razão pela qual não deverá haver perda de energia, implica que a rugosidade (coeficiente de Manning) das paredes não tem influência no cálculo da seção. Por esse motivo, o fundo da seção retangular do *forebay* de montante não será revestido e as paredes serão revestidas com concreto projetado (apenas para fins de estabilização dos taludes, não por questões de escoamento).

Com relação às dimensões horizontais, o *forebay* de montante possui seção com largura de 29,00 m; ao considerar as espessuras do revestimento das paredes laterais com concreto projetado ($e = 0,07$ m), a seção de escavação resultou em 29,14 m de largura. As bermas, onde estão situadas as estradas de O&M, possuem largura de 4,00 m, tal como as bermas do canal a montante.

Os taludes escavados em material de 1ª e 2ª categorias possuem inclinação 1(V):2(H) e os taludes da escavação obrigatória em material de 3ª categoria têm inclinação 8(V):1(H).

Os taludes de escavação obrigatória de 3ª categoria do *forebay* de montante possuem banquetas de 3,00 m de largura espaçadas a cada 6,00 m de altura do talude de corte. A inclinação de 8(V):1(H) foi adotada em função das características geomecânicas do maciço rochoso (no Projeto Básico os taludes possuem inclinação 2(V):1(H), altura de até 12,00 m e patamares intermediários de 2,00 m de largura).

Cabe ressaltar que a inclinação resultante é praticamente a mesma (1,5V:1,0H para o projeto básico e 1,6V:1,0H para o projeto executivo), conforme é possível observar na Figura nº 3.14, a seguir. A facilidade construtiva é maior nos taludes 8(V):1(H), assim como manutenção e execução dos tratamentos de estabilização.

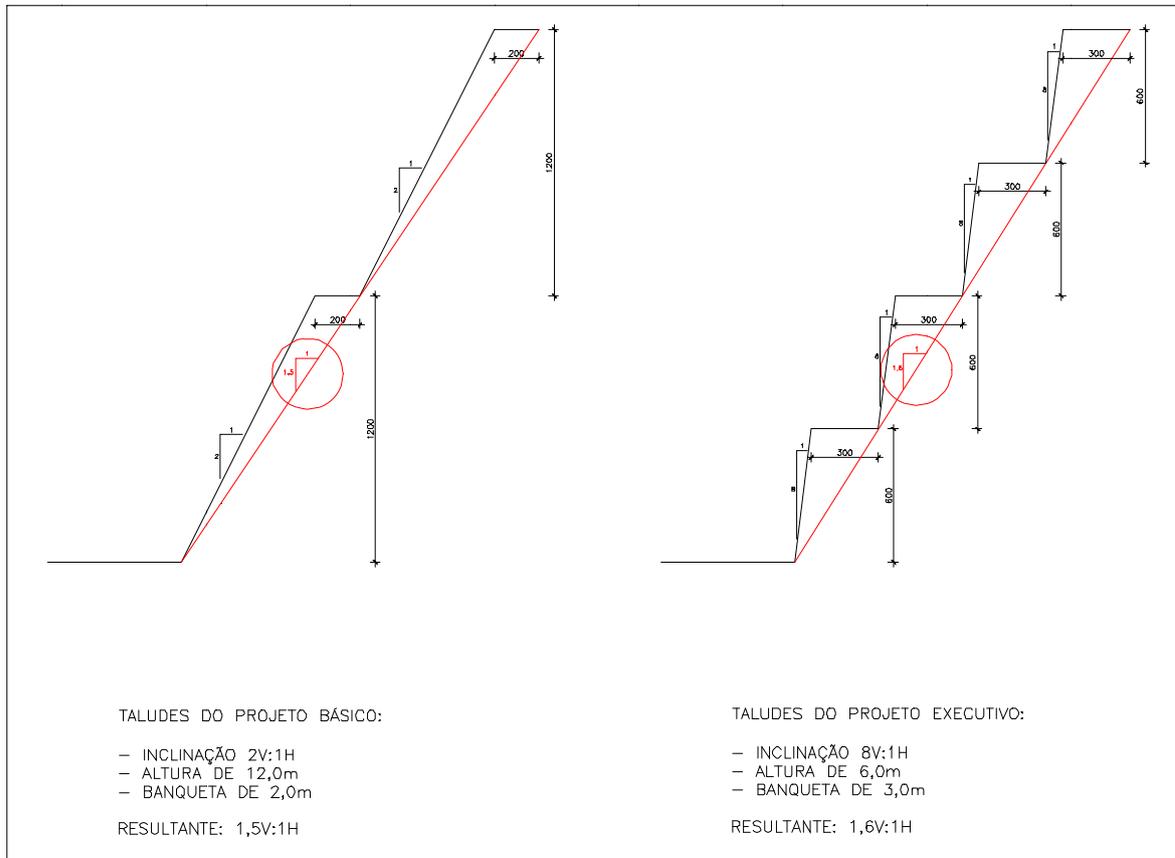


Figura nº 3.14 : Inclinação dos Taludes da Escavação Obrigatória do *Forebay* de Montante das Estações EBV-5 e EBV-6 - Projeto Básico x Projeto Executivo

3.3.3 Prolongamento da Adutora da Estação de Bombeamento EBV-6

Segundo a concepção do projeto básico, o sistema adutor do Eixo Leste intercepta a rodovia estadual PE-275 no trecho onde está localizado o *forebay* de jusante da estação de bombeamento EBV-6. No Estudo de Interferências realizado pela FUNCATE, em 2006 (Soluções de Engenharia para as Interferências da Infraestrutura Existente com o Projeto), a solução proposta incluía a construção de um trecho de desvio da rodovia (denominada de estrada de acesso), deslocando-a para montante, onde se encontra a tubulação de adução, passando sobre a mesma.

A proposta estudada que consolida a configuração atual da estação EBV-6 - adotada no projeto executivo - consistiu em estender a adutora de recalque até ultrapassar o cruzamento com a rodovia PE-275, deslocando-se o *forebay* de jusante para frente, reduzindo, conseqüentemente, o volume de aterro requerido para esta estrutura e também a extensão do segmento de canal 2224.

Portanto, a solução proposta consiste na otimização da solução indicada no Estudo de Interferências, a qual, provavelmente, foi adotada apenas para resolver a intersecção do sistema adutor com a rodovia, sem, contudo, propor uma solução para remover a interferência. Em outras palavras, o Estudo de Interferências não considerou como solução possível a alteração da concepção do sistema adutor - até porque não era escopo do citado estudo - limitando-se apenas a resolver as interferências com a infraestrutura existente.

A Projetista adotou postura distinta, por entender que tinha esta flexibilidade enquanto autora do Projeto Executivo do Lote “D”. No caso da FUNCATE, autora do Estudo de Interferências, o escopo restringia-se em solucionar a interferência sem cogitar a possibilidade de alteração do sistema adutor.

A nota técnica 1240-NTC-2660-00-00-001, intitulada “Estudo Alternativo para a Interferência da Estação EBV-6 com a Rodovia PE-275”, descreve com detalhes a alteração da solução de interferência prevista no Projeto Básico, considerando aspectos técnicos e financeiros. As alterações em relação ao Projeto Básico compreendem: (i) prolongamento da adutora; (ii) eliminação da necessidade de construção de um desvio de 1,25 km da rodovia PE-275 para que esta contorne o *forebay* de jusante; (iii) deslocamento, para frente, do *forebay* de jusante, refletindo na redução do volume de aterro deste *forebay* e na redução da extensão do segmento de canal 2224.

Como foi demonstrado na citada nota técnica, a alternativa de prolongamento da adutora foi a solução mais vantajosa no cotejo técnico-financeiro, em relação à concepção do projeto básico e a solução da interferência proposta no estudo da FUNCATE.

A solução de engenharia prevista no estudo “Soluções de Engenharia para as Interferências da Infraestrutura Existente com o Projeto”, elaborado pela FUNCATE, em outubro/2006, consiste na eliminação do trecho da rodovia estadual PE-275 dentro da poligonal de desapropriação da estação de bombeamento EBV-6 e construção de uma estrada asfaltada com 1,25 km (SEL-V-132), interligando a estrada existente de modo a permitir a continuidade do tráfego, implicando em quatro curvas fechadas, de modo que a rodovia passasse a contornar o *forebay* de jusante, conforme demonstrado na Figura nº 3.11, a seguir. Estas curvas provavelmente seriam objeto de questionamentos por parte do DER/PE, tendo em vista que se trata de uma geometria não condizente com o traçado de uma rodovia pavimentada. Outro aspecto a ser considerado é que o traçado proposto encontra-se muito próximo do sítio de escavação da casa de bombas (altura de escavação superior a 20,0 m), o que exigiria cuidados especiais no tráfego de veículos, especialmente caminhões.

A solução proposta (prolongamento da adutora) mantém a rodovia existente em seu traçado original, sem necessidade de elevação do greide da rodovia para passagem da adutora sob a mesma. Esta solução, além de não alterar o traçado da rodovia, reduz significativamente o volume de aterro do *forebay* de jusante, conforme pode ser visualizado na Figura nº 3.16, adiante. A altura inicial do aterro deste *forebay* é de 29,5 m.

A referida figura mostra a comparação, em perfil, entre a adutora original (projeto básico) e a adutora prolongada, apresentando em destaque a parcela de aterro que deixará de ser construída com o prolongamento da adutora. Naturalmente que esta solução representa um aumento na extensão da adutora, passando de 175,0 m para 462,0 m (aumento de 287,0 m).

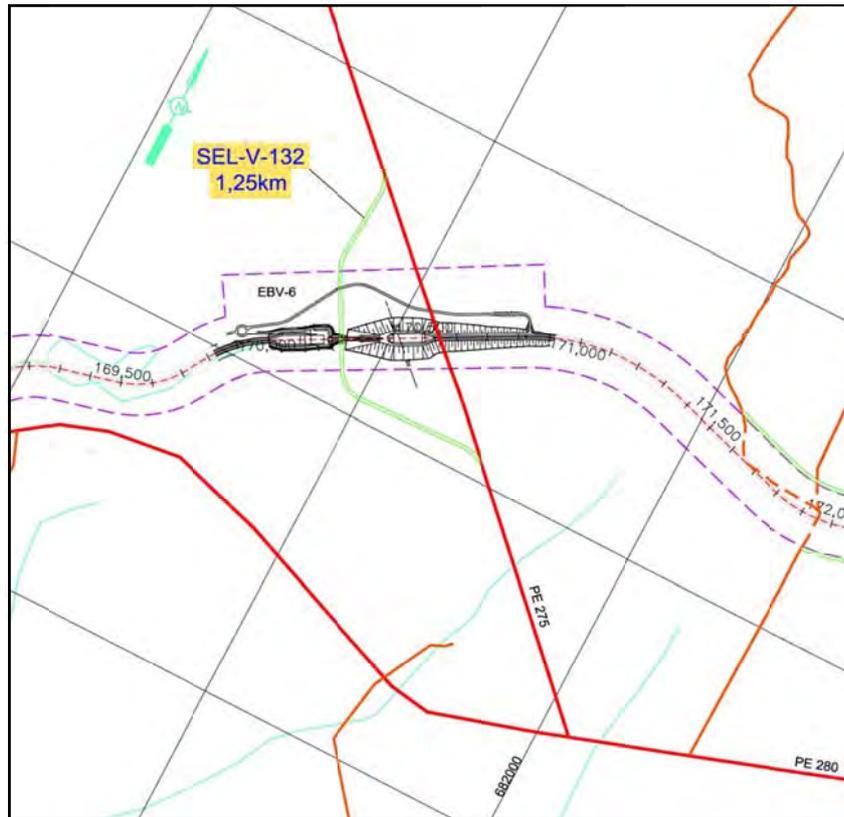


Figura nº 3.15 Solução do Estudo de Interferências do Cruzamento do Sistema Adutor com a Rodovia Estadual PE-275

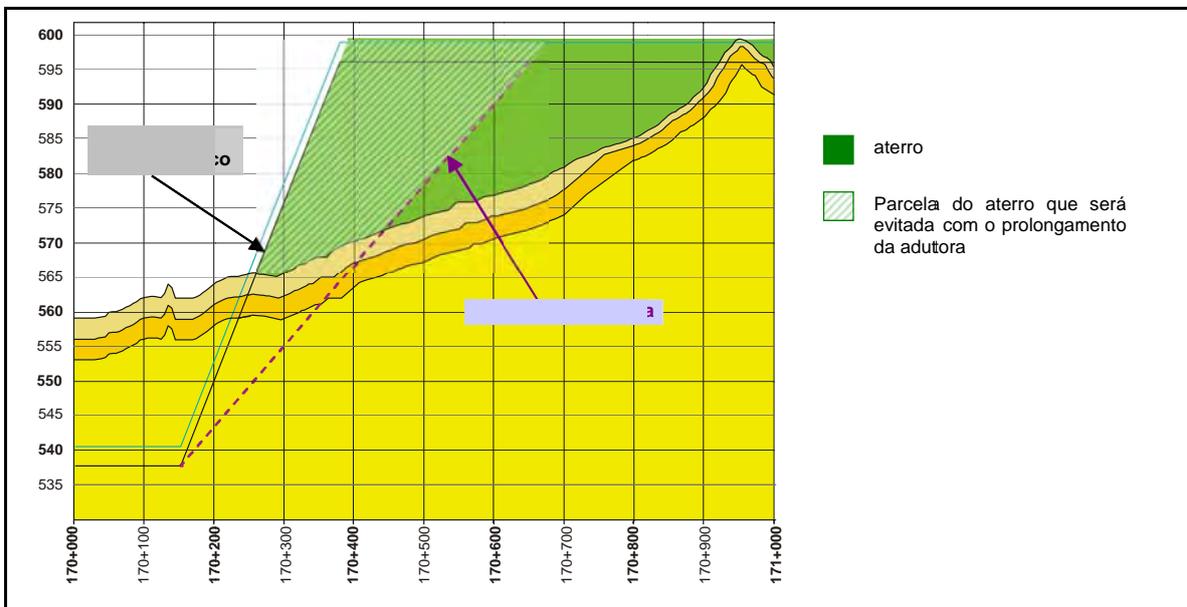


Figura nº 3.16: Perfil do Local da Adutora da Estação de Bombeamento EBV-6

Já a Figura nº 3.17, a seguir, apresenta um comparativo gráfico (em planta) entre as alternativas contempladas na nota técnica 1240-NTC-2660-00-00-001.

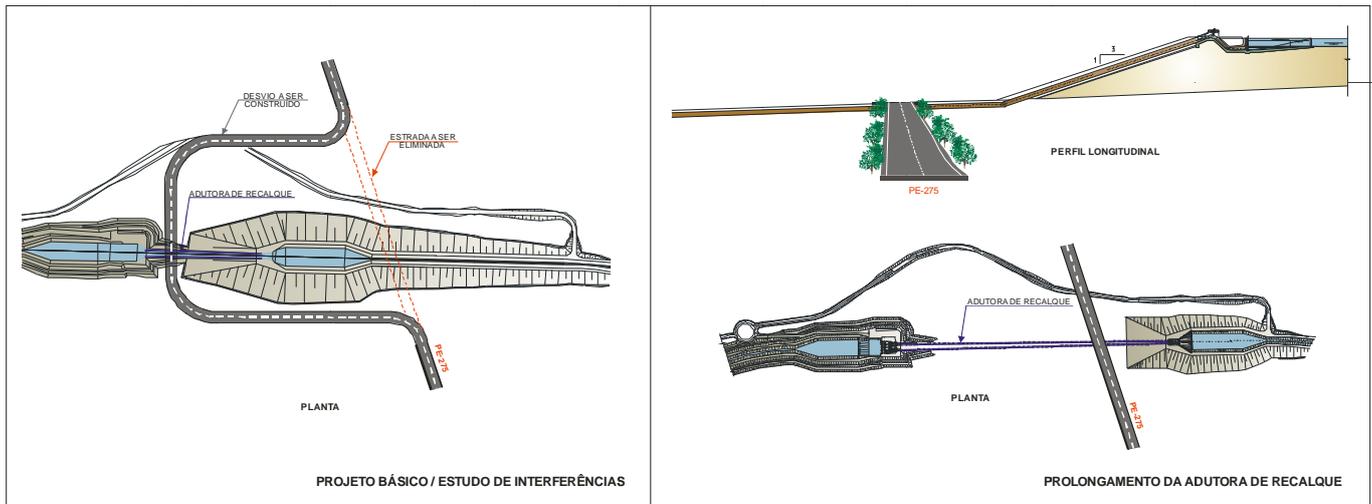


Figura nº 3.17 Comparativo Gráfico entre as Alternativas Consideradas

Em termos hidráulicos, a solução proposta de prolongamento da adutora não acarreta alterações, como ficou comprovado na simulação do comportamento hidrodinâmico do canal (ver documento 1240-MMO-2201-70-09-001: Memória de Cálculo Hidráulico do Sistema Adutor do Lote D).

3.3.4 Diâmetro e Espessura das Adutoras de Recalque

A Projetista verificou que as espessuras das tubulações de recalque, segundo o projeto básico, apresentavam valores elevados, que poderiam ser reduzidos. Para tanto, procedeu à revisão da espessura e do diâmetro em função das características do escoamento, de modo a atender aos critérios hidráulicos de escoamento e de pressões da tubulação.

A alteração do diâmetro está relacionada com quesitos hidráulicos do sistema de adução: a Projetista detectou que as perdas de carga consideradas no projeto básico encontravam-se subestimadas devido à alteração nas características das bombas informadas pelos fornecedores, o que demandou o aumento do diâmetro da tubulação adutora.

Quanto à seção das adutoras de recalque, foram alterados o diâmetro (para maior, passando de 1.800 mm para 2.200 mm) e a espessura (para menor, passando de 20,6 mm para 12,7 mm) da tubulação prevista no projeto básico, tanto para a estação EBV-5 quanto para a estação EBV-6.

Calculando-se as perdas em função das características do projeto básico (DN1800), a altura manométrica total (AMT) resultou menor (déficit de 0,84 m) do que a especificada pelo fabricante da bomba, requerendo, portanto, que as perdas de carga fossem reduzidas. Esta questão foi resolvida com o aumento do diâmetro da adutora para 2.200 mm, o que reduziu a perda de carga, resultando em AMT compatível com a da curva da bomba já adquirida pelo MI.

No caso da estação EBV-6, a alteração do diâmetro da adutora também tem relação com o prolongamento da adutora, uma vez que, para manter a perda de carga aumentando o comprimento, o diâmetro da tubulação teve de ser aumentado. Verificou-se que a adoção da tubulação DN2200 em substituição à DN1800 compensa a perda de carga gerada pelo

prolongamento da adutora, conforme demonstrado a seguir.

Cálculo da perda de carga

Situação 1: Adutora do Projeto Básico (D = 1829 mm e L = 175 m)

Situação 2: Adutora do Projeto Executivo (D = 2235 mm e L = 462 m)

Perda de carga unitária (J): $J = \frac{10,641 \times Q^{1,85}}{C^{1,85} \times D^{4,87}}$ (Fórmula de Hazen-Williams)

Onde:

J = perda de carga unitária (m/m);

Q = vazão do conduto (9 m³/s);

C = coeficiente de perda de carga (C = 130 para tubo em aço soldado);

D = diâmetro do conduto (1,80 m para Projeto Básico e 2,20 m para Projeto Executivo).

$$J_{PB} = \frac{10,641 \times 9^{1,85}}{130^{1,85} \times 1,80^{4,87}} = 0,004349 \text{ m/m}$$

$$J_{PE} = \frac{10,641 \times 9^{1,85}}{130^{1,85} \times 2,20^{4,87}} = 0,001637 \text{ m/m}$$

Perda de carga adicional na adutora (dois condutos): $P = 2 \times (J \times L)$

Projeto Básico: $P_{PB} = 2 \times (0,004349 \times 175) = 1,52 \text{ m}$

Projeto Executivo: $P_{PE} = 2 \times (0,001637 \times 462) = 1,51 \text{ m}$

Mesmo com diâmetro maior, a adutora com diâmetro de 2.200 mm adotada para o Projeto Executivo resultou em peso de aço menor (portanto, custo unitário menor), já que a tubulação do Projeto Básico estava com a espessura sobredimensionada. Assim, o preço unitário (por metro de comprimento) da tubulação de DN2200 resultou inferior que a tubulação de DN1800 prevista no projeto básico.

3.4 TÚNEL MONTEIRO

A principal alteração ocorreu na extensão e no traçado do túnel Monteiro, uma vez que passou de 6.519 m (situação original) para 3.100 m nesta fase de detalhamento, incluindo o emboque e desemboque. No que diz respeito ao traçado, houve um deslocamento do eixo de 18°07'34", a partir do emboque, à esquerda do traçado original e em direção ao riacho Mulungu, conforme pode ser observado na Figura nº 3.18, constante na página seguinte.

A redução na extensão do túnel alterou as cotas de fundo e os níveis d'água das estruturas (segmento de canal 2227 e adutora Monteiro) localizadas a jusante do túnel, reduzindo os volumes de escavação (e, conseqüentemente, de bota fora), uma vez que todas as obras compreendidas entre o túnel e o local de deságue (riacho Mulungu) do Eixo Leste encontram-se bem abaixo do terreno natural. Considerando que houve uma redução da ordem de 3.440 m na extensão do túnel, cuja declividade é de 0,0004 m/m, houve uma elevação de 1,38 m no fundo e no nível d'água do início do segmento de canal 2227.

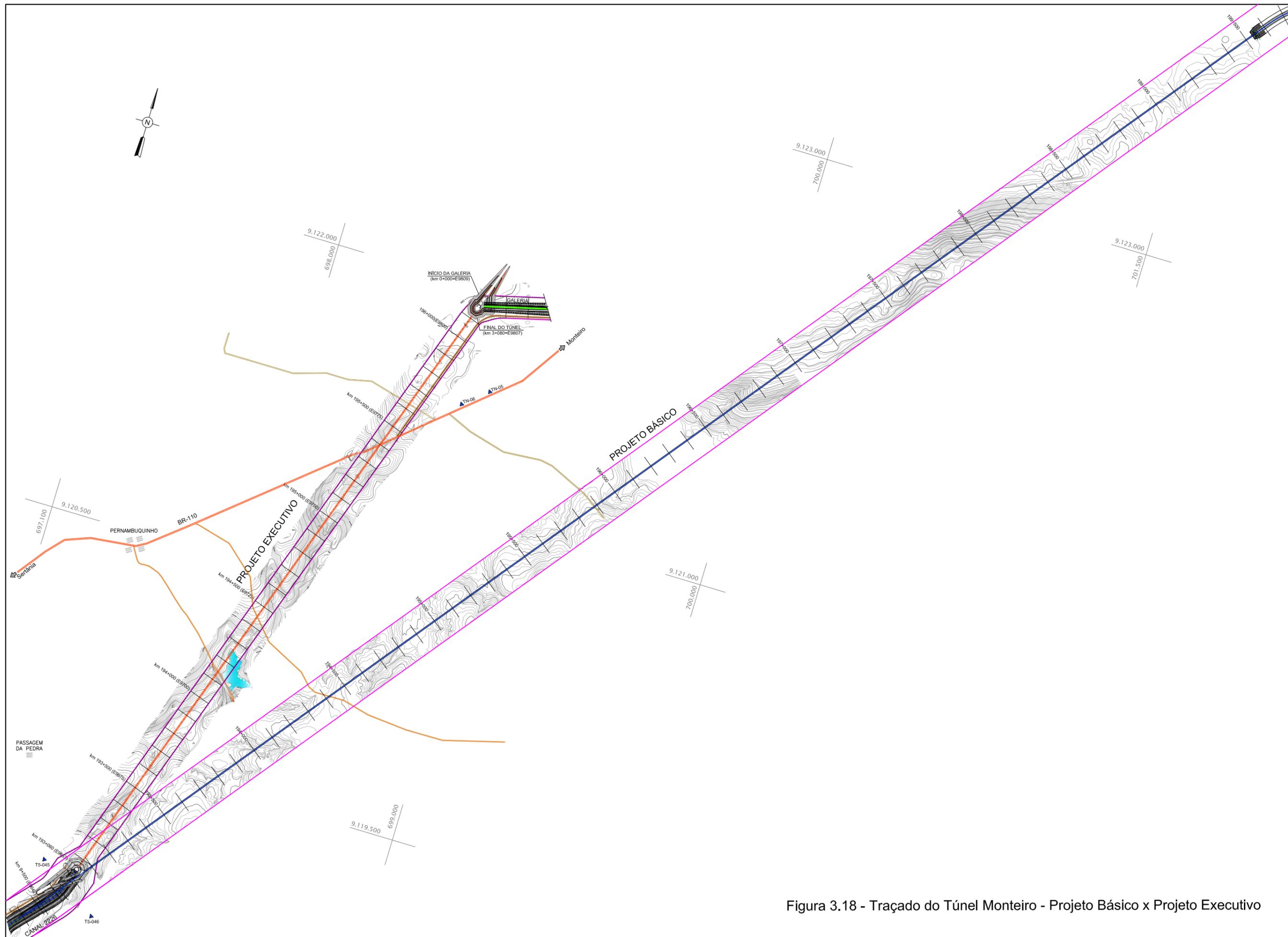


Figura 3.18 - Traçado do Túnel Monteiro - Projeto Básico x Projeto Executivo

A obra é constituída por aberturas de emboque e desemboque, localizadas em cada extremidade do túnel de 3.080 m de comprimento e seções de 5,80 m de largura x 5,80 m de altura (área de escavação = 30,03 m²) ou de 5,60 m de largura x 5,60 m de altura (área de escavação = 28,00 m²).

A cada 300 m foi prevista seção alargada com 11,60 m de largura por 6,55 m de altura (área de escavação = 67,32 m²) ou com 11,20 m de largura por 6,55 m de altura (área de escavação = 64,14 m²), constituindo-se em áreas de manobra dos caminhões e demais equipamentos utilizados na escavação e remoção do material.

As áreas de manobra, num total de nove (km 0+290 a km 0+310, km 0+590 a km 0+610, km 0+890 a km 0+910, km 1+190 a km 1+210, km 1+490 a km 1+510, km 1+790 a km 1+810, km 2+090 a km 2+110, km 2+390 a km 2+410 e km 2+730 a km 2+750) possuem extensão de 20,0 m, com transição de 10,0 m a montante e jusante.

O método de escavação predominante na obra é NATM (New Austrian Tunneling Method) que está baseado na aplicação de quatro operações básicas; a saber:

- ✓ Perfuração;
- ✓ Desmonte com explosivos (detonação);
- ✓ Limpeza e remoção do entulho;
- ✓ Tratamento ou estabilização do maciço numa combinação de perfuração, uso de tirantes associados ou não a tela (ou fibra de aço) e concreto projetado em espessuras variáveis conforme o tipo de maciço.

O maciço onde será escavado o túnel é composto de rochas migmatito-graníticas e biotita-gnaisses com diversos graus de competência geomecânica, alteração e estruturas que condicionam a sua condição para escavação desde difícil (pela má qualidade da rocha) até boa, principalmente no migmatito-granítico. Duas classificações da qualidade do maciço foram utilizadas no projeto: RMR (Rock Mass Rate) de Bieniawski e Q Index de Barton, ambos de larga aceitação no campo da engenharia de túneis.

A elevação média do túnel é de 600,0 m em relação ao nível do mar. A cobertura média de capeamento rochoso e material de alteração e solo, medida por sobre o teto do túnel, é da ordem de 20,0 m no emboque, passando por trechos de 30,0 m a 40,0 m entre o km 1+000 e km 2+500, e em torno de 20,0 m na altura do km 3+000 (com espessura de rocha < 5,0 m). No desemboque a altura de rocha é da ordem de 10,0 m a 15,0 m.

Duas frentes serão escavadas; uma a partir do km 0+000 (emboque) e outra em sentido inverso, a partir do km 3+080, utilizando acessos específicos ou as escavações dos canais adutores (final do canal 2226 e início da galeria do segmento de canal 2227). A inclinação média do túnel é de 0,004%, no sentido crescente do estaqueamento.

O projeto prevê a escavação dos acessos aos túneis através de terraplenagem convencional com escavação, laminação com trator de esteiras e transporte com caminhão em bancadas com alturas variáveis conforme as características do material, sendo 6,00 m de altura típica

e taludes 1(H):2(V) no material de 3ª categoria, e 2(H):1(V) nos materiais de 1ª e 2ª categoria, associadas a bermas de 3,00 m de largura com drenagem na própria berma.

3.5 ADUTORA MONTEIRO

A principal alteração ocorrida nesta fase de detalhamento refere-se ao material empregado na execução da adutora Monteiro e a extensão total da obra.

Na concepção original (projeto Básico) a adutora possui extensão de 11.985 m, sendo constituída de tubos de PVC tipo “Rib Loc”, no diâmetro nominal de 2,80 m, confinados numa estrutura de concreto armado enterrada.

No projeto executivo a adutora possui extensão de 4.000 m (incluindo os 35 m da estrutura de controle localizada a montante da adutora), sendo constituída por uma galeria de concreto armado pré-moldada (módulos de 1,0 m), com dimensões internas de 4,0 m x 4,0 m, dotada de poços de inspeção nos pontos de inflexão.

A Figura nº 3.19, constante na página seguinte, apresenta o traçado da adutora na situação original e atual, onde se observa as alterações efetuadas no traçado e na extensão.

A redução para um terço da extensão do projeto original deve-se ao fato de que as águas serão lançadas no riacho Mulungu, próximo a ponte na rodovia BR-110, nas adjacências da cidade de Monteiro, e não mais no açude Poções, conforme previsto no projeto básico.

Desta forma, as águas conduzidas pelo sistema adutor do Eixo Leste, após cruzar o perímetro urbano de Monteiro através de uma galeria de concreto armado, seguirá pelo riacho Mulungu até alcançar o açude Poções. Esta situação permitiu reduzir em aproximadamente 8,0 km a extensão da adutora e do sistema adutor.

O traçado da adutora foi otimizado, promovendo-se pequenos ajustes e deslocamentos do eixo do sistema adutor, principalmente no trecho que passa pelas adjacências da cidade de Monteiro, desviando, sempre que possível, de benfeitorias existentes e mantendo uma distância adequada do leito do riacho Mulungu.

A otimização do traçado ocorreu em duas etapas distintas: primeiramente no escritório, quando o eixo do projeto básico foi sobreposto em imagens de satélite mais recentes, onde constatou-se que determinados trechos da adutora encontravam-se muito próximos ou sobre o leito do riacho.

A segunda etapa ocorreu durante a execução dos levantamentos topográficos, quando o traçado foi ajustado em determinados pontos devido a interferências com benfeitorias e/ou outras estruturas importantes, ou seja, ao localizar o eixo da adutora a equipe de topografia procurou, sempre que possível e onde as condições permitissem, cruzar em áreas não ocupadas e/ou com menor número de interferências.

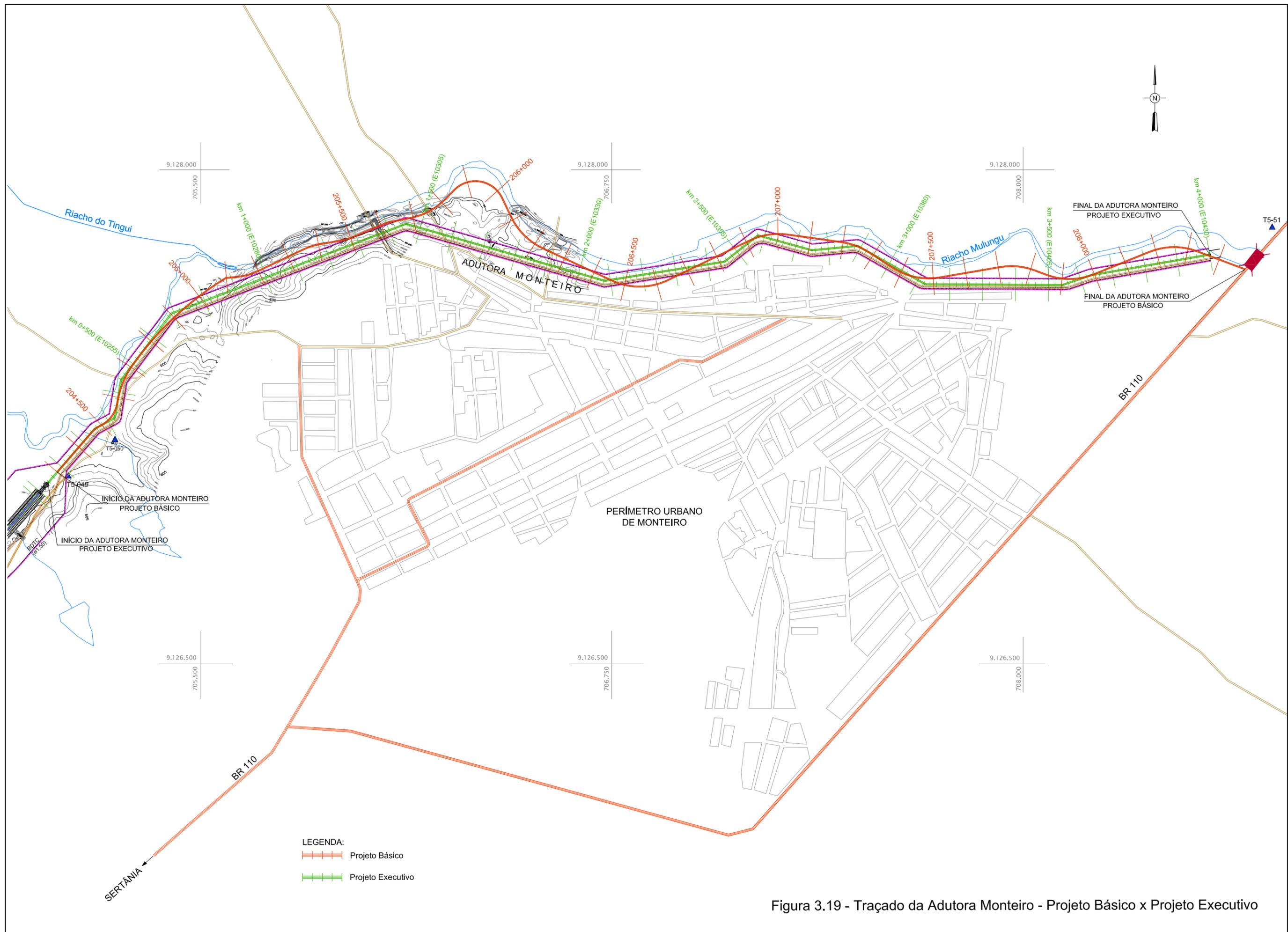


Figura 3.19 - Traçado da Adutora Monteiro - Projeto Básico x Projeto Executivo

Mais recentemente, em 20/12/2012, a Projetista recebeu e-mail da CGPA/DPE/SIH/MI solicitando verificação quanto à viabilidade de alteração no layout do segmento de canal 2227, em seu trecho final (últimos 900 m antes da estrutura de controle da adutora Monteiro), e na faixa de desapropriação da adutora, em perímetro urbano com cerca de 300 m de extensão, conforme transcrição abaixo:

“... ao acompanhar em campo os serviços de cadastro fundiário contratado pelo MI (visando a desapropriação da Alternativa 5 do Novo Traçado do Túnel Monteiro), identificamos que na área urbana de Monteiro, muitas casas teriam que ser desapropriadas, sendo algumas casas grandes no início da galeria, um loteamento em construção, e outra fileira de casas já no final da galeria. Em uma tentativa de minimizar estes impactos, esboçamos duas propostas de ajustes na faixa de domínio para que seja verificada a sua viabilidade”.

Após análise, a Projetista informou ao MI que não há óbices técnicos ou financeiros significativos à incorporação dessas alterações, conforme as propostas encaminhadas à referida mensagem, a saber:

- ✓ Substituição do trecho final do segmento de canal 2227 por galeria em concreto (adutora), numa extensão aproximada de 900 m, a partir da estaca 10225, utilizando o traçado do projeto básico (já desapropriado);
- ✓ Reduzir a faixa de desapropriação da adutora Monteiro em 5,00 m, no seu lado direito, no trecho entre as estacas 10382 e 10397, com 300 m de extensão, evitando-se novas desapropriações de benfeitorias existentes no local.

Em 25 de janeiro de 2013, através do ofício nº 199/DPE/SIH/MI, o Ministério da Integração Nacional informa que aprovou a alteração do layout no trecho final do canal 2227 proposta pela Coordenação Geral de Programas Ambientais, recomendando que as adequações necessárias ao trecho em questão sejam incorporadas ao projeto executivo em andamento.

Assim, a adutora Monteiro, que na Alternativa 5 possui extensão de 3.200 m, passou a ter extensão total de 4.000 m, reduzindo-se a extensão do canal 2227 na mesma proporção.

Outra alteração efetuada na fase de detalhamento refere-se a declividade da adutora, estabelecida em 0,00025 m/m, em função do relevo da área e da cota (589,00 m) do leito do riacho Mulungu onde se encontra a estrutura de saída da adutora. Foi estabelecida uma declividade que permita o mínimo de escavação e que a obra fique toda enterrada. Entretanto, no trecho final da adutora, entre o km 2+260 a km 4+000, houve a necessidade de cobrir parte da galeria, aproveitando-se os materiais (especialmente de 2ª categoria) provenientes das escavações da vala de assentamento da adutora.

Nesta fase de detalhamento, a cota de fundo no início da adutora é de 589,91 m (fundo da vala na elevação 589,51 m), enquanto no final, a montante da estrutura de saída, é de 588,91 m (fundo da vala na elevação 588,51 m), ou seja, muito próximo da cota do leito do riacho no local de deságue da adutora.

Ao longo da adutora existem 13 pontos de inflexão (curvas). Nestes locais foram previstos poços de visita, moldados *in loco*, para inspeção da adutora. Esta situação de projeto

permitiu que todos os módulos pré-moldados fossem tipificados, retos, com extensão padrão de 1,0 m, uma vez que as curvas na adutora foram absorvidas pelos poços de visita.

Os poços de visita estão localizados no km 0+263, no km 0+322, no km 0+437, no km 0+692, no km 1+454, no km 2+082, no km 2+451, no km 2+580, no km 2+750, no km 2+889, no km 3+12+6, no km 3+452 e no km 3+632.

No trecho inicial da adutora, entre o km 0+000 ao km 1+500, foram previstos chaminés de acesso aos poços da visita, uma vez que a adutora encontra-se enterrada a maiores profundidades. Assim, nos poços de visita PV-01 a PV-05 foram previstos chaminés de acesso aos poços, também em concreto pré-moldado, com alturas entre 3,0 m e 6,0 m, conforme demonstrado na Figura nº 3.20, abaixo.

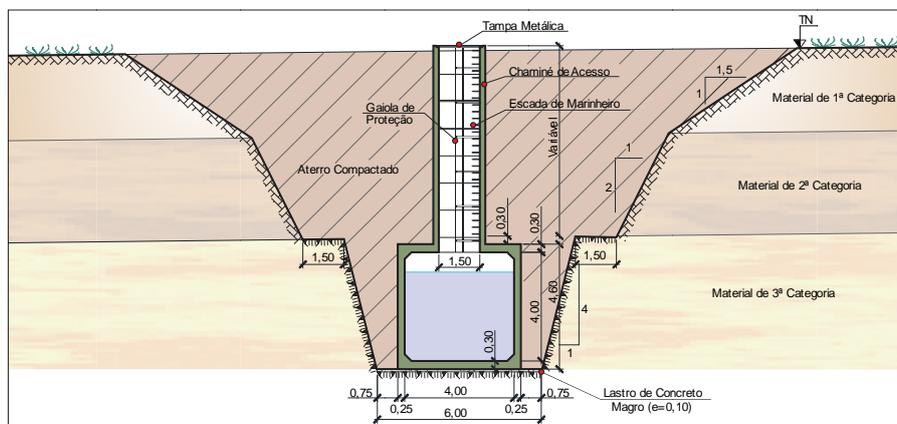


Figura nº 3.20: Seção Transversal de Poço de Visita da Adutora Monteiro

Em atendimento a Norma NR-18 do Ministério do Trabalho e Emprego, nas escadas fixas, tipo marinheiro, com 6,00 m ou mais de altura, devem ser providas de gaiola protetora. Assim, dos 13 poços previstos na adutora Monteiro, apenas no poço PV-02 (km 0+322) foi previsto gaiola protetora.

A estrutura de saída da adutora também teve a sua concepção alterada, prevendo-se uma estrutura bem mais singela do que a prevista no projeto básico. Nesta fase de detalhamento a obra possui comprimento de 24,70 m, dividida em duas partes: uma peça de transição da galeria com extensão de 13,70 m, largura interna de 4,00 m (saída da adutora) a 10,00 m, e altura de 5,73 m; e uma peça final quadrada, com 10,00 m de lado, onde se encontra o perfil vertente, onde ocorre o deságue no riacho Mulungu, conforme demonstrado na Figura nº 3.21, a seguir.

Portanto, a estrutura de saída consiste em uma peça em concreto estrutural dotada de um perfil vertente que controlará o nível de água de saída, impedindo o refluxo de águas do riacho Mulungu em situações extremas. Essa estrutura é responsável pela transição entre a geometria da seção da adutora e a do perfil vertente, com largura de 10,00 m.

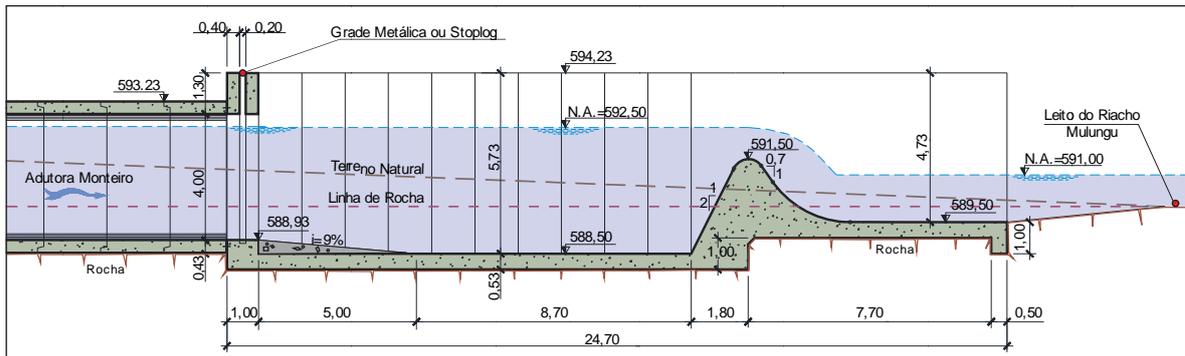


Figura nº 3.21: Corte Longitudinal da Estrutura de Saída da Adutora

Na parte de montante (início da transição) da estrutura de saída foram previstas ranhuras nas paredes laterais, possibilitando a inserção de grade metálica ou stoplog's, caso necessário, em situações extremas de elevação do nível d'água do riacho, evitando-se que materiais, entulhos, galhos e outros objetos sejam lançados para dentro da adutora através do riacho.

3.6 AQUEDUTOS, PONTES E PASSARELAS

Na sequência são descritas as adequações e alterações efetuadas pela Projetista em relação às concepções previstas no projeto básico dos aquedutos, das pontes e das passarelas.

3.6.1 Aquedutos

Ao iniciar os trabalhos de detalhamento das obras do Lote "D" a Projetista recebeu da Gerenciadora diversas diretrizes, especialmente as contidas nos "Critérios de Projeto", com indicações que deveriam ser incorporadas na elaboração do projeto executivo dos aquedutos. Nos referidos critérios de projeto consta que os afastamentos dos pilares deveriam ser de 25,0 m e não mais os 30,0 m como indicado no projeto básico, e que as infraestruturas deveriam ser em forma de sapatas assentes em rocha e não mais em tubulões, uma vez que estes não haviam sido relacionados nas planilhas de quantidades contratadas com as Construtoras.

Com a pretendida adoção de pré-moldados (pois era premissa manter o projeto básico, que foi assim concebido), deveriam ser consideradas as restrições operacionais locais para transporte, içamento e lançamento, limitando o peso das peças em 50 toneladas. Entretanto, as vigas dimensionadas no projeto executivo, considerando os critérios de projeto estrutural definidos pela Gerenciadora, resultaram em 80 toneladas, dificultando a execução com peças pré-moldadas e demandando uma concepção com a superestrutura moldada *in loco*.

Em função de algumas condicionantes verificadas na concepção do projeto básico, a Projetista estudou diversos projetos alternativos, tendo sido selecionada, por fim, concepção similar à do projeto básico, com a superestrutura moldada no local (no projeto básico previa-se a execução em pré-moldado). Essas alterações estão descritas na nota técnica 1240-NTC-2301-20-04-005: Projeto Estrutural dos Aquedutos Branco e Barreiros com Superestrutura Moldada *in Loco*.

O fato da Projetista ter elaborado, inicialmente, projeto em função da metodologia pré-moldada é consequência de orientação da Gerenciadora, com vistas à padronização das estruturas no **PISF**. O Ministério de Integração Nacional, por sua vez, permitiu que fosse adotada a metodologia executiva de moldagem *in loco*, já que restou comprovado ser esta financeiramente mais vantajosa do que a superestrutura pré-moldada.

Sabe-se que o projeto básico previa a execução de peças pré-moldadas, com seu lançamento realizado por guindastes, cujas referidas peças apresentavam dimensões que levariam a um peso aproximado de 47,6 toneladas. Acontece que, com o detalhamento do projeto básico, a configuração das peças inicialmente projetadas sofreu significativas modificações, levando a maiores dimensões e peso, chegando à ordem de 80 toneladas.

A concepção estrutural com a metodologia moldada *in loco* permite uma menor densidade de armadura porque: (i) não há necessidade de compatibilizar os concretos com idades diferentes; ou seja: a utilização de pré-moldado requer um controle de fissuração tal que resulta em uma densidade de armadura maior em virtude dos concretos terem idades diferentes; (ii) no projeto “moldado *in loco*” é esperada uma redução da taxa de armadura devido ao fato de que a seção resistente para suportar as cargas permanentes considera toda a altura da seção U. Ao contrário da solução proposta pelo projeto básico, onde as cargas permanentes são suportadas pelas vigas perfil "L" pré-moldadas, de menor seção resistente.

Houve, ainda, uma alteração em relação ao projeto básico decorrente da atualização da norma de projeto de estruturas de concreto (NBR6118), que resultou no seguinte: no projeto básico foi adotado concreto $f_{ck} = 25$ MPa e no projeto executivo foi adotado $f_{ck} = 25$ MPa para meso e infraestrutura (pilares e sapatas) e $f_{ck} = 35$ MPa para a superestrutura (célula de adução).

3.6.2 Pontes

Basicamente, as alterações de projeto relativas às pontes estão relacionadas às locações dessas obras de arte, especialmente das pontes em estradas vicinais. Partindo-se das travessias propostas no Estudo de Interferências da FUNCATE (outubro/2006), algumas pontes foram acrescidas e outras foram relocadas, em função da evolução determinada pelo detalhamento do projeto do sistema viário e também em decorrência de demandas sócio-ambientais verificadas.

Nesta fase de detalhamento do projeto não foram efetuadas alterações da seção transversal das pontes, mantendo-se os critérios e parâmetros estabelecidos no projeto básico. Exceção apenas para as adequações de projeto decorrentes de atualizações de normas, especialmente as normas de projeto de estruturas de concreto.

Também foram feitas as adaptações às orientações da Gerenciadora consolidadas em documentos de padronizações e atas de reunião.

3.6.3 Passarelas

As adequações e alterações de projeto relativas às passarelas estão relacionadas às locações dessas obras de travessia e à concepção das rampas de acesso.

Partindo-se da localização das travessias de pedestres propostas no Estudo de Interferências da FUNCATE (outubro/2006), algumas foram acrescidas e outras foram relocadas, em função da evolução determinada pelo detalhamento do projeto do sistema adutor e também em decorrência de demandas sócio-ambientais verificadas.

O Quadro nº 3.5, a seguir, informa quais das passarelas previstas no projeto executivo foram concebidas no projeto básico. A passarela com WBS 2574, situada no km 2+980 do canal 2224, foi eliminada e substituída pela galeria de passagem no km 2+380.

Quadro nº 3.5: Alterações na Localização das Passarelas do Lote “D” Efetuadas no Projeto Executivo

Obra/Estrutura	Localização no Projeto Executivo		WBS	Lote de Obra	Prevista no Projeto Básico
	Canal (km+m)	Estaca			
Passarela	Canal 2218 (km 11+940)	E6567	2570	11	NÃO
Passarela	Canal 2218 (km 15+410)	E6740+10	2571	11	NÃO
Passarela	Canal 2218 (km 21+400)	E7040	2564	11	SIM
Passarela	Canal 2218 (km 24+690)	E7204+10	2565	11	SIM
Passarela	Canal 2220 (km 1+100)	E7616	2572	11	NÃO
Passarela	Canal 2220 (km 3+820)	E7752	2573	11	NÃO
Passarela	Canal 2225 (km 1+940)	E8978	2575	12	NÃO
Passarela	Canal 2225 (km 4+320)	E9097	2576	12	NÃO
Passarela	Canal 2226 (km 4+360)	E9385	2566	12	SIM
Passarela	Canal 2226 (km 5+640)	E9449	2577	12	NÃO

As passarelas concebidas no projeto executivo são estruturas tipificadas, em forma de “U”, apoiadas sobre as bermas do canal adutor, constituídas por uma laje moldada *in loco*, com extensão de 18,73 m e largura de 1,40 m, e duas vigas pré-moldadas, em forma de “L”, com extensão de 15,33 m e altura de 1,50 m. A laje, que se apoia nas vigas, compreende a base (piso) da passarela, enquanto que as vigas servem de guarda corpo. A largura livre da passarela é de 2,00 m.

A seção da passarela continua a mesma, porém houve mudanças no comprimento (passou de 16,14 m para 19,73 m), nos blocos de apoio e nos acessos, pois no projeto básico a passarela estava apoiada sobre as bermas, com acesso direto, uma vez que a base da passarela se encontra na mesma elevação das bermas.

Nesta fase de detalhamento o acesso a passarela, que está 0,90 m acima da berma do canal, se dá através de duas rampas, uma em cada lado. A rampa é constituída por uma laje moldada no local, com extensão de 11,16 m e largura de 1,40 m (igual a passarela), e duas vigas pré-moldadas, com a mesma extensão da laje e altura de 1,50 m. A declividade adotada na rampa é de 8,33%, atendendo a norma da ABNT NBR 9050 - Acessibilidade a Edificações, Mobiliário, Espaços e Equipamentos Urbanos.

Com vistas a facilitar o acesso à passarela das pessoas que não possuem deficiência em se locomover, no lado oposto a rampa foi prevista uma escada com cinco degraus para acessar a passarela.

Outra alteração efetuada refere-se à concepção das vigas pré-moldadas, tanto da passarela como das rampas, que são apoiadas sobre sapatas pré-moldadas nas dimensões de 3,40 m x

3,60 m. O início da rampa é apoiado em sapatas pré-moldadas nas dimensões de 1,40 m x 3,40 m. Foram previstos aparelhos de neoprene nas sapatas para apoio das lajes e vigas.

De maneira a permitir uma visualização das alterações efetuadas no projeto das passarelas, a Figura nº 3.22, constante na página seguinte, apresenta a seção transversal da passarela para pedestres concebida no projeto básico e a seção transversal da passarela detalhada nesta fase dos estudos.

Da análise da figura constata-se que foram eliminadas as porteiras, em ambos os lados da passarela, que obstruíam o trânsito pelas estradas de operação e manutenção localizadas lateralmente (nas bermas) aos canais.

É importante ressaltar que as alterações efetuadas nas passarelas para pedestres seguem as recomendações e orientações da Gerenciadora, de tal forma que possa ser mantida a padronização com as passarelas previstas no Eixo Norte do **PISF**.

3.7 OBRAS COMPLEMENTARES

Neste item são descritas as alterações efetuadas pela Projetista em relação às concepções previstas no projeto básico para as obras complementares, ou seja, as estruturas de controle, as tomadas d'água de uso difuso nos segmentos de canais e a galeria de passagem.

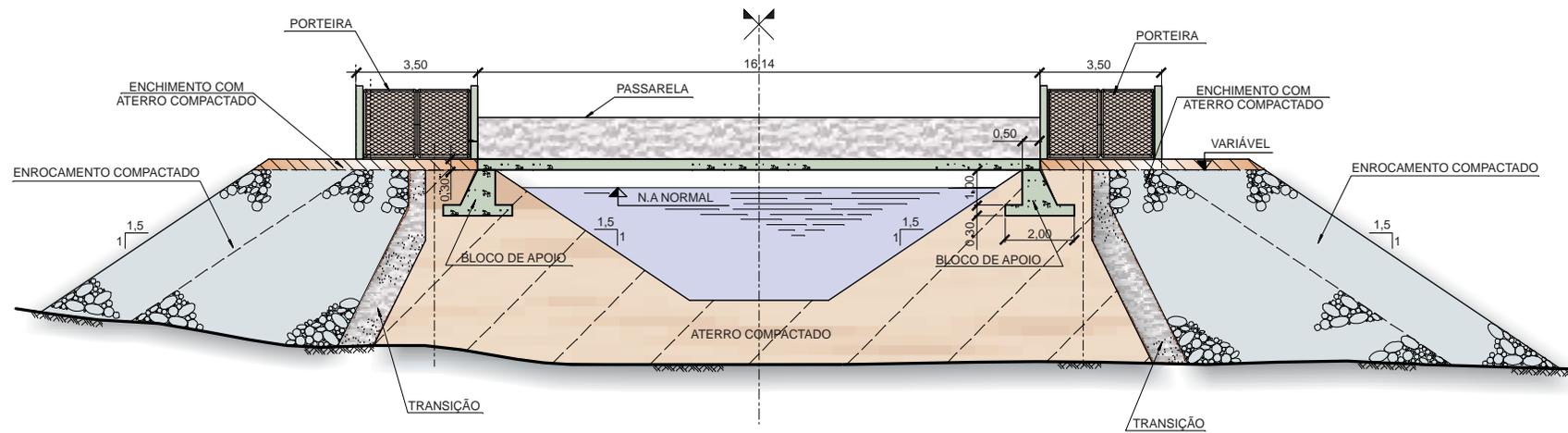
3.7.1 Estruturas de Controle

A estrutura de controle do reservatório Copiti passou a integrar o Lote "D" de projeto e o Lote 10 de obras, considerando sua interface com esses lotes: trata-se de uma obra que constitui justamente a tomada d'água do segmento de canal 2218. No edital de contratação das obras (Edital nº 02/07) esta estrutura integrava o escopo do Lote 10 e, no edital de contratação dos projetos executivos, a estrutura de controle do reservatório Copiti não constava em nenhum dos lotes. Não obstante, a projetista do Lote "D" assumiu a tarefa de detalhar esta estrutura.

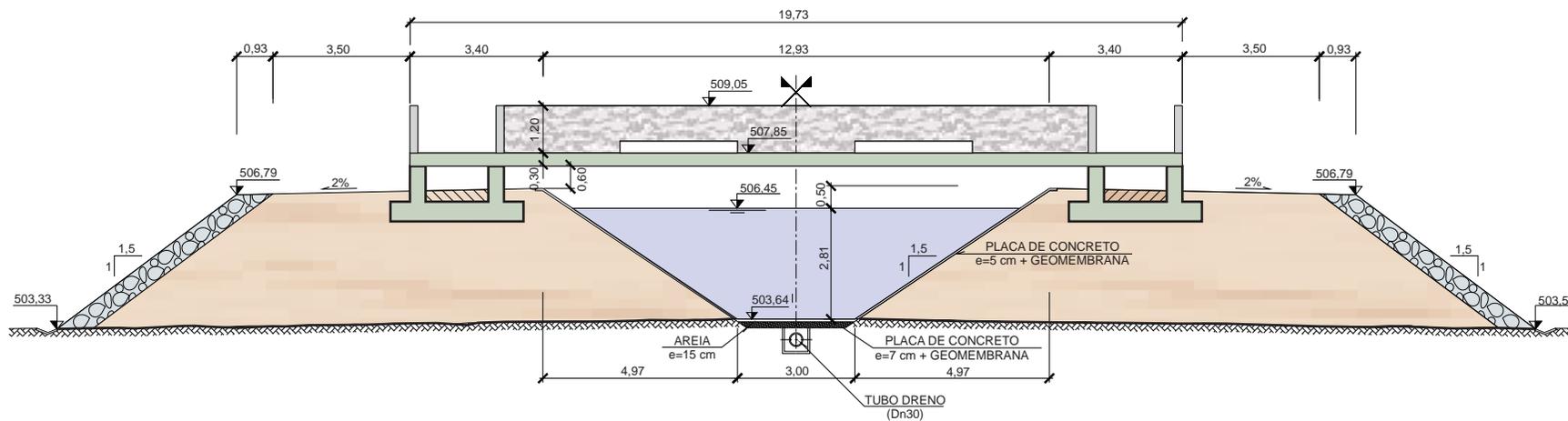
Durante o estudo de consolidação do projeto básico a Projetista verificou a possibilidade de otimizar a estrutura de captação no reservatório Copiti (início do Lote "D"), propondo alterações no trecho inicial do segmento de canal 2218, modificando o local de captação no reservatório Copiti para outra extremidade (braço) do reservatório (mantendo-se, obviamente, as elevações necessárias).

Esta alteração de projeto implicou na redução de 312,0 m na extensão do segmento de canal 2218, na relocação da estrutura de controle, além da eliminação de uma obra de travessia de drenagem (overchute) prevista no km 119+370 (E5968+10), uma vez que as águas de drenagem passaram a escoar diretamente para o reservatório Copiti.

Importa ressaltar que a alteração proposta não implicou em novas desapropriações, pois o traçado proposto (que foi aprovado pela Gerenciadora, detalhado pela Projetista e implantado pela Construtora) fica na área de desapropriação do reservatório Copiti, conforme é possível visualizar na Figura nº 3.1, apresentada no item 3.1 deste documento.



PROJETO BÁSICO



PROJETO EXECUTIVO

**Figura 3.22 - Seção Transversal da Passarela para Pedestres
Projeto Básico x Projeto Executivo**

Cabe ressaltar que foi mantida a concepção da estrutura de controle do reservatório Copiti prevista no projeto básico, sendo que as alterações efetuadas foram decorrentes da otimização do traçado do sistema adutor do Eixo Leste, através da relocação da estrutura, com mudanças apenas no projeto de terraplenagem, uma vez que o relevo do terreno é diferente.

Essa alteração de posição da estrutura também acarretou em pequenos ajustes no traçado e na extensão do canal de aproximação, responsável pela condução de água do reservatório até a caixa de entrada da estrutura de controle posicionada a montante do canal 2218.

Para as estruturas de controle dos reservatórios Barreiro e Campos houve pequenas alterações na extensão e no posicionamento do canal de aproximação em função do levantamento topográfico, dos níveis d'água estabelecidos na modelagem hidráulica e do projeto das barragens. Porém, isso não representa alterações de projeto, pois são pequenos ajustes que se fazem necessário em função do nível de detalhamento do projeto de engenharia.

O reservatório Barro Branco e a estrutura de controle aí prevista (localizada na continuação do Eixo Leste) somente foi criado quando da elaboração do projeto básico do Trecho VII (Ramal do Agreste), que por sua vez é posterior ao projeto básico do Trecho V (Eixo Leste).

A estrutura de controle do reservatório Barro Branco foi concebida com equipamentos hidromecânicos (comportas ensecadeira e comportas segmento) com dimensões distintas das demais estruturas de controle com vazão de 18,0 m³/s do Eixo Leste (a saber: estruturas de controle dos reservatórios Copiti, Barreiro e Campos), concebidas no projeto básico do Trecho V.

Com o intuito de padronizar os equipamentos hidromecânicos, nesta etapa de detalhamento a estrutura de controle do reservatório Barro Branco foi alterada, tendo sido adotadas as mesmas dimensões das comportas segmento das demais estruturas do Eixo Leste. Para a obra civil foi mantida a concepção e as dimensões estabelecidas no projeto básico.

3.7.2 Tomada d'Água de Uso Difuso no Canal

No item 5.3 - Revisões a serem Consideradas no Projeto Executivo, do documento "Critérios e Diretrizes para a Elaboração do Projeto Executivo", de agosto de 2005, elaborado pela Gerenciadora, consta: "As tomadas de água para uso difuso constantes do Projeto Básico não deverão ser executadas exatamente como previstas no Projeto Básico; o **MI** definirá os locais a serem beneficiados com este tipo de abastecimento, bem como o(s) partido(s) a ser(em) adotados para o abastecimento".

Portanto, nesta fase de detalhamento do projeto houve alterações significativas na concepção das tomadas d'água de uso difuso no canal, tendo em conta que no projeto básico a captação d'água se dá através de bombas verticais submersas em câmaras de bombeamento situadas lateralmente aos taludes do canal, enquanto que no projeto executivo a captação se dá através de uma bomba centrífuga horizontal acoplada sobre uma balsa flutuante localizada no eixo do canal adutor.

O projeto básico não definiu onde as tomadas d'água de uso difuso no canal estão localizadas, apenas adotou como critério que a cada 10,0 km de canal adutor seriam implantadas três tomadas com vazões de 0,10 m³/s, 0,20 m³/s e 0,50 m³/s. Também estabelece que metade das tomadas d'água de uso difuso localiza-se em canais em situação de aterro e metade em situação de corte.

Na concepção original as estruturas da tomada d'água em situação de corte são formadas, basicamente, por uma tomada retangular com grade, nas dimensões de 2,0 m x 2,5 m, uma galeria de acesso com as mesmas dimensões da tomada e câmaras de bombeamento, sendo que o número de câmaras foi definido em função da vazão a ser bombeada.

Na concepção do projeto básico as estruturas de tomada d'água em situação de grandes aterros são mais simples, uma vez que não possuem a galeria de acesso às câmaras, além de dispensarem o conjunto motobomba, tendo em conta que a água é aduzida gravitariamente até as estações de tratamento de água, para posterior distribuição para as residências das comunidades e povoados.

O detalhamento das tomadas d'água de uso difuso no canal foi desenvolvido seguindo-se as orientações previstas no documento 1375-REL-3500-00-00-043-R02: Programa de Implantação da Infraestrutura de Abastecimento de Água ao Longo dos Canais - Programa Ambiental 15, que contém:

- ✓ A localização das tomadas (21 unidades no Lote D de projeto);
- ✓ As comunidades que serão beneficiadas;
- ✓ A vazão a ser aduzida em cada tomada d'água de uso difuso;
- ✓ A potência requerida nos conjuntos motobomba para que a água alcance as redes de distribuição e os pontos de consumo.

Coube à Projetista o detalhamento das obras civis e dos equipamentos eletromecânicos das tomadas d'água de uso difuso no canal, tendo em conta que a nova concepção foi fornecida pela Gerenciadora, de modo a padronizar estas estruturas em todos os Lotes (A, B, C e D) de projeto. Portanto, as alterações efetuadas pela Projetista atendem as orientações e os critérios estabelecidos pela Gerenciadora/MI.

3.7.3 Galeria de Passagem

A galeria de passagem projetada no km 2+380 (E8660) do segmento de canal 2224 é fruto de uma alteração de projeto requerida pela comunidade local, que solicitou a alteração de localização da galeria/travessia prevista no km 2+980 (E8690) para o km 2+380 (E8660).

O Estudo de Interferências, elaborado pela FUNCATE, previa a construção de um túnel rodoviário no mesmo local (km 2+380 ou estaca E8660 do segmento de canal 2224), de modo a permitir a continuidade do tráfego na região. A solução de túnel ao invés de ponte decorre do fato que neste trecho o canal se encontra em aterro elevado (cerca de 16,0 m).

Como o objetivo da travessia é permitir o acesso das famílias às áreas de produção agrícola e o transporte de pequenas produções até as suas residências e/ou ao mercado local, a

Projetista entendeu que a galeria de concreto armado nas dimensões de 3,0 m x 3,0 m atenderia plenamente as necessidades da comunidade local, uma vez que permitirá que pessoas, animais, carroças e veículos leves cruzem sob o canal.

A citada galeria recebeu o WBS 2420 por eliminar a travessia subterrânea (túnel rodoviário) com mesmo WBS.

3.8 SISTEMA VIÁRIO

O projeto básico aborda, de forma muito sucinta, as interferências do sistema adutor do Eixo Leste com a malha viária regional, estando descritas nos capítulos 6, 7 e 8 do Relatório 14 - Canteiros e Sistema Viário.

No capítulo 7 - Avaliação da Infraestrutura Viária Existente, apenas descreve a malha viária pavimentada da região que cruza pelo sistema adutor e relaciona as cidades nos estados de Pernambuco e da Paraíba que são atendidas pelas respectivas rodovias. No capítulo 8 - Pontos de Interferência, apenas indica a estaca do sistema adutor que cruzará pelas rodovias pavimentadas, onde foi prevista uma obra de arte especial (ponte).

Portanto, os estudos existentes sobre o sistema viário são escassos e insuficientes, requerendo complementações significativas no que diz respeito ao traçado das estradas, projeto geométrico e detalhamento, razão pela qual não foi possível efetuar adequações e alterações, uma vez que o projeto do sistema viário praticamente foi concebido nesta fase de detalhamento.

Estudo mais detalhado da malha viária local e regional foi elaborado pela FUNCATE, em outubro de 2006, denominado “Soluções de Engenharia para as Interferências da Infraestrutura Existente com o Projeto, nos Trechos I, II, IIc e V”. O estudo foi realizado de forma a atender uma das condicionantes da Licença Prévia, que consistem em acrescentar, ao Projeto Básico Ambiental (PBA), detalhes do Programa de Relocação das Infraestruturas a serem Afetadas pela Implantação do Empreendimento.

O estudo foi desenvolvido a partir da identificação em campo de todas as interferências da infraestrutura existente (estradas, rede de energia, cabos telefônicos, entre outros) com o sistema adutor. O diagnóstico e o cadastramento de todas as interferências permitiram complementar, aprofundar e atualizar as informações contidas no projeto básico e, sobretudo, identificar novas interferências não apontadas naquele nível de estudo.

Os trabalhos de campo possibilitaram a realização de entendimentos e negociações com as comunidades afetadas pelo Empreendimento, bem como com os órgãos públicos responsáveis por obras e serviços, tais como rodovias, estradas municipais e vicinais, concessionárias de serviços de transmissão e distribuição de energia, telecomunicações, abastecimento de água, esgotamento sanitário, entre outros.

Com relação ao sistema viário, o “Programa de Relocação das Infraestruturas” tem por objetivo assegurar a continuidade do tráfego de veículos nas rodovias federais, estaduais, municipais e particulares (vicinais), afetadas pela implantação do Empreendimento; recompor o sistema de estradas de serviços de particulares e de caminhos, garantindo a continuidade da circulação; assegurar o trânsito de pedestres e assegurar a circulação de

animais.

Desta forma, o projeto executivo do sistema viário foi elaborado tendo por base as informações contidas no Estudo de Interferências, cujas adequações e alterações efetuadas são apresentadas na sequência.

3.8.1 Alterações de Traçado da Malha Viária

Conforme já comentado no item 2.1.12, o projeto executivo do sistema viário contempla estradas de serviço, estradas de acesso, estradas de operação e manutenção, estradas vicinais de acesso às pontes, desvios de rodovias pavimentadas e reconstrução de trechos de rodovias pavimentadas.

As estradas de serviço foram projetadas lateralmente ao sistema adutor. No projeto básico estas estradas foram previstas próximas ao limite da faixa de domínio de 200 m (limite de desapropriação), enquanto que nesta fase de detalhamento a mesma foi posicionada próxima ao offset do sistema adutor, de maneira a facilitar o tráfego das equipes de serviço e o acesso às estruturas/obras e as obras de arte especiais (pontes).

As estradas de acesso foram concebidas no Estudo de Interferências com o objetivo de dar continuidade aos caminhos e estradas vicinais nos cruzamentos com o canal, com os aquedutos e com os reservatórios.

Não houve mudanças de traçado, apenas supressão das estradas de acesso que cruzam por sob os aquedutos, a estrada de acesso a jusante do dique Moxotó e a estrada de acesso (que é uma variante da rodovia estadual PE-275) que cruza por sobre a adutora de recalque da estação de bombeamento EBV-6.

As estradas de acesso sob os aquedutos foram suprimidas tendo em conta que foram posicionadas na saia dos aterros de encontro dos aquedutos, estando sujeitas a inundações periódicas na estação chuvosa, ou seja, exigiriam manutenções/recuperações frequentes após cada período chuvoso, ou mesmo durante o período chuvoso.

A estrada de acesso a jusante do dique Moxotó foi suprimida uma vez que o traçado da mesma interfere com o riacho Moxotó, ou seja, cruza pelo riacho em alguns pontos, ficando submersa em determinados períodos do ano. Foi mantida a estrada de acesso que contorna o reservatório Moxotó e interliga estradas vicinais existentes.

A estrada de acesso que corresponde a uma variante de um trecho da rodovia PE-275 foi eliminada porque no projeto executivo da estação de bombeamento EBV-6 a adutora de recalque foi prolongada e o forebay de jusante foi posicionado após a rodovia. Portanto, não será necessário executar a variante da rodovia, tendo em conta que ela passará sobre a adutora de recalque da estação EBV-6.

As estradas de operação e manutenção localizam-se nas bermas dos canais adutores. Consequentemente, não houve alterações de traçado, apenas a criação de desvios nos locais de cruzamentos com obras de artes especiais, cuja altura livre entre as bermas e as longarinas das pontes é de, no mínimo, 1,50 m.

O traçado de algumas estradas vicinais de acesso às pontes foi ajustado em função do reposicionamento de determinadas obras de arte especiais, de maneira a permitir a concordância das estradas vicinais existentes com o posicionamento ortogonal da ponte ao eixo do canal.

Os estudos existentes não contemplaram projeto de desvio das rodovias pavimentadas e nem a reconstrução dos trechos das rodovias pavimentadas interceptados pelo sistema adutor. Portanto, o traçado dos desvios e da reconstrução de trechos destas rodovias pavimentadas (BR-232, PE-280 e PE-265) foi concebido nesta fase de detalhamento.

3.8.2 Alterações da Seção Transversal

Nesta fase de detalhamento do projeto não foram efetuadas alterações da seção transversal das estradas, mantendo-se os critérios e parâmetros estabelecidos no projeto básico.

Para as estradas de serviço, estradas de acesso e estradas vicinais foram previstos greide tipo “colante”, de maneira a acompanhar o relevo local e efetuar basicamente uma limpeza da área, com pequenos acertos no greide através da compactação do solo local ou por meio de pequenos aterros e cortes. A seção transversal dessas estradas possui 6,50 m de largura, sendo 6,00 m a largura da plataforma de tráfego, com folga de 0,25 m em cada lado da estrada. Para revestimento da plataforma de tráfego foi prevista uma camada de saprolito com 0,15 m de espessura. A declividade da pista de rolamento é de 3% do eixo para o bordo nas estradas de acesso e vicinais e 3% de bordo a bordo, no sentido contrário ao canal adutor, nas estradas de serviço.

A seção transversal das estradas de operação e manutenção possui 3,50 m de largura. Para revestimento da plataforma de tráfego foi prevista uma camada de saprolito ou bica corrida (quando assentado em material de 3ª categoria) com 0,12 m de espessura. A declividade da pista de rolamento é de 2% da borda do canal em direção ao talude.

A seção transversal dos desvios e da reconstrução de trechos de rodovias pavimentadas atende aos padrões e normas do DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte, e do DER/PE - Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de Pernambuco.

A seção transversal dos desvios das rodovias pavimentadas possui 11,00 m de largura, sendo duas pistas com 3,50 m de largura, dois acostamentos com 1,00 m de largura e folga de 1,00 m em cada lado da rodovia. A declividade da pista de rolamento é de 2% do eixo para o bordo.

A seção transversal dos trechos de reconstrução das rodovias BR-232, PE-280, PE-275 e PE-265 (ex-BR-110) possui 14,20 m de largura, sendo duas pistas com 3,60 m de largura, dois acostamentos com 2,50 m de largura e folga de 1,00 m em cada lado da rodovia. A declividade da pista de rolamento é de 2% do eixo para o bordo.

3.9 SISTEMA DE DRENAGEM

O sistema de drenagem superficial, concebido no projeto básico, foi desenvolvido (lançado) sobre cartas de restituição aerofotogramétricas na escala 1:2.000, com curvas de

nível espaçadas a cada metro, numa faixa de 500 m ao longo do eixo do canal adutor do Eixo Leste.

Nesta fase de detalhamento foram efetuados levantamentos topográficos ao longo do sistema adutor, sendo executadas seções transversais a cada 20,0 m, numa largura de 50,0 m para cada lado do eixo do sistema adutor. Portanto, foram obtidas informações mais precisas da altimetria do terreno por onde se desenvolve o sistema de drenagem externa.

Com dados mais detalhados e precisos da situação do terreno por onde se desenvolve o sistema adutor do Eixo Leste, foi possível otimizar o traçado do sistema de drenagem, definindo, com maior precisão, os pontos de travessia (bueiros e overchutes) do sistema adutor e os locais por onde se desenvolvem os canais de drenagem.

Assim, as adequações e alterações efetuadas, demonstradas na sequência, são decorrentes do nível de detalhamento das informações de campo existentes, bem como dos elementos (especificamente o projeto geométrico) do detalhamento do projeto dos canais adutores e do sistema viário (estradas de serviço).

3.9.1 Canais de Drenagem

Os canais de drenagem, de uma maneira geral, sofreram pequenas adequações e alterações na extensão e no posicionamento, em decorrência dos levantamentos topográficos e do projeto geométrico dos canais adutores, ou seja, com base nas informações de campo e das linhas do offset dos canais, foi possível definir o posicionamento, o início e o ponto de deságue de cada canal de drenagem (que ocorre nas alas de bueiros e overchutes ou em talvegues naturais).

Alterações significativas ocorreram apenas em dois trechos do sistema adutor, especificamente nos segmentos de canal 2218 e 2223, decorrentes de mudanças no traçado do eixo do canal adutor com vistas a preservar dois reservatórios existentes na região, sendo um deles de uma Associação de Produtores da Cooperativa Moxotó (canal 2223). De acordo com a concepção do projeto original, o eixo do canal adutor cruza pelos reservatórios, sendo que para a implantação das obras os mesmos deveriam ser destruídos e eliminados, razão pela qual a Projetista alterou o traçado dos canais de maneira a preservar os reservatórios.

A variante do segmento de canal 2218, que ocorre entre as estacas E6843 e E6895+5,19 do sistema adutor do Eixo Leste, numa extensão de 1.045,19 m, consistiu no deslocamento para a direita do eixo do canal em aproximadamente 215 m, de tal forma que o canal fique imediatamente a jusante do dique do reservatório existente, evitando a destruição do mesmo.

Esta alteração do traçado do canal implicou no reposicionamento dos drenos DL1834, DL1835 e DL1836, inclusive dos pontos de deságue, uma vez que no projeto básico os drenos DL1834 e DL1835 deságuam a montante de um bueiro, enquanto que nesta fase de detalhamento deságuam no reservatório existente. Os dois bueiros BTCC (3,0x3,0) foram reposicionados com o objetivo de receber as águas do extravasor da barragem existente.

A variante do segmento de canal 2223, que ocorre entre as estacas E8448 e E8499+7 (final

do canal e início do *forebay* de montante da estação EBV-6) do sistema adutor do Eixo Leste, numa extensão de 1.087 m, consistiu no deslocamento para a esquerda do eixo do canal, de modo a desviar da área do reservatório existente e evitar a sua destruição.

Esta mudança no traçado de grande parte do canal 2223 (do km 0+580 ao km 1+667) acarretou em alterações significativas no sistema de drenagem externa, pois na situação original o eixo do sistema adutor encontra-se na linha do talvegue natural, recebendo águas pluviais em ambos os lados, razão pela qual foram projetados canais de drenagem nas duas margens do canal para captar e conduzir as águas que escoam do sítio da estação de bombeamento EBV-6 e das bacias hidrográficas até o reservatório Barreiro.

O deslocamento de parte do canal 2223 para a esquerda, com vistas a desviar do reservatório, resultou na eliminação de alguns drenos na margem direita, uma vez que parte das águas escoam para o reservatório existente, e na relocação dos drenos localizados à esquerda do canal que, nesta fase de detalhamento, se encontra em meia encosta (no Projeto Básico o canal se encontra dentro do talvegue natural). A extensão total de drenos foi reduzida de 3,28 km para 2,57 km

A variante do segmento de canal 2223 intercepta as bacias de drenagem que atualmente abastecem o reservatório da Cooperativa Moxotó. Para permitir que as águas pluviais continuem abastecendo o reservatório, foi projetado um overchute (OSCC 1,5X1,0) na estaca E8492+10, de maneira a permitir que as águas possam transpor o sistema adutor e alcançar o reservatório.

Assim, com as modificações propostas no canal 2223 e no sistema de drenagem, as águas que escoam a partir da margem direita do sítio da estação de bombeamento EBV-6 foram direcionadas para o reservatório existente, sendo que na concepção original são conduzidas pelos canais de drenagem para o reservatório Barreiro.

3.9.2 Obras de Travessia

A principal alteração de projeto relacionada às obras de travessia de drenagem refere-se à eliminação do bueiro sifonado. Isto foi possível porque alguns canais de restituição previstos a jusante de determinados bueiros extrapolaram a faixa de desapropriação estabelecida no projeto básico, que é de 200 m (100 m para cada lado do eixo do sistema adutor). Portanto, nos casos em que foi necessário escavar para assentar o corpo do bueiro, manteve-se a linha de fundo do bueiro, com declividade (geralmente 1%) suficiente para escoamento das águas, até alcançar a linha natural do terreno, através de um canal de restituição, que, em alguns casos, foi necessário desapropriar áreas adicionais para implantação das referidas obras.

3.9.2.1. Bueiros Tubulares de Concreto

Em razão da exclusão de obras específicas para passagem da fauna - conforme previsto inicialmente no projeto básico - a dimensão adotada para os bueiros tubulares de concreto foi de 1,50 m de diâmetro, de maneira a permitir a travessia de fauna. Consequentemente, todos os bueiros tubulares foram projetados com este diâmetro, diferenciando apenas no número de condutos (simples, duplo ou triplo).

No projeto básico, no trecho correspondente ao Lote “D”, foram previstos bueiros tubulares com diâmetro de 1,00 m e 1,20 m.

Na definição dos padrões dos bueiros tubulares foram adotados os modelos e as recomendações do DNIT, pertinentes a esses tipos de obra. Portanto, a utilização de bueiros tubulares ficou restrita a altura de aterro do projeto geométrico dos canais, limitando-se a 8,00 m de altura acima da geratriz superior do tubo.

3.9.2.2. *Bueiros Celulares de Concreto*

Os bueiros celulares previstos no projeto básico apresentam diferentes tamanhos e formatos, em função das vazões de dimensionamento hidráulico. Predominam bueiros com seção retangular, nas dimensões de 1,00x1,50; 2,50x2,00; 1,50x2,00; 2,00x1,50 e 3,00x2,50.

Nesta fase de detalhamento, os padrões dos bueiros celulares adotados correspondem aos modelos e as recomendações do DNIT, pertinentes a esses tipos de obras, sendo observados cuidados especiais para maior segurança, melhor desempenho e facilidades construtivas para as obras a serem implantadas.

As dimensões internas dos padrões pré-estabelecidos, para uso específico neste Projeto Executivo, foram hidráulicamente dimensionadas e fixadas em medidas inteiras, de modo compatível com a faixa das vazões a serem escoadas. As eventuais travessias com vazão superior ao limite dessa faixa foram dimensionadas caso a caso.

As dimensões internas dos bueiros celulares, de acordo com os modelos adotados pelo DNIT, ficaram restritos a células quadradas de 1,50 m, 2,00 m, 2,50 m e 3,00 m de aresta, variando unicamente o número de linhas de condutos, limitados a três linhas paralelas.

Cabe ressaltar que no projeto básico também foram concebidos bueiros celulares com células quadradas com 1,50 m, 2,00 m e 3,00 m de lado, além das células retangulares.

3.9.2.3. *Overchutes*

O projeto básico (PB) previu 13 overchutes no trecho do Eixo Leste correspondente ao Lote “D”, para os quais foram concebidas estruturas que possibilitavam a circulação pelas estradas de operação e manutenção localizadas nas bermas dos canais, mediante uma altura livre de 4,00 m sob o infradorso dos overchutes.

A partir da definição final da geometria do canal adutor, estabelecida nesta fase de projeto executivo (PE), houve a necessidade de projetar 28 overchutes, sendo que 18 destes se encontram assentados sobre a berma dos canais adutores, diferentemente da concepção do PB.

Diante destas condições, verifica-se que a maioria dos overchutes não apresentam condições de implantação nas diretrizes estabelecidas no PB, uma vez que a concepção original não contempla as estradas de O&M, que estão situadas nas bermas do canal, sob os overchutes.

Conseqüentemente, ainda que fosse mantida a concepção do PB, dos overchutes previstos nesta fase dos estudos apenas 10 poderiam ser adaptados para a solução original, sendo que os outros 18 overchutes teriam que ser reprojatados a fim de permitir a passagem da estrada de O&M sob os overchutes.

Estas condições determinantes levaram a Projetista a desenvolver soluções alternativas para as obras de travessia aérea, de modo que as estradas de O&M possam cruzar sobre (e não sob) os overchutes. Tal circunstância obrigou a previsão de elevação do greide das estradas de O&M acima da berma do canal, determinando a concepção de estruturas com baixas alturas e com capacidades de suportar tráfego de veículos nas laterais do canal adutor.

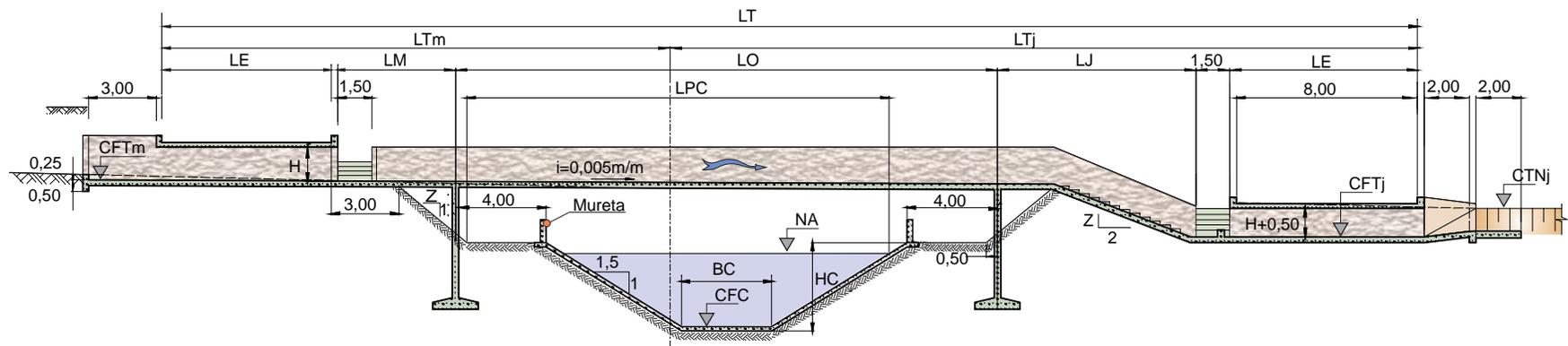
As obras concebidas têm extensões da ordem de 22,00 m, correspondente à largura total da boca da seção do canal (13,14 m), mais as bermas laterais (8,86 m). Estas condições implicaram em que 40% da extensão total da estrutura deveria ser coberta e com capacidade para suportar tráfego de veículos.

Considerando, ainda, a concepção original, em que os overchutes devem possibilitar o fluxo de pedestres sobre o canal adutor, ou seja, deverá servir de passarela, a Projetista adotou o fechamento superior da totalidade do overchute permitindo, assim, o tráfego de veículos pela estrada de O&M sobre o overchute (transversalmente ao mesmo) e o tráfego de pessoas e animais na parte superior do overchute (sentido longitudinal).

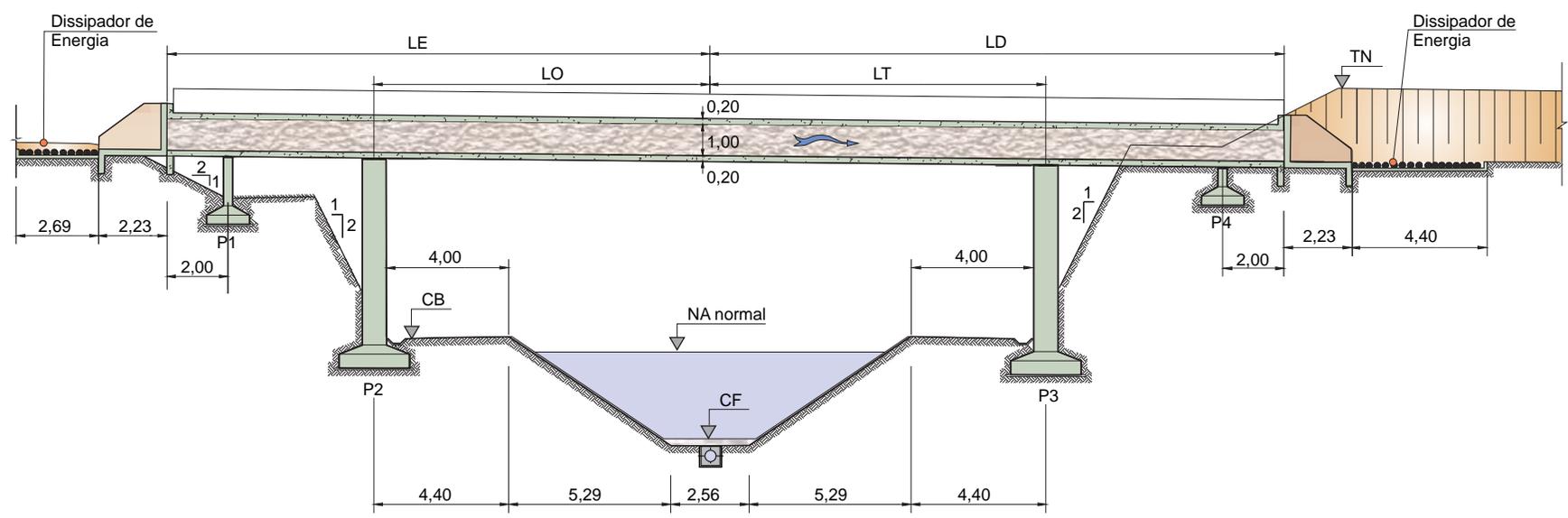
Com esta conformação geométrica, a nova concepção mostrou-se vantajosa em relação à concepção original nos seguintes aspectos:

- ✓ Seção estrutural transversal do overchute em forma de célula fechada com maior rigidez e eficiência estrutural;
- ✓ Redução da elevação do greide das estradas de O&M, possibilitando a diminuição nas extensões das rampas de acesso ao overchute;
- ✓ Redução das estruturas auxiliares para contenção dos aterros de acesso às estradas de O&M, junto às bordas do canal adutor;
- ✓ Possibilidade de apoiar o overchute diretamente nas bermas, onde estão localizadas as estradas de O&M, eliminando ou reduzindo os pilares, reduzindo, conseqüentemente, a extensão da travessia;
- ✓ Transposição perene com passagem a seco dos pedestres sobre o canal adutor, evitando o fluxo no caminho das águas, com a presença de sujidades, lodo e vegetação rasteira, que naturalmente se acumulam nos talwegues;
- ✓ Redução na extensão das estruturas em concreto armado (menor vão).

Na Figura nº 3.23, constante na página seguinte, apresenta-se a concepção do overchute do PB e a nova versão adotada nesta fase de PE. No entanto, na maioria dos overchutes (18 de um total de 28) a estrutura está apoiada sobre as bermas do canal, onde as estradas de O&M passam sobre as células do overchute, conforme demonstrado na Figura nº 2.42, constante no item 2.1.13 deste documento.



PROJETO BÁSICO



PROJETO EXECUTIVO

Figura 3.23 - Seção Transversal dos Overchutes - Projeto Básico x Projeto Executivo

4. SERVIÇOS TOPOGRÁFICOS E GEOTÉCNICOS

4 SERVIÇOS TOPOGRÁFICOS E GEOTÉCNICOS

Para a elaboração do projeto executivo foi necessário complementar as informações de campo, com vistas a obtenção de dados mais precisos sobre o local das obras, principalmente com relação ao relevo (condições altimétricas) e aos aspectos geológico-geotécnicos.

Portanto, conforme previsto no contrato, foram executados serviços topográficos e geotécnicos complementares que, por sua vez, foram insuficientes para o detalhamento de todas as obras de engenharia, razão pela qual, posteriormente, foram realizados aditivos de contrato para a execução de serviços adicionais, dos quais alguns eram de responsabilidade do **MI**, que deveria ter repassado as informações para à Projetista, tal como a poligonal básica de apoio e a amarração e locação do sistema adutor.

4.1 DESCRIÇÃO GERAL DOS SERVIÇOS

Na sequência são descritos os serviços complementares de campo que serviram de subsídios para o detalhamento do projeto de engenharia. Assim, apresenta-se a metodologia adotada na execução dos levantamentos topográficos e das investigações geotécnicas complementares, bem como relaciona os serviços executados.

4.1.1 Levantamentos Topográficos Complementares

A complementação dos serviços topográficos a cargo da Projetista compreendeu os levantamentos nos sítios dos barramentos, bem como em outras obras localizadas (estações de bombeamento e estradas de acesso) não abrangidas pelo levantamento da faixa do sistema adutor. As atividades realizadas incluem amarração, locação e levantamento planialtimétrico. Foi realizado, ainda, o levantamento topográfico (amarração) das áreas de empréstimo, o que só foi possível após as definições decorrentes das prospecções geológico-geotécnicas realizadas na área de interesse.

Os serviços topográficos complementares foram realizados, especificamente, nas áreas das barragens Moxotó, Barreiro, Campos e Barro Branco (nos eixos dos barramentos e nas áreas dos reservatórios), nas estradas de acesso nas margens dos reservatórios Moxotó e Barreiro, e nos sítios das estações de bombeamento EBV-5 e EBV-6.

Os dados básicos que deveriam ser utilizados na elaboração dos trabalhos correspondem aos elementos cartográficos indicados nas plantas do projeto básico, os marcos da rede do IBGE existentes na região do Empreendimento, os marcos de materialização do estaqueamento e dos vértices das poligonais de locação do Eixo Leste do **PISF**, com seções transversais a cada 20,0 m (50,0 m para cada lado do eixo do canal), bem como os marcos da poligonal de apoio implantados (parcialmente) pela Gerenciadora.

No entanto, devido à paralisação do contrato do MI/Gerenciadora com a Aquactools, grande parte dos elementos topográficos não foram disponibilizados pela Gerenciadora, uma vez que os mesmos não foram executados. Assim, coube a Projetista a materialização do estaqueamento e dos vértices das poligonais de locação do sistema adutor, bem como da execução das seções transversais, denominados como serviços topográficos adicionais (item 4.2 deste documento).

Os levantamentos topográficos complementares foram executados de acordo com as especificações técnicas para execução dos serviços topográficos constante no Anexo III.1 dos Termos de Referência do Edital de Concorrência Nº 01/07 - MI. A metodologia utilizada está descrita na sequência.

4.1.1.1. Amarração Planialtimétrica

Os serviços topográficos complementares executados foram amarrados à poligonal de locação do Eixo Leste e do banco de marcos de apoio implantados parcialmente pela Gerenciadora (parte dos marcos foram implantados e rastreados pela Projetista), que estão amarrados planialtimetricamente à rede básica do IBGE existentes na região, sistema SAD/69 e marégrafo de Imbituba.

a) Transporte de Coordenadas

Por meio de poligonal ou simples irradiação eletrônico, classe IIP (tabela 7 ABNT), foram transportadas coordenadas para barrotes de madeira de boa qualidade, pintados (cor branca), de formato quadrangular nas dimensões 10 cm x 10 cm x 50 cm, com pino de centragem, identificado e afluando 10 cm, afastados não menos de 150 m, que serviram para a locação de trechos de canais e levantamento de sítios de obras especiais (estações de bombeamento, barragens, aquedutos, túnel, adutora e áreas de jazidas).

Nas medidas angulares, foi admitida como limite de rejeição de uma série em relação à média e a existência de pelo menos duas séries após a rejeição, o valor estabelecido em 5.12.1 da norma NBR 13.133.

As tolerâncias de fechamento das poligonais estiveram de acordo com o estabelecido no item 6.5.7 da norma NBR 13.133.

Todas as poligonais implantadas são do tipo fechadas, ou seja, partem de um vértice de coordenadas conhecidas (par de marcos de apoio) e fecham em outro vértice de coordenadas também conhecidas.

b) Transportes de Cotas

Para os barrotes de madeira foram transportadas cotas por meio de nivelamento classe IIN, conforme orientações da norma NBR 13.133.

4.1.1.2. Poligonais Eletrônicas

a) Planimetria

As poligonais da classe IIP para locação dos diques das barragens, do sítio das estações de bombeamento EBV-5 e EBV-6, e das estradas de acesso, de PI a PI, foram desenvolvidas amarradas à rede básica do IBGE existente na região, sendo que para o Lote “D” foram adotados os elementos da estação geodésica 93718-SAT, localizada no município de Sertânia/PE.

Os PI's foram monumentados com barrotes de madeira de boa qualidade, pintados (cor

branca), de formato quadrangular, nas dimensões 10 cm x 10 cm x 50 cm, identificados e aflorando 10 cm acima do terreno natural. No topo dos barrotes, no centro da seção, foi fixado um pino metálico, o que permite sua centragem.

Para garantir a posição dos PI's durante a execução das obras, foram implantados dois pares de barrotes, devidamente afastados do eixo da poligonal, em cujo cruzamento dos seus alinhamentos permita refazer a posição do PI.

Os PI's, quando não eram intervisíveis, em tangentes extensas, foram monumentados em um ponto intermediário que garanta a intervisibilidade desejada entre PI, por meio de um barrote de madeira de boa qualidade, pintado (cor branca), de formato quadrangular, nas dimensões 10 cm x 10 cm x 50 cm.

As tolerâncias obtidas no fechamento das poligonais estão de acordo com o estabelecido no item 6.5.7 da norma NBR 13.133.

Os cálculos dos fechamentos lineares das poligonais foram obtidos com os comprimentos dos lados reduzidos à projeção cartográfica, para garantir as precisões preconizadas, sendo as locações efetuadas com os comprimentos dos lados sem as deformações do plano da carta.

As poligonais principais foram fechadas partindo de um par de vértices de coordenadas georreferenciadas da rede de marcos de apoio, chegando a outro vértice de coordenadas da rede de marcos de apoio, respeitando-se as tolerâncias de fechamento conforme estabelecido no Anexo III-1 do Edital N° 01/07 e no item 6.5.7 da norma NBR 13.133.

Em algumas poligonais secundárias que apresentam curvas com desenvolvimento de PC a PT de pequena extensão e com mais de dois pontos de mudança não foi possível fechar a poligonal dentro da precisão desejada (requerida), porém apresentam erro máximo tolerável nas medições angulares e lineares, razão pela qual as referidas curvas foram calculadas abertas.

b) Altimetria

Na locação dos barramentos, dos sítios das estações de bombeamento EBV-5 e EBV-6, e das estradas de acesso, os eixos foram estaqueados a cada 20,0 m ao longo dos trechos em tangente, através de piquetes de madeira nas dimensões 2 cm x 2 cm x 10 cm, tendo, no mínimo, 1 cm aflorando em relação ao terreno natural. Os piquetes foram pintados na cor branca.

Os demais pontos característicos do alinhamento dos eixos, tais como PC's e PT's, também foram materializados no terreno.

As cotas dos PI's, piquetes e inflexões acentuadas do terreno foram determinadas por meio de nivelamento, classe IIN, da norma NBR 13.133.

4.1.1.3. Seções Transversais

Cada piquete implantado, espaçado a cada 20,0 m, corresponde a uma seção transversal, com extensão de 50,0 m para cada lado do eixo, nivelado de acordo com a classe IIIN, nos extremos e nos pontos característicos de mudança de declividade. Os extremos foram estaqueados com piquetes, na cor azul, de dimensões 2 cm x 2 cm x 20 cm, aflorando, no mínimo, 1 cm.

A ortogonalidade das seções transversais foi assegurada pelo uso de prisma hexagonal e as distâncias medidas à trena.

Nos locais onde o comprimento das seções transversais ultrapassou os 50,0 m, como nos talwegues naturais onde estão previstas obras de travessia (bueiros), foi executada uma poligonal planialtimétrica auxiliar, paralela a principal, de mesma precisão, com vistas ao prolongamento do levantamento das seções.

4.1.1.4. Levantamento Planialtimétrico

a) Estações de Bombeamento

As áreas dos sítios das estações de bombeamento EBV-5 e EBV-6 foram retratadas por meio de levantamento classe IVPA da norma NBR 13.133, amarrados à rede básica existente.

Estações totais Topcon e níveis de precisão NA2 foram utilizados para a medição angular e linear, e trenas de aço e fiberglass foram utilizadas para as medições lineares.

As áreas dos sítios das estações EBV-5 e EBV-6 foram representadas em plantas na escala 1:1.000, compatível com o formato A1, de modo que pudessem ser representadas numa única planta, e traçadas curvas de níveis a cada 0,50 m, resultante de nivelamento geométrico em cada ponto da malha demarcada no campo dentro da faixa de desapropriação definida no Projeto Básico.

b) Barragens (Moxotó, Barreiro, Campos e Barro Branco)

- *Demarcação do Eixo*

No alinhamento do eixo das barragens, em suas ombreiras, foram implantados marcos de concreto, pintados na cor branca, de formato tronco piramidal-quadrangular, de dimensões 15 cm x 30 cm x 70 cm, aflorando no mínimo 10 cm. No caso da não intervisibilidade entre marcos (caso do dique Moxotó), em cada um deles foram implantados marcos de orientação, de cor preta, afastados no mínimo de 100,0 m. Os marcos de orientação possuem as mesmas características dos marcos implantados próximos das ombreiras.

Todos os marcos foram encimados por chapa de aço inox convexa, onde foram gravados a sigla MI, seu número identificador e uma cruzeta de centragem. Os marcos foram amarrados planialtimetricamente, conforme descrito anteriormente.

- *Perfil Longitudinal*

O alinhamento do eixo das barragens foi estaqueado a cada 20,0 m, com piquetes nas dimensões de 2 cm x 2 cm x 20 cm, pintados na cor branca, levando tacha de centragem. O eixo foi levantado por meio de levantamento classe IVPA da norma NBR 13.133.

Todos os piquetes e inflexões intermediárias do terreno foram cotados através de nivelamento da classe IIN.

O perfil longitudinal do eixo das barragens foi representado nas seguintes escalas: horizontal 1:2.000 e vertical 1:200.

- *Levantamento Planialtimétrico do Eixo das Barragens*

O levantamento do sítio do eixo das barragens foi executado por meio de uma malha de pontos equidistantes de 20,0 m, por irradiações dos piquetes do perfil longitudinal do eixo das barragens.

A malha foi toda estaqueada com piquetes pintados na cor azul, nas dimensões de 2 cm x 2 cm x 20 cm, e seus extremos (da malha) levaram marcos de cor e dimensões iguais aos das ombreiras. O nivelamento dos marcos e piquetes também é da classe IIN.

O levantamento planialtimétrico, de acordo com as especificações técnicas, deveria ter se estendido por 200,0 m a jusante e a montante do eixo da barragem. Tendo em conta a pequena altura dos barramentos em estudo (varia de 10,0 m a 20,0 m), a Projetista planejou (e executou) estender o levantamento nas seguintes extensões:

- ✓ Dique Moxotó: 40,0 m para cada lado do eixo;
- ✓ Barragem Barreiro: 40,0 m para cada lado do eixo;
- ✓ Barragem Campos: 60,0 m para cada lado do eixo;
- ✓ Barragem Barro Branco: 50,0 m para cada lado do eixo.

O levantamento foi representado em planta na escala 1:2.000, com curvas de níveis espaçadas a cada 0,50 m, em formato que atenda às normas da ABNT.

- *Levantamento Planialtimétrico dos Reservatórios*

O levantamento planialtimétrico da área dos reservatórios das barragens Moxotó, Barreiro, Campos e Barro Branco consistiu no levantamento de áreas com finalidade de estudos hidrológicos (relação cota x área x volume) das barragens, constando de amarração planialtimétrica, execução de poligonal principal, execução de poligonais secundárias, execução de seções transversais e representação gráfica das áreas levantadas.

O levantamento foi amarrado ao Sistema Básico planimétrico e altimétrico disposto na área, de acordo com o descrito anteriormente. As determinações planimétricas e altimétricas foram executadas de modo a atenderem a finalidade a que se destinam os serviços, admitindo-se as tolerâncias indicadas na norma NBR 13.133.

A monumentação na área deu-se por meio de barrotos de madeira nas dimensões de 10 cm x 10 cm e altura de 50 cm, aflorando 10 cm do solo. Além deste, foi implantado, a uma distância mínima de 100,0 m, um outro de dimensões idênticas, que serviu de orientação para a implantação da poligonal principal.

A poligonal principal desenvolveu amarrada por meio dos pontos determinados na amarração planialtimétrica, através de poligonais classe IIP, no sentido longitudinal, com a colocação de barrotos de madeira, a cada quilômetro, e piquetes (com taxa) de dimensões 2 cm x 2 cm x 15 cm, aflorados 2 cm, pintados nas cores vermelha e branca e número identificador, a cada 50,0 m.

O transporte de cotas foi executado por nivelamento classe IIN, sendo cotado o terreno natural junto a todos os barrotos e piquetes.

As poligonais secundárias desenvolveram-se a partir da poligonal principal, a cada 1,0 km, com implantação de barrotos de madeira nos vértices, formando circuitos fechados que servira de apoio às seções topográficas.

As coordenadas e cotas foram obtidas através de poligonais classe IIP e nivelamento geométrico classe IIN.

A cada 50,0 m foram implantados piquetes, sendo determinadas suas coordenadas e cotas, que serviram de apoio às seções topográficas.

Amarradas nos piquetes implantados ao longo das poligonais secundárias e espaçadas de 50,0 m, foram determinados pontos cotados no terreno, espaçados de 25,0 m, que foram nivelados taqueométricamente.

Foi executado, concomitantemente com o das seções topográficas, por intermédio de irradiamentos, levantamento de acidentes notáveis, naturais, como ondulações, depressões e afloramentos de rocha, ou artificiais, tais como cercas, estradas e construções diversas.

O levantamento planialtimétrico dos reservatórios está apresentado na escala de 1:5.000, no formato A-1 da ABNT, sendo o relevo representado por meio de curvas de níveis equidistantes a cada metro e por pontos cotados, em terrenos planos, assim como também nas elevações e depressões. Os pontos cotados foram previstos sempre que o afastamento das curvas de nível for superior a 1 cm, na escala da planta. Foi destacada a curva mestra a cada intervalo de 5,0 m, apresentando, também, os seguintes elementos:

- ✓ Reticulado a cada 250 m;
- ✓ As escalas numérica e gráfica, o nome da firma executora (no caso, a Projetista), a data do levantamento;
- ✓ Quadro de articulação e código da folha;
- ✓ Valores das coordenadas planas nos quatro cantos da folha;
- ✓ Legenda dos acidentes e elementos levantados, representados nas folhas.

As tolerâncias obedecidas, considerando-se o produto final na escala 1:5.000, atendem ao

prescrito na norma NBR 13.133.

c) Levantamento de Jazidas

O levantamento de jazidas foi executado por poligonação eletrônica, numa área com uma malha de pontos estaqueados com piquetes equidistantes de 20,0 m, nas dimensões de 2 cm x 2 cm x 20 cm, aflorando 2 cm, orientada magneticamente.

Nos extremos da área foram cravados piquetes, de cor branca, nas dimensões de 4 cm x 4 cm x 70 cm, aflorando 10 cm. As áreas das jazidas foram representadas em escala compatível com as dimensões da área, em formato da ABNT, incluindo os furos de sondagens. O posicionamento das jazidas foi indicado em planta básica da área.

4.1.1.5. Registro de Dados

Os dados de campo, de acordo com as especificações técnicas, deveriam ser anotados em cadernetas (folhas duplas), com caneta esferográfica de cor azul ou preta, sem rasuras. As cadernetas somente foram utilizadas para o nivelamento geométrico.

Uma vez preenchidas, as folhas deveriam ser rubricadas pelo Fiscal, que destacaria a 1ª via e a remeteria ao setor responsável pela verificação da qualidade dos serviços. Os dados de campo anotados em cadernetas foram posteriormente lançados em planilhas eletrônicas EXCEL, para constarem neste relatório e serem entregues à Fiscalização.

Para os demais serviços (amarração, locação, poligonação e seções transversais) foram utilizados equipamentos (estação total) que possuem coletoras de dados no formato padrão do sistema TOPOGRAPH98SE. Estes dados foram fornecidos à equipe de fiscalização de campo, juntamente com os relatórios que acompanharam as medições dos serviços de campo.

4.1.1.6. Serviços Executados

Os serviços topográficos complementares executados nas barragens (Moxotó, Barreiro, Campos e Barro Branco), nas estações de bombeamento (EBV-5 e EBV-6), nas jazidas, nas estradas pavimentadas e nas estradas de acesso do sistema adutor do Eixo Leste compreenderam:

- Dique Moxotó:
 - amarração do dique através do transporte de coordenadas (0,642 km) e de cotas (0,475 km);
 - poligonal eletrônica para locação do eixo (5,254 km);
 - nivelamento geométrico do eixo (5,254 km);
 - levantamento planialtimétrico do eixo do barramento e da área do reservatório (139,048 ha).
- Estrada de Acesso no Dique Moxotó:
 - amarração da estrada através do transporte de coordenadas (2,893 km) e de cotas (0,869 km);

- poligonal eletrônica para locação das estradas (4,801 km);
- nivelamento geométrico do eixo das estradas (4,528 km).
- Barragem Barreiro:
 - amarração da barragem através do transporte de coordenadas (1,782 km) e de cotas (0,529 km);
 - poligonal eletrônica para locação do eixo (2,91 km);
 - nivelamento geométrico do eixo (2,91 km);
 - levantamento planialtimétrico do eixo do barramento e da área do reservatório (92,911 ha).
- Estradas de Acesso na Barragem Barreiro:
 - amarração das estradas através do transporte de coordenadas (0,822 km) e de cotas (0,515 km);
 - poligonal eletrônica para locação das estradas (2,895 km);
 - nivelamento geométrico do eixo das estradas (2,895 km).
- Barragem Campos:
 - amarração da barragem através do transporte de coordenadas (0,955 km) e de cotas (0,305 km);
 - poligonal eletrônica para locação do eixo (0,60 km);
 - nivelamento geométrico do eixo (0,60 km);
 - levantamento planialtimétrico do eixo do barramento e da área do reservatório (118,962 ha).
- Barragem Barro Branco:
 - amarração da barragem através do transporte de coordenadas (1,335 km) e de cotas (0,418 km);
 - poligonal eletrônica para locação do eixo (0,619 km);
 - nivelamento geométrico do eixo (0,619 km);
 - levantamento planialtimétrico do eixo do barramento e da área do reservatório (24,25 ha).
- Estação de Bombeamento EBV-5:
 - levantamento planialtimétrico do sítio da estação de bombeamento (11,922 ha). A amarração e locação foram feitas juntamente com os segmentos de canal a montante e jusante da estação EBV-5.
- Estação de Bombeamento EBV-6:
 - amarração da estação através do transporte de coordenadas (1,04 km) e de cotas (0,242 km);
 - poligonal eletrônica para locação da estação (0,58 km);
 - nivelamento geométrico do eixo (0,58 km);
 - levantamento planialtimétrico do sítio da estação de bombeamento (12,02 ha).

- Rodovia Estadual PE-280:
 - amarração da relocação do trecho da rodovia através do transporte de coordenadas (0,28 km) e de cotas (0,12 km);
 - poligonal eletrônica para locação do eixo (1,528 km);
 - nivelamento geométrico do eixo (1,528 km);
 - seções transversais a cada 20 m, numa faixa de 25 m para cada lado do eixo da rodovia a ser relocado (4,60 km).
- Rodovia PE-265 (ex-BR-110):
 - amarração da relocação do trecho da rodovia através do transporte de coordenadas (1,102 km) e de cotas (0,055 km);
 - poligonal eletrônica para locação do eixo (1,09 km);
 - nivelamento geométrico do eixo (1,09 km);
 - seções transversais a cada 20 m, numa faixa de 25 m para cada lado do eixo rodovia (2,95 km).
- Jazidas:
 - amarração das jazidas através do transporte de coordenadas (1,736 km) e de cotas (1,736 km);
 - levantamento planialtimétrico das áreas de empréstimo de material (17,093 ha).

4.2 SERVIÇOS TOPOGRÁFICOS ADICIONAIS

Através do Primeiro Termo Aditivo Contratual, foram realizados os levantamentos topográficos denominados de adicionais, referentes à amarração, locação e seccionamento (seções transversais a cada 20,0 m, numa faixa de 50,0 m para cada lado do eixo) dos segmentos de canal do sistema adutor do Eixo Leste. Esta atividade não faz parte do escopo original do Contrato da Projetista e estava, inicialmente, a cargo da empresa Aquactools, sendo que os resultados dos levantamento na faixa do sistema adutor deveria ter sido fornecida à Projetista ao início dos serviços topográficos complementares, o que não ocorreu. Assim, o **MI** incorporou estes serviços ao Contrato da Projetista.

Os serviços topográficos adicionais executados pela Projetista compreenderam a implantação dos marcos de materialização do estaqueamento e dos vértices das poligonais de locação do Eixo Leste, no trecho compreendido entre o reservatório Copiti e a adutora Monteiro, bem como o rastreamento dos marcos da rede de apoio fundamental, cujos marcos deveriam ter sido implantados pela Aquactools.

Ao iniciar os trabalhos de locação dos segmentos do canal adutor do Eixo Leste, a Projetista constatou que as informações existentes sobre os marcos das poligonais de apoio implantados pela Aquactools eram preliminares e insuficientes para a execução dos serviços, uma vez que nem todos os marcos previstos no Eixo Leste foram implantados e os elementos planimétricos e altimétricos apresentados correspondiam a coordenadas não ajustadas e cotas ortométricas.

Devido à impossibilidade na execução dos serviços topográficos, a Gerenciadora autorizou a Projetista para que executasse a implantação dos marcos de apoio que faltavam (num

total de 13) e efetuasse o rastreamento de todos os 41 marcos compreendidos entre o reservatório Copiti e o término da adutora Monteiro, de modo a obter as coordenadas ajustadas com vistas ao fechamento das poligonais de locação do canal adutor. Também foi autorizado o transporte de cotas (geométricas) entre os pares de marcos T5-017/T5-018 e T5-053/T5-054.

Os serviços topográficos adicionais foram realizados de acordo com as normas técnicas aceitáveis; tais como: NBR 13.133 (Serviços de Topografia), NBR 14.166 (Normatização de GPS) e NBR 10.068 (Desenho Técnico).

4.2.1 Poligonal Básica de Apoio

A poligonal básica de apoio implantada ao longo do Eixo Leste permitiu amarrar o sistema adutor à rede básica do IBGE existente na região do Empreendimento.

4.2.1.1. Transportes de Coordenadas

A implantação da poligonal básica, cujos trabalhos foram iniciados pela Aquactools, consistiu na monumentalização e medição de vértices equidistantes de 5,0 km, em pares de marcos. No Lote “D” a equidistância entre os pares de marcos é bastante variável, com mínima de 2,97 km e máxima de 7,20 km.

A finalidade da poligonal básica é dar referenciamento e apoio à obra, no tocante aos trabalhos topográficos já realizados e a realizar. Consequentemente, a poligonal foi locada próximo à faixa de trabalho, fora da faixa de desapropriação do sistema adutor, cujos marcos se encontram nas proximidades de estradas vicinais e rodovias pavimentadas existentes na região.

A origem e fechamento da poligonal básica de apoio está relacionada aos marcos do IBGE, existentes na região. A poligonal foi amarrada ao Sistema Geodésico Brasileiro - SGB.

Para aferição das observações efetuadas com GPS, foi utilizada a Estação Geodésica SERTÂNIA, do IBGE, código Internacional 93718-SAT, localizada na cidade de Sertânia, no estado de Pernambuco, pertencente à RBMC.

Os marcos implantados são de concreto, traço 1:2:4, nas dimensões 10 cm x 20 cm x 40 cm, aflorados 5 cm acima do terreno natural, com chapa de identificação (ver foto ao lado).

As determinações (rastreamento dos marcos) foram executadas através do método diferencial estático com tempo mínimo de rastreamento dos satélites de 1:00 hora, tempo suficiente para resolver as ambiguidades com constelação mínima de cinco satélites e PDOP de seis, ou menor, cuja finalidade foi garantir precisão mínima de 1:100.000, estabelecida pela norma NBR 14.166.



Os equipamentos GPS utilizados no rastreamento possuem dupla frequência (L1 e L2).

As coordenadas foram determinadas no sistema geodésico, UTM e topográfico local, referenciados aos elipsóides WGS-84 e SAD-69.

4.2.1.2. Transportes de Cotas

O apoio altimétrico implantado tem por finalidade permitir o controle seguro das cotas a serem utilizadas ao longo do Empreendimento, sendo de vital importância por se tratar de projeto hidráulico.

Foram utilizados os marcos e os azimutes da poligonal básica de apoio para sua identificação.

O transporte de cotas teve origem e fechamento em marcos do IBGE, havendo sempre nivelamento e contranivelamento. No caso do Lote “D”, as cotas tiveram origem nos marcos T5-017 e T5-018, implantados próximo ao reservatório Copiti, cujas informações foram fornecidas pela Gerenciadora através da correspondência CTE1227, de 01/08/08.

Coube à Projetista o transporte de cotas geométricas, com nível digital eletrônico, modelo Topcon DL-102C, com precisão de 1 mm/km, do par de marcos (T5-017 e T5-018) situado nas margens do reservatório Copiti (término do Lote “C”) até o par de marcos (T5-053 e T5-054) localizado no final do Eixo Leste, próximo ao açude Poções, no município de Monteiro/PB.

Na execução do transporte de cotas foi adotada precisão da ordem de 12 mm \sqrt{k} (raiz quadrada de k), sendo “k” o número de quilômetros percorridos.

4.2.1.3. Elaboração de Banco de Dados dos Marcos Implantados

Foram elaboradas monografias dos marcos da rede de apoio fundamental, com a descrição do local e acessos, croqui de situação e localização, foto do marco, cotas e coordenadas de cada marco e marco de azimute implantado.

4.2.2 Amarração e Locação do Canal Adutor

O trecho do sistema adutor do Eixo Leste compreendido entre o reservatório Copiti e a adutora Monteiro foi amarrado à Poligonal Básica de Apoio através de poligonais do tipo fechada.

4.2.2.1. Transporte de Coordenadas

O transporte de coordenadas da Poligonal Básica de Apoio aos eixos dos segmentos de canal teve como objetivo assegurar o controle das coordenadas dos vértices dos eixos dos canais e foram executados com a utilização de estação total, com as seguintes tolerâncias de fechamento:

- ✓ Angular: 20” \sqrt{k} (raiz quadrada de k); sendo “k” o número de estações;
- ✓ Linear: 1:3.000.

4.2.2.2. Transporte de Cotas

O transporte de cotas da Poligonal Básica de Apoio aos eixos dos segmentos de canal teve como objetivo assegurar o controle de cotas dos eixos dos canais e foram executados com a utilização de nível automático, com a seguinte tolerância de fechamento: precisão mínima de $20 \text{ mm } \sqrt{k}$ (raiz quadrada de k), sendo “k” o número de quilômetros percorridos.

4.2.2.3. Poligonal Eletrônica (Locação do Eixo dos Canais)

A partir da Poligonal Básica de Apoio foi efetuada a locação dos eixos dos segmentos do canal adutor, com piquetes constituídos de madeira de boa qualidade, nas dimensões de 2 cm x 2 cm x 20 cm, nos quais foram fixadas, em seu topo, um pino metálico, estaqueados de 20 m em 20 m, bem como em todos os pontos notáveis, tais como PI's, PC's, PT's, acidentes topográficos, cruzamentos com estradas, margens de rios e córregos, cercas e demais elementos de utilidade pública.

Em todos os piquetes implantados foram colocadas estacas-testemunha, constituídas de madeira de boa qualidade, nas dimensões de 5 cm x 1,5 cm x 60 cm, onde foi escrito, com tinta a óleo, de cima para baixo, o número correspondente do piquete. Estas estacas foram localizadas sempre à esquerda do estaqueamento, no sentido crescente de sua numeração (de montante para jusante do sistema adutor).

Todos os PI's foram materializados por barrotes constituídos de madeira de boa qualidade, nas dimensões de 7,5 cm x 7,5 cm x 50 cm, nos quais foram fixados, em seu topo, um pino metálico. Para garantir a posição dos PI's durante a execução das obras, foram implantados dois pares de barrotes, devidamente afastados do eixo da poligonal, cujo cruzamento dos seus alinhamentos permita refazer a posição do PI, conforme Figura nº 4.1 a seguir.

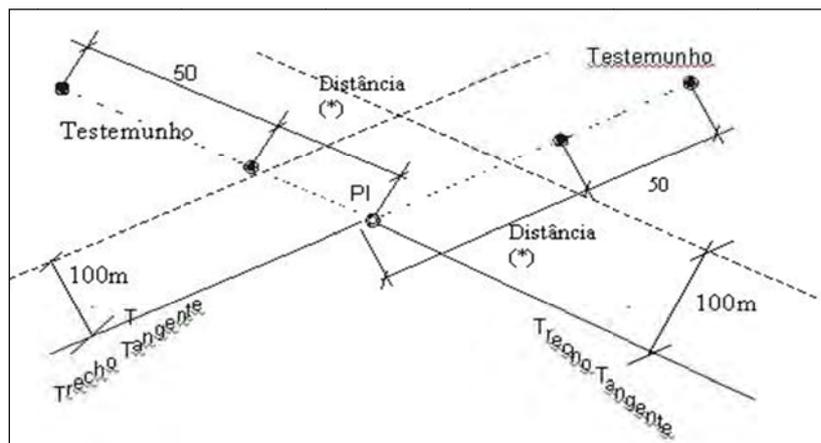


Figura nº 4.1 - Croqui de Implantação dos PI's

A precisão mínima linear adotada é de 1:3.000 e angular de $20'' \sqrt{k}$ (raiz quadrada de k), sendo “k” o número de estações.

4.2.2.4. Nivelamento Geométrico

Os eixos locados do sistema adutor foram nivelados e contranivelados a partir da Poligonal Básica de Apoio implantada ao longo do Eixo Leste. Foram niveladas todas as estacas locadas e as mudanças acentuadas do perfil do terreno através da utilização de nível automático.

Nos locais onde existem açudes e reservatórios ao longo do eixo do sistema adutor foi anotado o nível d'água, embora tais informações variam muito ao longo do ano em função das condições climáticas regionais.

A precisão mínima adotada no nivelamento geométrico é de $20 \text{ mm } \sqrt{k}$ (raiz quadrada de k), sendo k o número de quilômetros percorridos.

4.2.2.5. Seções Transversais

As seções transversais foram levantadas com o espaçamento de 20,0 m em 20,0 m (a cada estaca), com a extensão de 50,0 m para ambos os lados do eixo do sistema adutor. Nos talwegues onde estão previstas obras de travessia (bueiros) foi adotada uma extensão de 100,0 m para cada lado do eixo, ou seja, foi levantada toda a área de desapropriação.

As seções transversais em pontos de relevância (travessias de córregos, estradas vicinais, rodovias, ferrovias) são ortogonais, executadas com nível automático, com espaçamento entre as seções também 20 m.

Os elementos planialtimétricos gerados ao longo dos eixos dos segmentos do canal adutor foram processados através de software específico (no presente levantamento foi adotado o TopographSE98), de forma a constituir uma faixa topográfica na escala 1:2.000, com curvas de nível espaçadas a cada metro.

4.2.3 Serviços Executados

Os serviços topográficos adicionais compreenderam os seguintes trabalhos:

- Segmento de Canal entre o Reservatório Copiti e o Aqueduto Branco (E5967+7 a E7390):
 - amarração do canal através de transporte de coordenadas (4,066 km) e cotas (1,590 km);
 - poligonal eletrônica para locação (39,068 km);
 - nivelamento geométrico do eixo (39,068 km);
 - seções transversais a cada 20 m numa faixa de 50 m em cada lado do eixo do canal (143,800 km).

Nota: num trecho de canal foi necessário, devido à existência de um açude, efetuar batimetria numa área de 2,418 ha.

- Segmento de Canal entre os Aquedutos Branco e Barreiro (E7390 a E7550):
 - amarração do canal através de transporte de coordenadas (0,542 km) e cotas (0,246 km);

- poligonal eletrônica para locação (4,129 km);
- nivelamento geométrico do eixo (4,129 km);
- seções transversais a cada 20 m, numa faixa de 50 m em cada lado do eixo do canal (16,600 km).
- Segmento de Canal entre o Aqueduto Barreiro e o Reservatório Moxotó (E7550 a E7880):
 - amarração do canal através de transporte de coordenadas (0,483 km) e cotas (0,483 km);
 - poligonal eletrônica para locação (7,865 km);
 - nivelamento geométrico do eixo (7,865 km);
 - seções transversais a cada 20 m, numa faixa de 50 m em cada lado do eixo do canal (33,00 km);
- Segmentos de Canal entre os Reservatórios Moxotó e Barreiro (E8135 a E8341):
 - amarração dos canais através de transporte de coordenadas (1,774 km) e cotas (0,654 km);
 - poligonal eletrônica para locação (4,123 km);
 - nivelamento geométrico do eixo (4,123 km);
 - seções transversais a cada 20 m, numa faixa de 50 m em cada lado do eixo do canal (17,900 km).

Nota: devido à pequena extensão dos segmentos de canal a montante e jusante da estação EBV-5, a amarração e locação do sistema adutor ocorreu entre os dois reservatórios.

- Segmento de Canal entre o Reservatório Barreiro e a Estação EBV-6 (E8400 a E8500):
 - amarração do canal através de transporte de coordenadas (1,652 km);
 - poligonal eletrônica para locação (2,770 km);
 - nivelamento geométrico do eixo (2,770 km);
 - seções transversais a cada 20 m, numa faixa de 50 m em cada lado do eixo do canal (5,800 km).

Nota: quando da execução dos serviços de campo, que ocorreu no período chuvoso, parte deste segmento encontrava-se submerso, razão pela qual foi executado levantamento planialtimétrico em 6,437 ha, em substituição às seções transversais. No eixo do canal, a montante da estação EBV-6, existe um açude, onde foi efetuada batimetria em 4,62 ha.

- Segmento de Canal entre a Estação EBV-6 e o Reservatório Campos (E8530 a E8838+3,05):
 - amarração do canal através de transporte de coordenadas (1,552 km) e cotas (0,529 km);
 - poligonal eletrônica para locação (8,379 km);
 - nivelamento geométrico do eixo (8,379 km);
 - seções transversais a cada 20 m, numa faixa de 50 m em cada lado do eixo do canal (30,700 km).

- Segmento de Canal entre os Reservatórios Campos e Barro Branco (E8875 a E9133):
 - amarração do canal através de transporte de coordenadas (0,759 km) e cotas (0,380 km);
 - poligonal eletrônica para locação (7,492 km);
 - nivelamento geométrico do eixo (7,492 km);
 - seções transversais a cada 20 m, numa faixa de 50 m em cada lado do eixo do canal (25,850 km);
- Segmento de Canal entre o Reservatório Barro Branco e o Túnel Monteiro (E9165 a E9653):
 - amarração do canal através de transporte de coordenadas (1,745 km) e cotas (1,449 km);
 - poligonal eletrônica para locação (12,754 km);
 - nivelamento geométrico do eixo (12,754 km);
 - seções transversais a cada 20 m, numa faixa de 50 m em cada lado do eixo do canal (48,80 km).

Nota: foi prevista uma variante num trecho deste segmento de canal de maneira a preservar o traçado da rodovia PE-265 (ex-BR-110), sendo complementado os seguintes serviços: amarração do canal através de transporte de coordenadas (0,113 km) e cotas (0,056 km), poligonal eletrônica para locação (1,668 km), nivelamento geométrico do eixo (1,668 km) e seções transversais (3,80 km).

- Túnel Monteiro (E9653 a E9803):
 - amarração do túnel através de transporte de coordenadas (0,479 km) e cotas (0,155 km);
 - poligonal eletrônica para locação (3,0 km);
 - nivelamento geométrico do eixo (3,0 km);
 - seções transversais numa faixa de 100 m (15,400 km).
- Segmento de Canal entre o Túnel Monteiro e a Adutora Monteiro (E9803 a E10276+12,00):
 - amarração do canal através de transporte de coordenadas (1,541 km) e cotas (0,584 km);
 - poligonal eletrônica para locação (11,075 km);
 - nivelamento geométrico do eixo (11,075 km);
 - seções transversais a cada 20 m, numa faixa de 50 m em cada lado do eixo do canal (48,400 km).
- Adutora Monteiro:
 - restituição topográfica (estaca E10276+12,00 = E00 a E157);
 - amarração da poligonal através de transporte de coordenadas (1,545 km) e cotas (1,284 km);
 - poligonal eletrônica para locação (7,122 km);
 - nivelamento geométrico do eixo (7,122 km);

- seções transversais a cada 20 m, numa faixa de 20 m para o lado direito e 40 m para o lado esquerdo (onde foi executado o cadastramento do riacho Mulungu, casas, currais, cercas, entre outros) do eixo da adutora (18,840 km).
- Amarração de PI's: atendendo às especificações técnicas, foi feita a amarração da grande maioria dos PI's de locação do sistema adutor, através do transporte de coordenadas em 21,643 km.
- Seções nos Talwegues Naturais: foi necessário prolongar as seções transversais nos locais onde estão previstas algumas obras de travessia (bueiros), sendo executados mais 33,80 km de seções transversais e 14,00 ha de levantamento planialtimétrico, com vistas a detalhar os canais de restituição a jusante dos bueiros.

A execução dos trabalhos de campo e escritório foram desenvolvidos seguindo às recomendações constantes nas especificações técnicas apresentadas no Anexo III.1 do Edital de Concorrência N° 01/07, do Ministério da Integração Nacional.

4.3 SERVIÇOS GEOTÉCNICOS ADICIONAIS

Em termos práticos, as condicionantes a seguir listadas orientaram a programação dos serviços geotécnicos adicionais:

- ✓ A necessidade de investigar a existência e disponibilidade de materiais de construção, cujas informações geotécnicas do projeto básico são limitadas e insuficientes, frente às demandas de obra;
- ✓ As condições geotécnicas locais, verificadas durante a inspeção de campo, que indicaram pequena cobertura de solo (material de 1ª categoria) sobre o horizonte rochoso (material de 3ª categoria) e pequena presença de material de 2ª categoria, como padrão regional no Lote D, diferentemente dos perfis geológico-geotécnicos apresentados no projeto básico;
- ✓ As quantidades e localizações dos serviços geotécnicos foram definidas por obra/estrutura, sendo que as microlocalizações foram efetuadas em campo, com orientação técnica específica;
- ✓ Com vistas a melhorar o grau de informações das camadas em 1ª e 2ª categoria e atendendo à orientação da Gerenciadora, foram realizadas trincheiras em vez de poços de inspeção/tradagem;
- ✓ As pesquisas de jazidas foram efetuadas com base em inspeção local, apoiada por fotos aéreas, que orientaram as investigações geotécnicas de campo.

Cabe destacar que especificamente para o trecho compreendido entre o emboque do túnel Monteiro e o deságue no riacho Mulungu, a montante do açude Poções, foi realizada campanha de investigações complementares, baseada nos resultados do respectivo estudo de alternativas de traçado.

A programação dos serviços de campos foi ajustada relativamente à previsão original de contrato em função na inspeção de campo realizada pela equipe técnica da Projetista (realizada entre 10 e 14 de março de 2008) e devidamente subsidiada pelas definições técnicas decorrentes da reunião setorial de geotecnia ocorrida na Gerenciadora em 25 de

março de 2008, bem como em decorrência de eventos subsequentes.

Assim, a programação inicial dos serviços geotécnicos de campo descrita no documento 1240-PTR-2020-04-02-001 (Programação dos Serviços Geotécnicos) foi mais tarde atualizada por meio de Notas Técnicas, correspondências e outros expedientes. As atualizações foram realizadas em decorrência de:

- ✓ Necessidades de ajuste verificadas durante a elaboração dos serviços previamente programados;
- ✓ Possibilidades de intensificação das sondagens nos trechos de canal com a execução de trincheiras (poços de inspeção), com custo bastante inferior ao das sondagens à percussão e rotativas;
- ✓ Complementações de investigações geotécnicas em locais que demandaram maior intensidade de informações em virtude da necessidade de conformação do perfil geotécnico indicativo;
- ✓ Prospecções de jazidas anteriormente não identificadas;
- ✓ Complementações de investigações geotécnicas em locais de traçados alternativos (variantes e trecho do estudo de alternativas do túnel Monteiro).

Em razão das premissas supramencionadas, e considerando a fundamental importância de um nível adequado de informações geotécnicas para o desenvolvimento dos projetos executivos das obras em questão, foi identificada a necessidade de aditamentos em relação ao Contrato original.

Para o melhor conhecimento das condições geotécnicas em determinados locais e com vistas a proporcionar o necessário conhecimento em eventuais ajustes no traçado e estruturas, foi prevista a complementação das investigações geológico-geotécnicas, incluindo sondagens rotativas, a percussão e trincheiras; ensaios de perda d'água e infiltração; e ensaios laboratoriais de caracterização física, resistência e deformabilidade.

Os serviços de campo e laboratório foram direcionados para o estudo geotécnico dos sítios de barramento, fundações de estruturas, estanqueidade de obras hidráulicas, estabilidade de taludes, construção de aterros e tecnologia dos materiais de construção.

Uma das premissas básicas para a elaboração do plano de trabalho foi a otimização do balanço de materiais, inclusive com determinação das espessuras e características tecnológicas dos materiais de 1ª, 2ª e 3ª categorias provenientes das escavações obrigatórias.

Os serviços de campo e laboratório foram realizados pelas seguintes empresas subcontratadas, as quais foram submetidas à aprovação prévia da Gerenciadora/MI.

- ✓ RW Geologia e Geotecnia Ltda. – investigações de campo (sondagens);
- ✓ STS Serviços Técnicos de Sondagem Ltda. – investigações de campo (sondagens) e ensaios de laboratório.

A Projetista executou, com equipe própria, a escavação de trincheiras e registro dos perfis das mesmas.

A Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) foi subcontratada para realização de ensaios especiais, os quais foram programados e especificados a partir dos resultados dos ensaios de caracterização. Os ensaios especiais realizados foram:

- ✓ Ensaios de condutividade hidráulica: ensaios de condutividade hidráulica em equipamento de parede flexível sobre corpos de prova compactados;
- ✓ Ensaios de resistência ao cisalhamento: ensaios triaxiais tipo adensado não-drenado com medida de poropressão (CIU) e ensaios de cisalhamento direto.

O profissional da Projetista responsável pelo acompanhamento dos serviços foi o geólogo Osmar Gustavo Wöhl Coelho, com apoio local de profissionais geotécnicos: geólogos Ezequiel Martins Sequeira e Cláudio Netto Lummertz.

O equipamento mecânico utilizado para apoio à realização dos serviços de escavação das trincheiras foi a retroescavadeira. Este serviço de investigação geotécnica foi executado de forma orientada pelos responsáveis pelo acompanhamento dos serviços de campo (geólogos de campo) que, concomitantemente à escavação, elaboravam a descrição e o registro fotográfico dos perfis expostos para posterior envio às equipes de escritório da Projetista.

Uma vez escavadas as trincheiras e descritos os perfis, nos locais adequados (previamente estabelecidos), foram coletadas amostras de solo para realização de ensaios de caracterização específicos.

A programação dos serviços geotécnicos complementares teve por base os estudos geológicos e as investigações geotécnicas desenvolvidos por ocasião da elaboração do projeto básico, que resultou na proposição para complementação dos dados necessários à elaboração do projeto executivo. Também constituíram diretrizes para a programação dos serviços geotécnicos de campo a inspeção de campo realizada pela equipe técnica da Projetista.

As investigações geognósticas executadas tiveram por objetivo proporcionar uma caracterização mais detalhada das estruturas geotécnicas de jazidas e fundações das obras a serem construídas, bem como a quantificação das escavações e aterros segundo a classe de materiais (1ª, 2ª ou 3ª categoria).

Os trabalhos de campo executados constaram, basicamente, da execução de sondagens a percussão, rotativas, trincheiras executadas com retroescavadeira e coleta de amostras deformadas e indeformadas.

Na execução desses serviços foram utilizadas as diretrizes e especificações técnicas emitidas pela ABGE – Associação Brasileira de Geologia de Engenharia e os registros serão apresentados em boletim técnico padronizado pela entidade (Manual de Sondagens da ABGE – Boletim 3 – 4ª. Edição, 1999).

No caso da necessidade de retirada de amostras semi-deformadas do tipo “shelby” (amostrador tubular de paredes finas), objetivando a realização de ensaios laboratoriais, para avaliação geotécnica de locais onde passam ocorrer camadas de argilas moles a médias (com resistência SPT de até 6 golpes/30 cm), esta coleta obedeceu à Norma NBR 9820 – Coleta de Amostras Indeformadas de Solos de Baixa Consistência em Furos de Sondagem, emitida pela ABNT. De forma semelhante, as amostras de solos do tipo bloco talhado, serão obtidas com os mesmos cuidados para preservar a estrutura original do solo e as condições de umidade natural, utilizando a Norma NBR 9604 da ABNT – Abertura de Poço e Trincheira de Inspeção em Solo, com Retirada de Amostras Deformadas e Indeformadas.

Os ensaios de densidade realizados nos poços de inspeção (trincheiras) seguiram à Norma NBR 7185 da ABNT – Determinação da Massa Específica Aparente “In Situ” com Emprego do Frasco de Areia”. A determinação da umidade natural “In Situ” seguiu, preferencialmente, o Anexo – Determinação do Teor de Umidade de Solos, que consta da Norma NBR 6457 – Amostras de Solo – Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização. Alternativamente, a determinação da umidade foi realizada também “in situ”, utilizando o Método Expedito do Alcool (DNER – DPT M 88 – 64, ou similar) ou o Método Expedito do “Speedy” (DNER – DPT M 52 – 64, ou similar).

Os ensaios de infiltração utilizaram as diretrizes e especificações do Boletim nº 04 da ABGE, Ensaios de Permeabilidade em Solos, emitido em junho de 1996.

Na classificação dos solos atravessados pelas sondagens, especialmente na classificação apresentada nos perfis individuais das mesmas, foi utilizada a Norma NBR 7250 da ABNT – Identificação e Descrição de Amostras de Solos Obtidas em Sondagens de Simples Reconhecimento dos Solo. Foi dada a devida ênfase ao emprego dos critérios táctis-visuais na definição das características geotécnicas dos solos, incluindo a dilatância, a resistência seca e a consistência próxima do limite de plasticidade, de modo a permitir o enquadramento no Sistema Unificado de Classificação de Solos (USCS).

A classificação dos materiais atravessados pelas sondagens foi complementada, quando julgado relevante pela equipe encarregada da execução das investigações, com base na Norma NBR 6502 da ABNT – Rochas e Solos – Terminologia.

Nas descrições dos maciços e de suas coberturas de solos residuais jovens, conforme solicitação para detalhamento de fissuras e outras discontinuidades, foram utilizados os critérios da ABGE que constam da Tradução nº 12 – Métodos para descrição Quantitativa de Discontinuidades em Maciços Rochosos, emitida em novembro/1983.

4.4 SERVIÇOS GEOTÉCNICOS DE ESCRITÓRIO E ENSAIOS

Os serviços geotécnicos foram executados de acordo com as recomendações contidas nas especificações técnicas para a execução de serviços geotécnicos constantes do Anexo III.2 do Edital de Concorrência Nº 01/07-MI, conforme descrito a seguir.

As amostras de solo para realização de ensaios de caracterização foram coletadas nas trincheiras executadas, em locais selecionados.

4.4.1 Metodologia para Execução dos Ensaios Geotécnicos

Diferentemente dos ensaios corriqueiros de caracterização de materiais, os ensaios especiais foram programados à medida que foram sendo obtidas as amostras de solo e identificadas as suas necessidades e naturezas, durante as execuções das prospecções.

As amostras deformadas e indeformadas coletadas foram acondicionadas em local protegido, devidamente ordenadas e identificadas, com o objetivo de manter as características originais, até que fossem ensaiadas.

As amostras indeformadas que se destinariam à realização de ensaios de umidade natural e principalmente as amostras semi-deformadas do tipo “shelby” e as amostras indeformadas do tipo bloco de solo talhado, que se destinariam à execução de ensaios especiais de deformidade e eventualmente de resistência, foram acondicionadas em câmara-úmida, com os devidos cuidados para manter as condições de umidade em que elas foram recolhidas.

Os ensaios realizados foram:

- ✓ Caracterização completa: abrangendo granulometria com sedimentação, limites de liquidez e de plasticidade (LL e LP), densidade dos grãos e umidade natural;
- ✓ Ensaios de compactação em corpos de prova moldados a partir de amostras selecionadas procedentes dos poços de inspeção executados ao longo dos eixos dos canais para definição dos parâmetros dos materiais obtidos nas escavações obrigatórias, objetivando a utilização dos mesmos nos aterros;
- ✓ Ensaios de compactação e CBR em corpos de prova moldados a partir de amostras selecionadas procedentes dos poços de inspeção executados no local das obras para definição dos parâmetros dos materiais obtidos nas escavações obrigatórias, objetivando a utilização dos mesmos na construção dos maciços de terra compactados.

As principais especificações técnicas utilizadas nestes ensaios estão relacionadas a seguir:

- ✓ NBR 6457/86 da ABNT – Amostras de Solo – preparação para Ensaios de Compactação e ensaios de Caracterização;
- ✓ NBR 7181/84 (com errata de 88) da ABNT – Solo – Análise Granulométrica;
- ✓ NBR 6459/84 da ABNT – Solo – Determinação do Limite de Liquidez;
- ✓ NBR 7180/84 (com errata de 88) da ABNT – Solo – Determinação do Limite de Plasticidade;
- ✓ NBR 7182/85 (com errata de 88) da ABNT – Solo – Ensaio de Compactação.

4.4.2 Metodologia dos Ensaios Especiais

A seguir são detalhados os procedimentos adotados nos ensaios especiais.

a) *Ensaios de Condutividade Hidráulica*

Os ensaios utilizados para a determinação do coeficiente de condutividade hidráulica dos solos foram realizados em câmara triaxial (permeâmetro de parede flexível, Figura nº 4.2, abaixo).



Figura nº 4.2: Equipamento Utilizado nos Ensaios de Condutividade Hidráulica

Na moldagem dos corpos de prova, as amostras de solo foram umedecidas com a quantidade de água necessária para obter o teor de umidade desejado, homogeneizadas e acondicionadas em sacos plásticos. Esses eram mantidos vedados por um período de tempo nunca inferior a 24 horas com o propósito de garantir a completa homogeneização do teor de umidade no solo. Cada corpo de prova, após o término da compactação, era imediatamente removido do interior do molde, pesado em balança eletrônica e verificadas suas dimensões com a utilização de um paquímetro, com precisão de 0,01 g e 0,01 cm respectivamente. A seguir os corpos de prova foram levados diretamente para a câmara triaxial de parede flexível.

Antes da colocação de cada corpo de prova no interior da câmara triaxial e iniciado o ensaio de condutividade hidráulica, era feita uma verificação de saturação do sistema (painel de condutividade hidráulica e câmara triaxial). A verificação era realizada através de percolação de água destilada e desaerada no equipamento. Esse procedimento era realizado com o propósito de eliminar possíveis bolhas de ar no sistema e ao mesmo tempo verificar a existência de qualquer vazamento nas conexões e válvulas.

Cada corpo de prova a ser ensaiado era imediatamente colocado na base da câmara triaxial, envolto por uma membrana de látex, selada por dois anéis de vedação em cada extremidade. O topo e a base do corpo de prova ficavam em contato com duas pedras porosas previamente fervidas para remover o ar existente no interior dos poros. Não foram utilizados papéis filtros devido ao receio de interferência com a condutividade hidráulica medida.

Com a câmara triaxial montada, contendo o corpo de prova, a próxima etapa realizada era a percolação de água da base para o topo do corpo de prova a fim de remover o ar existente no interior do corpo de prova. O processo consistia em conectar uma linha de drenagem na parte inferior do corpo de prova e outra na parte superior. Essas linhas de drenagem eram conectadas a buretas nas duas extremidades da câmara triaxial. A câmara triaxial era então preenchida com água e era aplicada no corpo de prova uma pressão confinante de 30 kPa, com a finalidade de minimizar o fluxo d'água entre a membrana e o corpo de prova, durante a percolação. Após a aplicação da pressão confinante, a bureta conectada na base do corpo de prova era preenchida com água destilada e o processo de percolação era iniciado. Esse processo durava aproximadamente dois dias.

Terminada a etapa de percolação, era iniciado o processo de aplicação da contrapressão para aumentar o grau de saturação do corpo de prova. A contrapressão era aplicada através de incrementos simultâneos de 50 kPa na pressão confinante e na contrapressão, de modo a manter a tensão efetiva constante em 30 kPa durante o processo, até atingir um parâmetro B ($B = \Delta u / \Delta \sigma_c$) próximo de 1,0. Esse valor de tensão efetiva (30 kPa) foi utilizado seguindo as recomendações de que a pressão confinante deve estar no mínimo 30 kPa acima da poropressão em ensaios que visem determinar a condutividade hidráulica de solos. A contrapressão era aplicada no topo do corpo de prova e esperava-se a sua equalização na base.

Para a realização do ensaio de condutividade hidráulica, optou-se por adotar a técnica de ensaio de carga constante. A escolha deu-se porque, na realização de ensaios com carga variável, existia a possibilidade de variação do volume de bolhas de ar oclusas existentes no corpo de prova. Isso poderia alterar significativamente o valor de k , pois o aumento das bolhas de ar poderia reduzir a área transversal disponível no interior dos solos para a percolação do fluido.

O procedimento para manter a carga constante no ensaio de condutividade hidráulica consistia no deslocamento de uma coluna de mercúrio existente no painel de condutividade hidráulica até a formação de uma coluna vertical. A posição da coluna permitia a percolação ser realizada da base para o topo do corpo de prova. O deslocamento da coluna era observado durante a realização do ensaio. Utilizou-se para ensaiar os solos altura de coluna de mercúrio de 5 cm a 15 cm, de modo a ser obtido um valor de gradiente

hidráulico menor que 30.

O fluxo de água através do corpo de prova provoca alteração da posição da coluna de mercúrio. Com o auxílio de uma régua graduada e de um cronômetro era determinado o intervalo de tempo necessário para um deslocamento mensurável da coluna de mercúrio. Com esses dados, e assumindo a lei de Darcy, o valor do coeficiente de condutividade k foi obtido através da equação que segue:

$$k = \frac{a_{Hg} h' \Delta H}{A_p t H (\gamma_{Hg} - \gamma_w)}$$

onde:

- a_{Hg} = área do tubo plástico que contém a coluna de mercúrio [m²];
- h' = altura do corpo de prova [m];
- A_p = área do corpo de prova perpendicular ao fluxo [m²];
- ΔH = deslocamento da coluna de mercúrio num intervalo de tempo [m];
- t = tempo necessário para o deslocamento ΔH da coluna de mercúrio [s];
- H = comprimento total da coluna de mercúrio [m];
- γ_w = peso específico d'água [kN/m³];
- γ_{Hg} = peso específico do mercúrio [kN/m³].

b) Ensaios de Resistência ao Cisalhamento

Os ensaios de cisalhamento direto e os ensaios triaxiais contam com instrumentação eletrônica. A aquisição automática de dados por meio de um microcomputador possibilita a execução de ensaios de longa duração, em que a coleta manual de dados seria inviável e sujeita a vários tipos de erros. A aquisição automática apresenta, ainda, a vantagem importante em ensaios triaxiais de permitir o cálculo e a plotagem da trajetória de tensões efetivas aplicado ao corpo de prova em tempo real. Outra grande vantagem está no reduzido intervalo de tempo em que as leituras podem ser realizadas, permitindo uma análise mais detalhada do comportamento do solo, particularmente a pequenas deformações, característica extremamente importante para o estudo de solos estruturados.

- Equipamentos dos Ensaios de Cisalhamento Direto

Os ensaios foram realizados em um equipamento de cisalhamento direto do tipo deformação controlada, da marca Wykeham Farrance Int. (Figuras n^{os} 4.3 e 4.4). Este equipamento ensaia corpos de prova de 60 mm de diâmetro e 20 mm de altura. A tensão vertical do ensaio é aplicada através de pesos colocados em um pendural simples ou com braço de alavanca. Neste ensaio, o corpo de prova de solo é colocado no centro de uma caixa bipartida e sobre sua face superior se aplica a tensão vertical desejada. Através da imposição de um deslocamento horizontal de uma das partes da caixa em relação à outra (com velocidade constante), são medidos a força de cisalhamento no plano de ruptura

imposto ao corpo de prova pela divisão da caixa, o deslocamento horizontal entre as partes superior e inferior da caixa e o deslocamento vertical do cabeçote de carga durante o ensaio.



Figura nº 4.3: Equipamento para Ensaio de Cisalhamento Direto Instrumentado



Figura nº 4.4: Detalhe do Equipamento para Ensaio de Cisalhamento Direto Instrumentado

Para possibilitar a aquisição automática de dados, a medição da força de cisalhamento aplicada no corpo de prova foi realizada com uma célula de carga Kratos MM (capacidade 2 kN) devidamente calibrada. O deslocamento vertical do corpo de prova, assim como o deslocamento horizontal da caixa de cisalhamento, foi medido por meio de um transdutor de deslocamentos Gefran LTM050, também devidamente calibrado. A Figura nº 4.3, acima, apresenta detalhes da instrumentação do equipamento. Todos os transdutores foram conectados a um equipamento de aquisição automática de dados, controlado por um microcomputador. O gerenciamento do processo de aquisição de dados foi realizado por meio do *software* Hewlett Packard HP-Vee.

- Procedimento dos Ensaios

Após sua moldagem, os corpos de prova compactados foram colocados na célula de cisalhamento do equipamento, e esta foi montada na caixa de cisalhamento. Foi dado um espaçamento de 1 mm entre a parte superior e inferior da célula. A tensão vertical (normal) do ensaio foi aplicada através da colocação de pesos no pendural simples (ou no pendural com braço de alavanca para as maiores tensões), iniciando-se então a fase de adensamento do corpo de prova. Após a sua estabilização, foi inundada a caixa de cisalhamento com água destilada. A fase de adensamento dos corpos de prova durou aproximadamente um dia, período em que as deformações dos corpos de prova encontraram-se estabilizadas.

c) *Ensaaios Triaxiais Tipo Adensado Não-Drenado com Medida de Poropressão (CIU)*

Os ensaios triaxiais CIU foram realizados seguindo as recomendações da norma BS 1377 – 90 (British Standard Methods of test for Soils for Civil Engineering purposes – part 8. Shear strength tests (effective stress)).

- Equipamento

Os ensaios triaxiais adensados isotropicamente não drenados (CIU) foram realizados com corpos de prova compactados estaticamente de diâmetro e altura de aproximadamente 50 mm e 100 mm.

O equipamento utilizado para a realização dos ensaios de compressão triaxial foi o desenvolvido e comercializado pela empresa Wille Geotechnik Co. Uma vista geral deste equipamento encontra-se na Figura nº 4.5, a seguir. A Figura nº 4.7, adiante, apresenta um diagrama esquemático dos diversos componentes e do funcionamento do sistema. O mesmo conta com uma câmara triaxial para ensaios com corpos de prova de diâmetro 50 mm, e possui capacidade para suportar até 1500 kPa de pressão. Conta ainda com um micro-computador para controle do equipamento e aquisição automática de dados a partir da instrumentação controlada por um programa computacional desenvolvido pela empresa fabricante do equipamento. A aquisição automática apresenta a vantagem importante de permitir o cálculo e a plotagem da trajetória de tensões efetivas aplicada ao corpo de prova, em tempo real.

O equipamento mencionado encontra-se instrumentado com os seguintes itens: (a) prensa de controle manual ou de servo-controle – opção utilizada nesta tese; (b) célula de carga interna de capacidade de 5 kN e precisão 1 N (nº 1 da Figura nº 4.5); (c) um transdutor de pressão para medidas de poropressão localizado na base da câmara triaxial, próximo ao corpo de prova (capacidade 1500 kPa e precisão 1 kPa) e (d) um transdutor de deslocamento com curso de aproximadamente 38 mm (nº 2) para as medidas de deformação do corpo de prova e precisão de 0,1 mm. O equipamento possui ainda um sistema hidropneumático composto por um compressor de ar próprio, e dois controladores de pressão (transdutores) para aplicação das pressões confinantes e contrapressão (com precisão de 1 kPa), localizados dentro de um sistema de controle de aplicações de pressões (nº 3) e uma bureta graduada instrumentada para medição da variação volumétrica (nº 4).

Os controladores de pressão aplicam as pressões desejadas no topo ou na base do corpo de prova (contrapressão) e no interior da câmara triaxial (pressão confinante). Para a aplicação da pressão confinante tem-se como interface ar-água um bladder (nº 5). Um reservatório elevado de água (destilada) (nº 6) que funciona como desaerador também compõe o equipamento. O equipamento conta ainda com um painel (nº 7) que possui dois manômetros de aplicação manual de pressões com precisão de 1 kPa e duas buretas de precisão 1 ml que podem ser utilizados em ensaios não automatizados. Uma descrição mais detalhada do sistema triaxial Wille Geotechnik Co. pode ser encontrada na web page da empresa (<http://www.wille-geotechnik.com>).

Os ensaios foram realizados com a célula de carga posicionada no interior da câmara triaxial, eliminando assim possíveis problemas de atrito entre o pistão de cargas e a tampa

da câmara triaxial. O cabeçote apresentado na Figura nº 4.6, adiante, e o pistão de cargas utilizado nos ensaios triaxiais foram os sugeridos por Bressani (1990). O pistão tem a ponta arredondada e o cabeçote tem o apoio plano (cavidade), para minimizar o deslocamento lateral do corpo de prova quando o pistão e o cabeçote entram em contato no início do ensaio (este é um problema comum quando se utiliza um cabeçote convencional com apoio cônico).

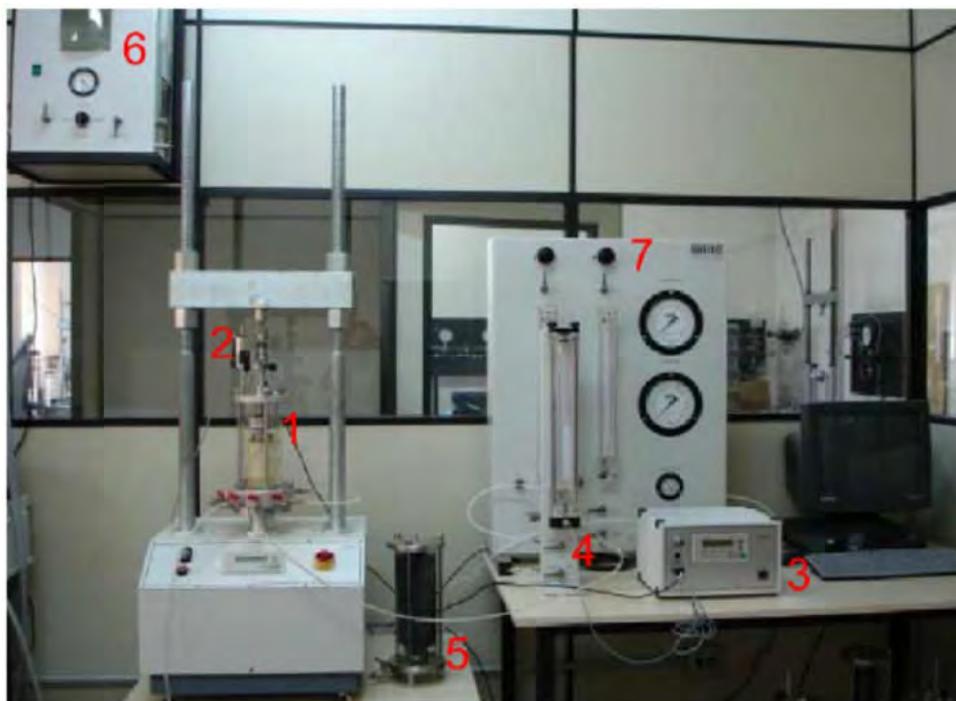


Figura nº 4.5: Equipamento Utilizado nos Ensaio Triaxiais (Wille Geotechnik Co.).

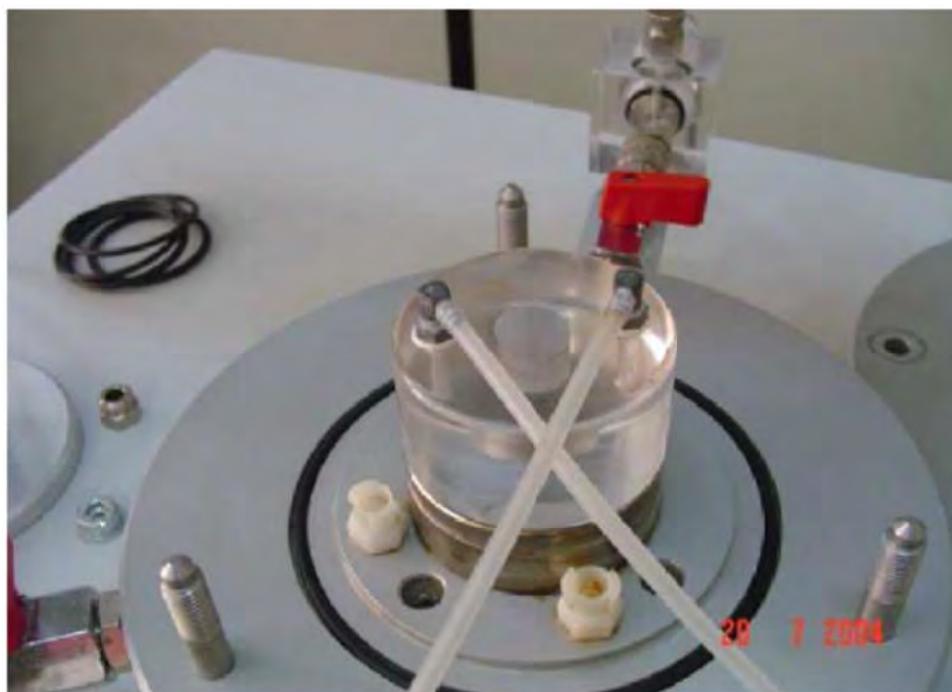


Figura nº 4.6: Detalhe do Cabeçote Utilizado nos Ensaio Triaxiais

• Procedimento dos Ensaios Triaxiais

Ensaio de compressão triaxial são ensaios muito utilizados para análise do comportamento mecânico e obtenção de parâmetros de resistência ao cisalhamento e deformabilidade de solos. Nestes ensaios um corpo de prova cilíndrico de solo (usualmente com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura) é envolvido por uma membrana de látex e ensaiado em uma câmara triaxial que possibilita a aplicação de pressão de água desaerada ao corpo de prova, denominada pressão confinante $\sigma'c$). Após a aplicação da pressão confinante, um carregamento axial de compressão é dado pelo movimento da câmara triaxial relativo a um pistão fixo acoplado ao topo do corpo de prova através da utilização de um cabeçote, gerando uma tensão denominada tensão axial $\sigma'd$). Sob estas condições, a tensão axial no corpo de prova constitui a tensão principal maior (σ_1), e as tensões principais intermediária (σ_2) e menor (σ_3) são iguais à pressão de confinamento, então, tem-se: $\sigma_2 = \sigma_3 = \sigma_c$ e $\sigma_1 = \sigma_d + \sigma'c$. Tubos especiais para drenagem conectadas ao topo e à base do corpo de prova permitem o fluxo de água desaerada tanto para dentro como para fora do mesmo. Através dos tubos de drenagem são realizadas a aplicação de contrapressões para saturação da amostra, a medição de poropressões durante ensaios não drenados e a medição de variações volumétricas durante ensaios drenados.

No decorrer de um ensaio de compressão triaxial são feitas leituras da carga axial aplicada ao corpo de prova, da deformação axial, da variação volumétrica e/ou da poropressão.

A aplicação da pressão de confinamento e da tensão desvio constituem dois estágios distintos do ensaio de compressão triaxial. As condições de drenagem durante o estágio de cisalhamento caracterizam o tipo de ensaio que comumente pode ser: (a) ensaios não adensados e não drenados (UU); (b) ensaios adensados isotropicamente e não drenados (CIU) e (c) ensaios adensados isotropicamente e drenados (CID). Neste trabalho se realizou o ensaio triaxial CIU.

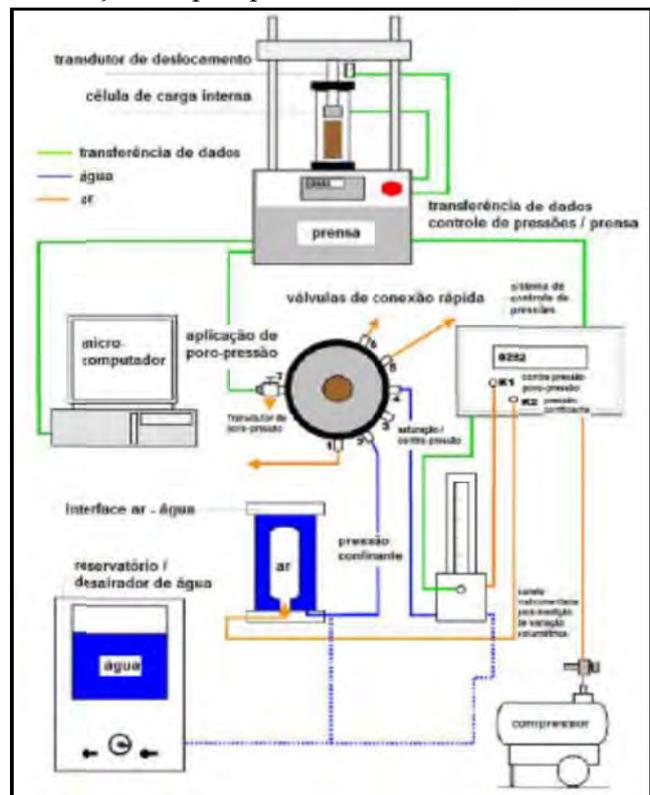


Figura nº 4.7: Diagrama Esquemático do Sistema Triaxial Wille Geotechnik

4.5 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA GERAL

Os domínios geológicos gerais por onde se desenvolve o sistema adutor do Eixo Leste, correspondente ao Lote “D” de projeto executivo, são compreendidos basicamente pelas rochas do embasamento cristalino, constituído predominantemente por associações de rochas gnáissico migmatíticas e, subordinadamente, rochas graníticas, xistos, quartzitos e

anfíbolitos, do Pré-Cambriano.

O embasamento cristalino ocorre predominantemente desde a barragem Copiti até o final do Eixo Leste com recobrimentos dispersos dos depósitos inconsolidados coluvionares compostos por areias finas a médias silto-argilosas, e por depósitos aluvionares constituídos predominantemente de areias finas a grossa, apresentando localmente níveis de cascalho, matéria orgânica e camadas de argila, se situados ao longo dos principais talwegues atravessados pelo sistema adutor.

Com base nos ensaios dos materiais coletados ao longo do desenvolvimento do sistema adutor a áreas de empréstimo, assim como dos resultados das prospecções geotécnicas realizadas, verificou-se que, de uma maneira geral, os materiais provenientes das escavações obrigatórias dos canais se prestam para utilização nos aterros, devendo o controle tecnológico a ser realizado pela supervisão das obras confirmar, localmente, através dos ensaios de laboratório apropriados, a adequação dos materiais para a construção dos aterros.

Para a descrição da geologia dos canais, foi realizada primeiramente uma análise sobre os dados do projeto básico, para então definir os pontos de execução de novas sondagens mistas (SPT e rotativa) e execução de poços de inspeção com coleta de amostras para ensaios de caracterização. Também foram realizados recorridos de campo ao longo do eixo do canal, para identificação, mapeamento e descrição de afloramentos (localização em relação ao estaqueamento do canal, descrição das rochas, medidas de atitudes de fraturas e falhas, etc.) e identificação dos tipos de solos (aluvionares, coluvionares ou residuais) que recobrem o substrato.

Para a elaboração do perfil geológico dos canais foram utilizados os dados das sondagens e poços de inspeção do projeto executivo, mais os dados das sondagens do projeto básico, associados às informações pontuais das ocorrências de afloramentos mapeados ao longo do recorrido de campo junto ao eixo de projeto.

4.5.1 Segmentos de Canais

4.5.1.1. Segmento de Canal 2218

Os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica realizados no canal 2218 são apresentados no Quadro nº 4.1, a seguir. Os gráficos das Figuras nºs 4.8 e 4.9, adiante, apresentam os gráficos de Plasticidade e de atividade da fração argilosa dos solos. A fração argilosa presente nas amostras mostram baixa atividade.

Quadro nº 4.1: Resultados dos Ensaios de Caracterização dos Solos – Canal 2218

Tr.	Estaca	1ª cat. (m)	2ª cat. (m)	Total (m)	Dens.	Consistência			Graunometria				IG	HRB	IP/ %arg
						LL	LP	IP	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedreg. (%)			
232	7290	0,60	3,40	4,00	1,78	41,0	18,0	23,0	39	14	41	6	9	A-7-6	0,59
234	7250	0,50	3,80	4,30	1,75	45,0	21,0	24,0	43	17	34	6	11	A-7-6	0,56
240	7157	0,55	3,65	4,20	1,79	41,0	22,0	19,0	26	16	45	13	4	A-7-6	0,73
242	7114	0,70	2,00	2,70	1,82	35	22,9	12	0	7	85	8	0	A -2- 6	-
243	7089	0,50	0,00	0,50	1,94	NL	NP	NP	0	4	84	12	0	A -2- 4	-
244	7070	0,30	0,80	1,10	1,89	27	18,9	8	0	5	72	23	0	A -2- 4	-
248	7017,5	2,60	0,10	2,70	1,92	NL	NP	NP	0	4	73	23	0	A -1- b	-
251	6945	0,40	0,55	0,95	1,97	NL	NP	NP	0	6	70	24	0	A -1- b	-
252	6850	0,35	0,75	1,10	1,90	NL	NP	NP	0	8	89	3	0	A -2- 4	-
255	6800	0,40	1,20	1,60	1,95	NL	NP	NP	0	3	54	43	0	A -1- b	-
256	6780	0,40	1,20	1,60	1,99	NL	NP	NP	0	4	73	23	0	A -1- b	-
257	6785	0,80	1,30	2,10	1,67	36	23,9	12	0	24	75	1	7	A - 6	-
258	6740	0,60	0,60	1,20	1,95	24	16,3	7	0	8	88	4	1	A - 4	-
259	6752	2,10	0,00	2,10	1,72	NL	NP	NP	0	2	86	12	0	A -1- b	-
260	6715	1,20	2,10	3,30	1,83	33	17,9	15	0	7	91	2	3	A - 6	-
261	6695	0,40	1,00	1,40	1,93	35	18,9	16	0	9	86	5	7	A - 6	-
262	6680	0,40	0,60	1,00	1,99	NL	NP	NP	0	7	93	0	0	A -1- b	-
263	6665	0,40	0,60	1,00	1,99	NL	NP	NP	0	8	73	19	0	A -2- 4	-
265	6600	0,40	0,30	0,70	1,97	NL	NP	NP	0	5	91	4	0	A -2- 4	-
268	6550	0,70	0,50	1,20	1,89	NL	NP	NP	0	4	91	5	0	A -2- 4	-
269	6526	1,00	0,40	1,40	2,00	NL	NP	NP	0	6	88	6	0	A -1- b	-
271	6432,5	1,00	1,10	2,10	1,95	NL	NP	NP	0	4	72	24	0	A -1- b	-
272	6380	0,50	1,10	1,60	0,00	37	23,9	13	0	0	34	16	4	A - 6	-
274	6305	0,40	1,30	1,70	0,00	NL	NP	NP	0	0	55	5	0	A-2-4	-
275	6270	0,60	0,30	0,90	1,98	NL	NP	NP	0	4	71	25	0	A -2- 4	-
276	6249	0,40	0,90	1,30	1,99	NL	NP	NP	0	0	75	25	0	A -1- b	-
277	6185	0,50	0,70	1,20	1,94	NL	NP	NP	0	3	95	2	0	A -2- 4	-
278	6173,5	0,80	0,60	1,40	2,01	NL	NP	NP	0	5	59	36	0	A -1- b	-
279	6000	0,40	0,40	0,80	2,06	NL	NP	NP	0	4	75	21	0	A -2- 4	-
280	5980	0,40	0,30	0,70	2,02	NL	NP	NP	0	4	72	24	0	A -1- b	-
298	6460	0,70	3,30	4,00	1,96	31	19,1	12	0	7	69	24	0	A -2- 6	-

A análise dos resultados mostra que a fração granulométrica predominante é a areia, com porcentagem variando de 34% a 95%, média de 72% e desvio padrão de 17%. Em apenas três amostras desse trecho (TR-232; TR-234 e TR-240) o material foi caracterizado como argiloso. A segunda fração predominante é o pedregulho, com porcentagem variando de 1% a 43%, média de 15% e desvio padrão de 11%. A terceira fração é o silte, variando de 2% a 24%, com média de 7% e desvio padrão de 5%. Por fim a fração argila, varia entre 26% e 43%, apresenta média de 12% e desvio padrão de 11%.

No entanto, observa-se que para todas as amostras a argila confere ao solo valores relativamente altos de índice de plasticidade. A análise dos valores de IP do quadro mostra que a média é 15, o valor máximo é 24, o mínimo é 7 e o desvio padrão é 6.

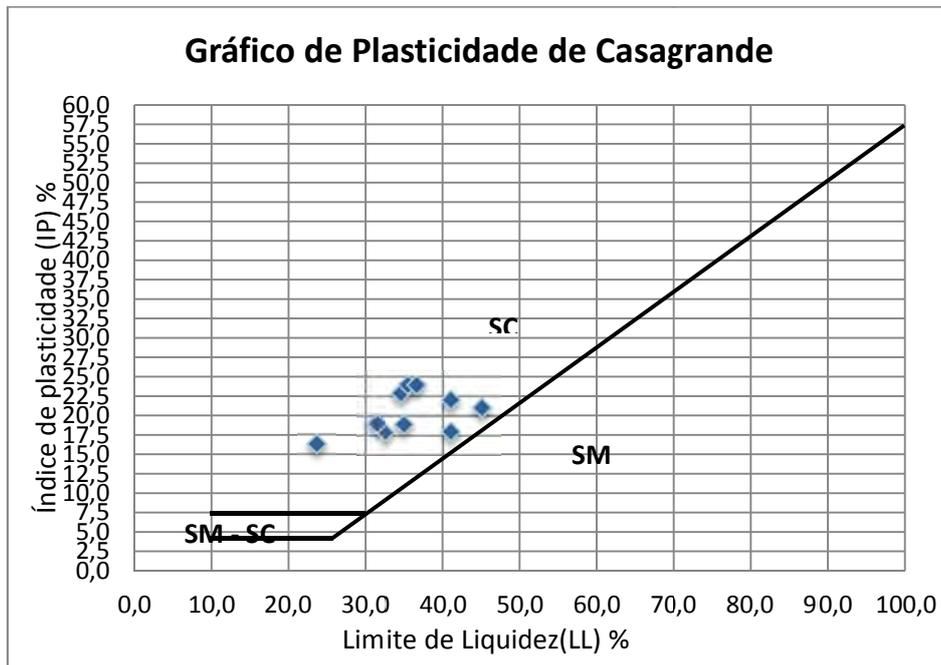


Figura nº 4.8: Gráfico de Plasticidade Solos com Amostras do Segmento de Canal 2218

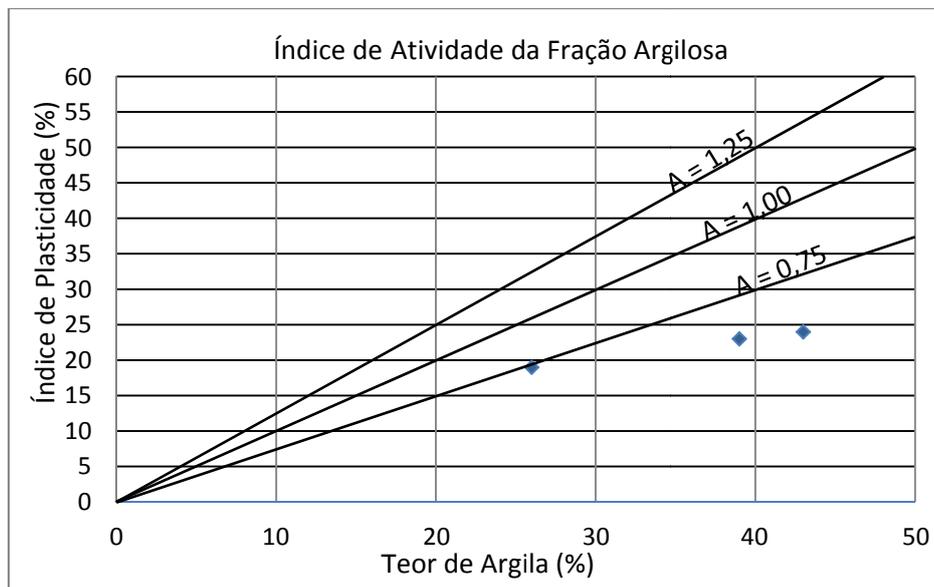


Figura nº 4.9: Índice de Atividade da Fração Argilosa com Amostras do Segmento de Canal 2218

A geologia junto ao eixo do canal é constituída predominantemente por gnaisses, com ocorrências subordinada de rochas graníticas e migmatitos. Os gnaisses apresentam-se bandados, com bandas leucocráticas (claras) ricas em feldspato e as fêlsicas (escuras) ricas em biotita. As porções ricas em biotita normalmente constituem porções mais brandas da rocha muitas vezes apresentando um maior grau de alteração, rebaixando a classe do maciço rochoso. Secionando os gnaisses ocorrem veios intrusivos quartzo-feldspático, que alguns casos formam estruturas desfavoráveis à estabilidade dos cortes.

As estruturas geológicas são fortemente marcadas pelo cisalhamento regional, o qual determina a foliação sub-vertical de orientação NE-SW. As fraturas são observadas em várias orientações, sendo que alguns locais a rocha é classificada como extremamente fraturada. A condição de a rocha apresentar fraturas em mais de duas direções preferenciais, ocasiona a formação de cunhas no momento da escavação dos canais. Nas escavações realizadas no início do segmento do canal 2218 foram observadas fraturas sub-horizontais podendo estar associadas a fraturas de alívio.

As sondagens rotativas demonstraram que a rocha apresenta um perfil de alteração (rocha alterada dura – RAD e rocha alterada mole – RAM) pouco espesso, muitas vezes inferior a 1,00 m, assim como o perfil de solo que recobre as mesmas. Em alguns pontos localizados ocorrem um perfil de solo e material de 2ª categoria com espessuras superiores a 2,00 m, como é o caso do trecho próximo a estaca 7220 onde o perfil de material de 1ª e 2ª categorias somam cerca 7,50 m, conforme pode ser visualizado no boletim de sondagem SR-100.

4.5.1.2. Segmento de Canal 2219

O segmento de canal 2219 caracteriza-se geologicamente por ter dois domínios litológicos. O primeiro segmento da estaca 7398 a 7484 mostra o domínio de rochas migmatíticas que ocorrem na forma de afloramentos alongados e pouco salientes em relação ao nível do solo, estrutura maciça e grau alteração quase inexistente, foliação sub-vertical NE/SW. Estas rochas possuem coloração cinza claro azulada e intercalação de bandas félsicas dominantes e máficas descontínuas, granulação fina, as feições estruturais do conjunto paleossoma + neossoma do tipo bandada e reticular ocorrem comumente neste segmento.

Junto à estaca 7484, na linha de drenagem, ocorre o contato entre os migmatitos e o início do domínio dos gnaisses. Esse domínio apresenta maior grau de alteração devido à concentração de bandas máficas ricas em biotita e a um maior nível de fraturamento, condicionando a rocha a uma classificação inferior aos migmatitos e por consequência um menor grau de estabilidade junto aos cortes dos taludes da seção obrigatória.

A realização das trincheiras demonstrou que o perfil é composto por uma delgada camada de solo residual (espessura inferior a 1m) sobreposta a uma camada de material saprolítico e RAM (rocha alterada mole) com espessura média de 1,0 m. Em vários trechos ao longo do canal 2219 foram identificados afloramentos de rocha sã, tanto nos migmatitos como nos gnaisses.

A sondagem SR-110 apresenta a leitura do nível de água (NA) a 7,38 m de profundidade, em vista que o mesmo está próximo ao riacho Barreiro. Entretanto, a cota da sondagem já se encontra a 14,00 m abaixo do fundo do canal, perfazendo um total de 21,00 m a profundidade do freático.

Sendo assim, as escavações do canal 2219 dificilmente interceptarão o NA, fator esse que facilita as atividades de escavação e contribui a estabilidade do maciço rochoso. Entretanto, cuidados com a percolação das águas superficiais nas fraturas das rochas devem ser observados para evitar poropressão nas estruturas do canal.

4.5.1.3. Segmento de Canal 2220

Os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica realizados no segmento de canal 2220 são apresentados no Quadro nº 4.2, a seguir.

A análise dos resultados mostra que a fração granulométrica predominante é a areia, com porcentagem variando de 34% a 95%, média de 72% e desvio padrão de 17%. Em apenas três amostras desse trecho (TR-232; TR-234 e TR-240) o material foi caracterizado como argiloso.

A segunda fração predominante é o pedregulho, com porcentagem variando de 1% a 43%, média de 15% e desvio padrão de 11%. A terceira fração é o silte, variando de 2% a 24%, com média de 7% e desvio padrão de 5%. Por fim a fração argila, varia entre 26% e 43%, apresenta média de 12% e desvio padrão de 11%.

Quadro nº 4.2: Resultados dos Ensaios de Caracterização dos Solos - Canal 2220

Tr.	Estaca	1ª cat. (m)	2ª cat. (m)	Total (m)	Dens.	a			Granulometria				IG	HRB
						LL	LP	IP	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedreg. (%)		
41	7860	0,36	1,10	1,46	1995	NL	NP	NP	0	1	71	28	0	A -1- b
201	7847,5	0,45	1,55	2,00	1,90	NL	NP	NP	0	7	75	18	0	A-2-4
205	7750,5	0,60	3,30	3,90	1,92	NL	NP	NP	0	3	91	6	0	A -2- 4
206	7730	0,60	5,40	6,00	1,65	45	25,2	20	0	22	76	2	12	A 7- 6

O segmento 2220 mostra o domínio de rochas gnáissicas (biotita gnaïsse com eventual presença de granada) com coloração cinza/rosada para rocha sã e bege nas porções alteradas. Os afloramentos, em sua maior parte, são de rocha sã e estão fortemente basculados (50° a 70°), alteração fraca a moderada, foliação sub-vertical NW/SE.

Ao longo do eixo do canal é possível observar que nos trechos entre as estacas 7630 à 7670 e 7800 à 7880 o comportamento do maciço rochoso torna-se mais complexo, o biotita gnaïsse em alguns locais apresenta-se muito alterado, cortado por diversas estruturas, veios pegmatíticos e diques com dimensões métricas e com direções variáveis com a encaixante. No trecho entre as estacas 7680 à 7800 ocorrem corpos rochosos de biotita gnaïsse + granada com baixo grau de alteração e granitos gnaïsses de granulação média.

As trincheiras realizadas neste segmento de canal demonstram que o perfil de solo é pouco espesso, tendo em média 0,50 m. Em algumas trincheiras o contato da alteração do biotita gnaïsse com os veios graníticos é bem marcado.

4.5.1.4. Segmento de Canal 2221

O segmento de canal 2221 segue próximo a depressão do vale do Moxotó, com orientação NE/SW. Pelo lado esquerdo chegam drenagens pouco profundas, ortogonais ao principal lineamento. O lado direito é representado pelas porções mais baixas do segmento que configuram a calha do rio Moxotó. A morfologia na área é suave com vales longos e baixas declividades.

A geologia na área é representada por rochas metamórficas, classificadas como biotita

gnaisse que ocorrem na forma de pequenos afloramentos e poucos salientes em relação ao nível do solo. Estas rochas possuem coloração cinza escura azulada, quando são e bege quando alteradas. Observa-se a alternância de bandas de coloração diferenciada – máficas e félsicas, ambas descontínuas e pouco espessas com eventual cristalização do mineral granada. O maciço rochoso neste segmento apresenta-se alterado e muito fraturado. É possível observar fraturas de alívio fechadas perpendiculares à foliação e com faces oxidadas, foliação regional NW/SE, frequentemente basculadas sub-verticalmente.

Segmentando os gnaisses ocorrem veios de quartzo e quartzo feldspáticos. Esses veios são muito fraturados e na interface com o gnaisse podem formar superfícies de ruptura. Ocorrem também veios de quartzo leitoso, provavelmente associados a zonas de cisalhamento.

Ocorrem, eventualmente, depósitos aluvionares representados por níveis interdigitados de argilas, areias e seixos de pouca espessura associados à variação de energia do sistema deposicional.

As sondagens e as trincheiras demonstraram que neste segmento de canal existe uma camada de material alúvio-coluvionar de aproximadamente 3,0 m de espessura sotoposto ao solo de alteração do biotita gnaisse. Na trincheira T-25 foi verificada uma espessura de 3,20 m para o material aluvionar. O solo aluvionar nesse segmento de canal caracteriza-se por apresentar grande quantidade de argilas orgânicas de coloração escura. O material aluvionar fino apresenta variações tanto na granulometria como na composição, variando do tamanho argila a fração seixo e de coloração creme a cinza escuro, respectivamente.

A sondagem rotativa SR-126, junto ao km 1+015, demonstra um perfil composto por uma camada de 2,00 m de material alúvio-coluvionar, gradando para um solo eluvial, com aproximadamente 3,50 m, para então atingir a camada saprolítica do gnaisse com espessura aproximada de 4,00 m. Com base nos boletins de sondagens foi verificado que o grau de fraturamento da rocha apresenta grande variabilidade, ocorrendo desde rochas ocasionalmente fraturadas a extremamente fraturadas.

O nível de água subsuperficial neste segmento apresenta profundidades entre 4,00 m a 8,00 m, podendo ocorrer sobre a rocha alterada no nível saprolítico ou já no maciço rochoso. Cabe salientar que esse nível, em alguns pontos, sobrepõe as cotas previstas para o fundo do canal, sendo necessário assim a previsão de estruturas e medidas para a drenagem dessas águas evitando a ação da pressão neutra sobre o canal. Este nível sofre elevação no período de chuvas, já que o material de cobertura aluvionar apresenta em alguns pontos elevada permeabilidade.

4.5.1.5. Segmento de Canal 2222

A topografia no segmento de canal 2222 é suave e o eixo do canal aproxima-se a linha do divisor de águas, assim que se afasta da estação de bombeamento EBV-5.

Ao longo do caminhamento junto ao eixo do canal 2222 foi verificado que o substrato rochoso é recoberto por um perfil de solo residual, com raros afloramentos de rocha. Quando existentes os afloramentos são pouco expressivos e com pequenas áreas expostas. No trecho é comum a existência de matacões de textura pegmatóide e composição quartzo-

feldspática dispersos na área.

As trincheiras realizadas apresentam um perfil pouco profundo, onde os materiais de 1ª e 2ª categoria atingem no máximo 3,00 m. O solo é residual de composição argilo-arenoso com transição para o saprolito.

No primeiro subtrecho, entre a estação EBV-5 e o reservatório de Barreiro, predomina biotita gnaiss, onde a sondagem SR-131 apresentou 0,60 m de colúvio argilo-arenoso recobrimo solo de alteração de gnaiss, constituído de silte-arenoso compacto. Na sequência, de 1,50 m a 2,20 m, ocorre rocha alterada mole e abaixo, rocha alterada dura até 7,00 m de profundidade. Daí até 15,02 m, profundidade final do furo, ocorre rocha alterada dura e medianamente fraturada. Essas condições são bastante semelhantes àquelas descritas para a estação EBV-5, devendo as escavações dos cortes interceptarem 2,00 m de material de 1ª categoria e 2,00 m de material de 2ª categoria. A permeabilidade estimada para este subtrecho é de 1×10^{-5} cm/s.

4.5.1.6. Segmento de Canal 2223

No segmento de canal 2223 o mapeamento geológico indicou a presença de biotita gnaiss e migmatito. A sondagem SR-170 indicou 0,30 m de colúvio argilo-arenoso na superfície, recobrimo rocha pouco alterada e pouco fraturada até a profundidade final de 10,09 m, enquanto que a sondagem SR-171 revelou solo coluvionar recobrimo solo de alteração. De 2,16 m a 5,20 m ocorre rocha alterada dura de granito gnaiss, medianamente fraturada e abaixo, rocha sã, pouco a ocasionalmente fraturada.

No projeto foi admitido que a escavação dos cortes interceptará 2,00 m de material de 1ª categoria e 2,00 m de material de 2ª categoria. A permeabilidade estimada é de $1,0 \times 10^{-5}$ cm/s.

No projeto executivo foi realizado a sondagem SM-233 (E8330), mostrando a presença de areia fina média até a profundidade de 1,06 m, seguido de rocha gnáissica pouco fraturada até a profundidade final de 14,17 m.

4.5.1.7. Segmento de Canal 2224

Após a estação EBV-6 o canal 2224 desenvolve-se sobre um extenso aterro que vai desde o km 171+000 até o km 175+300, onde a cobertura de solo é pequena, devendo sua fundação assentar-se sobre solo de alteração compacto e/ou rocha alterada de gnaiss, com a presença de rochas metamórficas dos tipos muscovita-biotita, gnaisses e biotita gnaisses.

No local da barragem Campos ocorre uma série de cortes de 8,00 m a 12,00 m de altura máxima e greide por volta da cota 595,00 m. Neste trecho foram realizadas as sondagens SR-140 e SR-139 que indicaram profundidades de alteração bastante distintas, respectivamente, de 0,80 m e 7,30 m, que devem estar, provavelmente, associadas a bandas mais biotíticas.

Em profundidade, o maciço rochoso apresenta-se sã e pouco fraturado no local de maior alteração e pouco alterado e medianamente a muito fraturado no local de menor alteração. Estima-se uma permeabilidade de $1,0 \times 10^{-4}$ cm/s para o trecho. As escavações nos cortes, a

considerar pela presença de afloramentos rochosos no local, deverão interceptar cerca de 1,00 m de material de 1ª categoria e 2,00 m de material de 2ª categoria.

As sondagens mistas realizadas SM-237 e SM-238 mostram a presença de solos rasos com espessura inferior a 3,50 m. O solo de alteração foi descrito nos perfis como silto-arenoso micácea.

Os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica são apresentados no Quadro nº 4.3, a seguir. A análise dos resultados mostra que a fração granulométrica predominante é a areia, com porcentagem variando de 47% a 85%, média de 66% e desvio padrão de 16%. Em apenas duas amostras desse trecho (TR-58 e TR-66) o material foi caracterizado como pedregulho.

A segunda fração predominante é o pedregulho, com porcentagem variando de 8% a 51%, média de 29% e desvio padrão de 18%. A terceira fração é o silte, variando de 1% a 10%, com média de 5% e desvio padrão de 3%.

Quadro nº 4.3: Resultados dos Ensaios de Caracterização dos Solos - Canal 2224

Tr.	Estaca	1ª cat. (m)	2ª cat. (m)	Total (m)	Dens.	Consistência			Graulometria				IG	HRB
						LL	LP	IP	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedreg. (%)		
58	8600	0,56	1,10	1,66	1,93	NL	NP	NP	0	10	82	8	0	A -2- 4
59	8580	0,35	0,50	0,85	1,97	NL	NP	NP	0	1	54	45	0	A -1- b
60	8646,09	1,06	2,44	3,50	2,02	NL	NP	NP	0	4	85	11	0	A -1- b
63	8650	1,00	2,30	3,30	1,96	NL	NP	NP	0	2	47	51	0	A -1- b
64	8680	0,45	1,65	2,10	1,99	NL	NP	NP	0	7	65	28	0	A -1- b
66	8760	0,50	0,70	1,20	1,97	NL	NP	NP	0	7	82	11	0	A -2- 4
67	8740	0,46	0,86	1,32	1,97	NL	NP	NP	0	2	52	46	0	A -1- b
68	8720	0,73	0,58	1,31	2,05	22	NP	NP	0	5	49	46	0	A -1- b
69	8830	0,45	0,95	1,40	1,94	NL	NP	NP	0	6	77	17	0	A -1- b

4.5.1.8. Segmento de Canal 2225

Logo após o reservatório de Campos, o mapeamento geológico indicou a presença de biotita gnaisse e granito gnaisse num trecho que inclui cortes com alturas superiores a 10,0 m. Neste trecho foram realizadas as sondagens numeradas de SR-144 a SR-152 que indicaram, em geral, profunda alteração da rocha, em média de 5,0 m, com alguns locais de menor alteração. O maciço rochoso apresenta-se como rocha alterada dura muito a extremamente fraturada, prevendo-se que as escavações interceptem 4,0 m de material de 1ª categoria e 2,0 m de material de 2ª categoria no subtrecho compreendido entre os km 177+600 e km 185+000.

No subtrecho final o maciço rochoso é menos alterado e menos fraturado, devendo a escavação interceptar 2,50 m de material de 1ª categoria e 1,50 m de material de 2ª categoria. A permeabilidade estimada para o trecho variou de 1×10^{-4} cm/s a 1×10^{-5} cm/s.

A sondagem mista SM-242 mostra a presença de solo de alteração com espessura inferior a 1,70 m, seguindo de rocha granítica fortemente alterada até 3,20 m e após ocorre rocha gnáissica maciça até a profundidade final de 15,00 m.

Os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica são apresentados no Quadro nº 4.4, a seguir. A análise dos resultados mostra que a fração granulométrica predominante é a areia, com porcentagem variando de 45% a 74%, média de 59% e desvio padrão de 9%. Em apenas uma amostra desse trecho (TR-71) o material foi caracterizado como silto-argiloso.

A segunda fração predominante é o pedregulho, com porcentagem variando de 15% a 45%, média de 32% e desvio padrão de 10%. A terceira fração é o silte, variando de 3% a 40%, com média de 9% e desvio padrão de 12%.

Quadro nº 4.4: Resultados dos Ensaios de Caracterização dos Solos - Canal 2225

Tr.	Estaca	1ª cat. (m)	2ª cat. (m)	Total (m)	Dens.	Consistência			Granulometria				IG	HRB
						LL	LP	IP	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedreg. (%)		
70	8912.5	0,35	0,65	1,00	1,97	20	N P	N P	0	5	74	21	0	A -2- 4
71	8905	0,80	1,54	2,34	1,82	37	23,2	13	0	40	45	15	5	A - 6
72	8935	1,30	0,00	1,30	1,97	N L	N P	N P	0	5	61	34	0	A -1- b
73	8970	0,20	0,50	0,70	2,01	30	19,9	10	0	3	52	45	0	A -2- 4
74	8990	0,35	0,61	0,96	1,94	N L	N P	N P	0	4	51	45	0	A -1- b
77	9060	0,45	0,90	1,35	1,84	30	19,7	11	0	8	58	34	0	A -2- 6
78	9110	0,50	1,00	1,50	1,79	37	21,4	15	0	6	62	32	1	A -2- 6
79	9130	0,28	0,52	0,80	1,97	N L	N P	N P	0	3	66	31	0	A -1- b

4.5.1.9. Segmento de Canal 2226

Do km 190+700 ao km 193+050 do canal 2226 o traçado do canal desenvolve-se num fundo de vale, onde o mapeamento geológico indicou a presença de extenso aluvião, exceto no trecho próximo ao emboque do túnel Monteiro. As sondagens SR-153, SR-154 e SR-155, executadas no trecho, indicaram a presença de solo aluvionar na superfície do terreno com espessura variando de 4,34 m até 8,18 m, capeando diretamente rocha alterada dura de biotita gnaisse, extremamente fraturada. A sondagem SR 156, executada no km 192+500, indicou 8,0 m de solo de alteração capeando diretamente rocha sã de migmatito, pouco a ocasionalmente fraturada. Neste trecho, inteiramente de corte, a escavação se dará em 8,00 m de material de 1ª categoria e em 1,00 m de material de 2ª categoria. A permeabilidade estimada foi de $1,0 \times 10^{-4}$ cm.

A sondagem mista SM-246 e SM-247 mostra a presença de solo areno-siltoso médio com espessura de 1,55 m e 5,00 m, respectivamente, seguido de rocha migmatítica medianamente alterada, com profundidade final de 12,05 m.

4.5.1.10. Segmento de Canal 2227

Devido às condições geológico-geotécnicas pouco favoráveis (rocha fraturada) no trecho inicial do canal 2227, nos primeiros 4.000 m (da estaca 9809 a 10009) o canal a céu aberto foi substituído por uma galeria de concreto armado pré-moldada, com dimensões internas de 4,0 m x 4,0 m, e declividade longitudinal de 0,00025 m/m.

Do desemboque do túnel Monteiro até o km 203+000 ocorre biotita gnaisse, onde as

sondagens SR-160 a SR-164 indicaram pequena espessura de alteração variando de 1,20 m a 2,45 m de solo e rocha alterada mole, estabelecendo-se para escavação do corte cerca de 1,50 m de material de 1ª categoria e 1,00 m de material de 2ª categoria. A permeabilidade estimada para o trecho é de 1×10^{-5} cm/s.

No trecho final do traçado do Eixo Leste, entre o km 203+000 e km 204+250, a sondagem SR-165 indicou 1,60 m de solo coluvionar argilo-arenoso na superfície por sobre solo de alteração de biotita gnaiss. O solo de alteração é constituído por silte argilo-arenoso, compacto a muito compacto, que se estende até 6,70 m de profundidade. Segue-se abaixo rocha alterada mole e rocha alterada dura, extremamente fraturada, respectivamente até 8,20 m e 18,33 m, esta com permeabilidade estimada de 1×10^{-5} cm/s.

Os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica são apresentados no Quadro nº 4.5, a seguir. A análise dos resultados mostra que a fração granulométrica predominante é a areia, com porcentagem variando de 39% a 97%, média de 80% e desvio padrão de 18,5%.

A segunda fração predominante é o silte, com porcentagem variando de 2% a 25%, média de 10% e desvio padrão de 7%. A terceira fração é o pedregulho, variando de 1% a 55%, com média de 76% e desvio padrão de 10%.

Quadro nº 4.5: Resultados dos Ensaios de Caracterização dos Solos - Canal 2227

Tr.	Estaca	1ª cat. (m)	2ª cat. (m)	Total (m)	Dens	Consistência			Graulometria				IG	HRB
						LL	LP	IP	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedreg. (%)		
107	9860	3,50	0,00	3,50	1,93	N L	N P	N P	0	2	97	1	0	A - 3
109	9915	4,60	0,00	4,60	1,91	N L	N P	N P	0	8	91	1	4	A - 4
112	9975	3,60	0,00	3,60	1,77	27	16,2	11	0	25	75	0	8	A - 6
115	10048	4,60	0,00	4,60	1,69	N L	N P	N P	0	10	90	0	5	A - 4
117	10112.5	0,55	1,15	1,70	1,86	33	21,9	11	0	6	39	55	0	A - 2- 6
120	10175	5,00	0,00	5,00	1,92	31	18,2	13	0	6	90	4	1	A - 6
121	10195	3,00	2,00	5,00	1,88	N L	N P	N P	0	10	75	15	1	A - 4
122	10220	3,70	0,00	3,70	2,00	24	17,3	7	0	15	85	0	2	A - 4

4.5.2. Aspectos Geotécnicos dos Materiais Escavados

Os materiais de escavação do sistema adutor no trecho correspondente ao Lote “D” foram classificados em três grupos distintos; são eles:

- ✓ 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 com explosivos (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 1,00 m.

Com relação à geometria das seções, foram consideradas as seguintes premissas para os

taludes de corte acima da seção hidráulica:

- ✓ 1ª Categoria: taludes 1V:2H;
- ✓ 2ª Categoria: taludes 1V:2H quando as espessuras forem pequenas e 2V:1H para espessuras significativas;
- ✓ 3ª Categoria: taludes 4V:1H (posteriormente abatidos para 2V:1H).

O critério de inclinação de 4V:1H em taludes de 3ª categoria na escavação obrigatória foi determinado pelo **MI**, a fim de reduzir os volumes de escavação. Entretanto, devido a observações feitas em campo em trechos do Lote D, foi possível perceber que os cortes de 3ª categoria não se mostravam estáveis na inclinação mais próxima da vertical (4V:1H), principalmente por apresentar um maciço rochoso com alto grau de fraturamento.

Assim, embora as notas de serviço inicialmente emitidas tenham considerado a inclinação do taludes de 3ª categoria em 4V:1H, foi necessária a utilização de taludes mais abatidos, de modo a garantir sua estabilidade, tendo-se alterado o critério, utilizando-se a inclinação de 2V:1H para cortes em material de 3ª categoria.

Cabe ressaltar que as observações de campo que subsidiaram a decisão favoravelmente ao abatimento dos taludes de rocha foram efetuadas pela Supervisora, que, a partir da escavação piloto, verificou a tendência de estabilização apresentada pelos materiais de 3ª categoria, concluindo pela necessidade de abatimento para 2V:1H.

Foi considerada a inserção de bermas com largura de 3,00 m nas transições de materiais de 2ª ou 3ª categorias para 1ª categoria. Na transição entre taludes de 2ª e 3ª categorias, que terão inclinações distintas, as banquetas previstas possuem largura de 1,00 m. Foram previstas, ainda, banquetas intermediárias de 1,00 m de largura em taludes de 3ª categoria com mais de 10,00 m.

A proteção de taludes em corte em material de 1ª categoria é com cascalho ou enrocamento fino, na espessura de 0,35 m.

A proteção dos taludes de material de 2ª e de 3ª categoria foi estabelecida em função das condições geológico-geotécnicas de cada trecho. Os tipos de tratamentos previstos para os taludes de 2ª categoria contemplam tela de polipropileno, chumbadores, concreto projetado, barbacãs e DHP's. Nos taludes de 3ª categoria deverá ser feito tratamento esporádico com tirantes ou chumbadores, associados ou não à aplicação de concreto projetado, barbacãs e DHP's.

4.5.3. Aspectos Geotécnicos dos Materiais Compactados

Para a execução de aterros serão empregados tanto solo (material de 1ª categoria), como rocha alterada mole (2ª categoria) e rocha (3ª categoria).

Solos coluvionares argilosos com baixa resistência deverão ser removidos, podendo ser reutilizados para construção do aterro compactado dos canais.

A liberação das fundações para assentamento dos aterros com alturas superiores a 10,00 m

deverá ser realizada pela Supervisora, após inspeção geotécnica de campo, com vistas a garantir a remoção dos solos com baixa resistência (SPT igual ou inferior a 4).

Para os trechos onde os canais de adução serão implantados em aterro, foram adotadas duas seções típicas básicas: aterro homogêneo e aterro zoneado.

O aterro homogêneo foi utilizado onde ocorre uma disponibilidade de volumes apreciáveis de solos e saprolitos (1ª e 2ª categoria), com taludes externos protegidos com cascalho ou enrocamento fino. A espessura de enrocamento adotada foi de 0,50 m de largura (0,93 m em projeção).

O aterro zoneado é composto por uma seção mista de solo e enrocamento. Na interface entre a camada de aterro compactado (1ª e 2ª categoria) e material de 3ª categoria, deverá ser executada uma camada de filtro horizontal de areia, com espessura de 0,20 m, e uma camada de transição compactada, com espessura de 0,30 m, no caso de haver disponibilidade de saprolito em granulometria adequada, pode-se utilizar este material em substituição à camada de transição mais o filtro de areia, neste caso, a camada de saprolito terá 0,50 m de espessura.

Esta seção foi idealizada para acomodar os trechos de canal em aterro onde ocorre a predominância de enrocamento, oriundo de escavações obrigatórias. Foi previsto um zoneamento do maciço compactado prevendo que a porção de solo situe-se na parte central (núcleo), envolvendo totalmente a seção hidráulica de escoamento. A porção de enrocamento foi prevista para atuar como espaldares externos da seção.

As bermas laterais ao canal (estradas de O&M) possuem largura de 4,43 m nos trechos em aterro (sendo 3,50 m correspondente à largura horizontal do maciço e 0,93 m de proteção em enrocamento).

4.5.4. Estruturas de Controle

Para o sistema adutor do Eixo Leste correspondente ao Lote de Projeto “D”, as estruturas de controle estão localizadas nos canais de saída dos reservatórios Copiti, Barreiros, Campos e Barro Branco. Essas estruturas têm por finalidade regular a vazão de adução aos canais a jusante.

As estruturas de controle compreendem as seguintes obras em solo: escavação do canal de aproximação, da estrutura de entrada, do bloco central e da estrutura de saída (transição estrutura de controle x canal adutor).

As seções de escavação projetadas (apresentadas nas notas de serviços de terraplenagem) referem-se ao terrapleno da escavação, sendo que está previsto executar a escavação em seção maior do que a da estrutura de concreto, com posterior aterro com solo compactado do espaço a maior.

As seções de terraplenagem podem ser ajustadas em campo, em função da confirmação do perfil geotécnico efetuada após as escavações.

A proteção dos taludes em material de 1ª e 2ª categorias deve ser executada com

enrocamento, de diâmetro mínimo de 35 cm, com vistas a suportar ao movimento oscilatório das águas do reservatório associado à inclinação dos taludes laterais do enrocamento.

Com relação ao projeto das fundações, o projeto executivo estabelece que:

- ✓ A liberação das escavações e cotas de assentamento deverá ser feita por geotécnico, após limpeza, preparo e mapeamento geológico do local;
- ✓ As cotas de nível de assentamento das sapatas informadas nos desenhos de projeto são referenciais e devem ser adaptadas em campo, de acordo com a realidade geotécnica verificada. As mesmas deverão apoiar-se em solo com tensão compatível com 0,60 MPa;
- ✓ As fundações deverão ser concretadas contra-barranco para garantir um perfeito contato entre as paredes da cava e a fundação;
- ✓ Caso necessário, deverá ser utilizado sistema de rebaixamento de lençol freático para garantir a qualidade e segurança da execução, assim como soluções de desvio provisório de pequenos escoamentos observados;
- ✓ Caso a escavação seja executada com dimensão maior que a da sapata, o *overbreak* deverá ser preenchido com concreto massa com $f_{ck} > 10$ MPa.

4.5.5. Aquedutos

O projeto executivo dos aquedutos Branco e Barreiros compreendeu a elaboração do projeto civil da infra, meso e superestrutura; do projeto civil das transições de montante e jusante; do tratamento e proteção dos aterros de encontro de montante e de jusante; do projeto estrutural das sapatas, pilares, superestrutura e transições; da memória de cálculo estrutural; e das planilhas de quantitativos e orçamento.

Os dois aquedutos têm início numa estrutura de transição de montante, para passar da seção trapezoidal do canal para a seção retangular do aqueduto. A mesma situação ocorre na saída do aqueduto, porém de forma inversa.

Para a caracterização geológica-geotécnica da área onde estão previstos os dois aquedutos foi realizada uma análise sobre os dados apresentados no projeto básico, complementados por um levantamento de campo contemplando: a descrição dos afloramentos, a realização de trincheiras (poços de inspeção) e a realização de sondagens mistas (SM).

Os aterros nos encontros dos aquedutos foram concebidos em seção mista, ou seja, sob as extremidades dos canais retangulares em concreto estão previstos aterros compactados confinados lateralmente por maciços de enrocamento separados por camadas de transições finas e grossas.

Os materiais da fundação deverão ser removidos, escavando-se até atingir material consistente ou compactado compatível com os carregamentos provenientes dos aterros de encontro.

As fundações dos pilares dos aquedutos deverão ser em sapatas, cujas bases deverão ser

assentes no topo da rocha sã. Conforme estabelecido do documento 1375-PCD-3500-04-02-001 (Execução de Fundações de Aquedutos e Bueiros), as sapatas devem estar confinadas em rocha sã e, caso a cava de fundação tenha dimensões superiores à da sapata, o *overbreak* deverá ser preenchido com concreto $f_{ck} = 15$ MPa, a fim de garantir que a área de apoio da sapata esteja confinada.

4.5.5.1. Aqueduto Branco

O aqueduto Branco substitui um trecho do canal adutor entre o km 147+795 (E7389+15) e km 147+945 (E7397+5). O aqueduto compreende uma estrutura composta de seis módulos de 25,0 m (extensão total de 150,0 m) e as transições de montante e jusante têm 15,0 m.

A superestrutura do aqueduto é apoiada sobre pilares com seção retangular, nas dimensões de 5,00 m x 2,20 m, com espessura das paredes de 0,35 m. Na parte inferior do pilares, que ficará exposta às oscilações dos níveis d'água dos riachos, foi prevista, no lado exposto ao fluxo, uma cunha de proteção contra possíveis galhos e troncos arrastados pela correnteza. Na base dos pilares foi prevista uma sapata retangular, nas dimensões de 5,50 m x 8,60 m e altura de 2,50 m, assente em material de 3ª categoria. Para o aqueduto Branco estão previstos sete pilares afastados em 25,00 m.

O riacho Branco se encaixa de forma suave sobre a topografia local, e apresenta um leito com aproximadamente 40,00 m de largura com margens pouco inclinadas. O caráter intermitente do mesmo possibilitou a verificação *in loco* da composição do fundo de sua calha. O riacho está sobre rochas granitóides predominantemente migmatitos e possui depósitos sedimentares aluvionares compostos predominantemente por areia média a grossa..

No projeto básico foram executadas três sondagens rotativas, denominadas SR-103, SR-104 e SR-105, localizadas na ombreira montante, no leito do riacho e na ombreira de jusante. No projeto executivo foram realizadas mais duas sondagens mistas, a SM-204 e SM-205, e seis trincheiras.

As trincheiras T-220 e T-225 localizadas na margem direita e esquerda, respectivamente, demonstram que a cobertura de solo restringe-se a espessuras inferiores a 2,00 m transicionando na trincheira T-220 para material saprolítico com espessura de 2,00 m, enquanto que na trincheira T-225, após o solo, ocorre uma camada de material aluvionar com espessura de 1,60 m, para então ocorrer a transição para o material saprolítico, que atinge uma espessura aproximada de 1,20 m. A trincheira T-222 está localizada sobre o leito do riacho e apresenta uma camada de material aluvionar de 2,00 m de espessura, a qual está sobreposta diretamente sobre a rocha.

As sondagens SR-103 SR-104 e SM-204 demonstram que as camadas de material aluvionar, de solo e saprolito são pouco profundas e que a rocha sotoposta é formada principalmente de migmatitos sã a pouco alterado e ocasionalmente fraturado a pouco fraturado.

Foi observado que a área junto a margem esquerda – porção montante do canal – onde foram realizadas as sondagens SR-105 e SM-205, a rocha apresenta-se muito alterada a extremamente alterada e muito fraturada a extremamente fraturada. Essas características

leva a necessidade de um acompanhamento detalhado no momento de execução das fundações para a verificação do maciço e, se necessário, orientar tratamentos específicos para o melhoramento das condições do maciço em relação a capacidade de suporte para as fundações.

4.5.5.2. Aqueduto Barreiro

O aqueduto Barreiro substitui um trecho do canal adutor entre o km 151+000 (E7550) e km 151+200 (E7560). O aqueduto compreende oito módulos de 25,0 m (extensão total de 200,0 m) e as transições de montante e jusante têm 20,0 m.

A geologia é constituída principalmente por gnaiss de granulação média e cor cinza. No leito do rio ocorrem sedimentos aluvionares.

No projeto básico foram executadas três sondagens rotativas, denominadas de SR-111, SR-110 e SR-112, localizadas, respectivamente, na ombreira de montante, no leito do riacho Barreiro e na ombreira de jusante. No projeto executivo foi executado mais uma sondagem mista, a SM-20, e seis trincheiras.

A sondagens rotativas demonstram que as camadas de material aluvionar, de solo e saprolito são pouco profundas e que a rocha sotoposta é formada principalmente de migmatitos sã a pouco alterado e, ocasionalmente fraturado a pouco fraturado.

As sondagens mostraram condições geológicas e geotécnicas bastante particulares no local, observando-se um processo de alteração mais intenso na ombreira de montante, onde a sondagem SR-111 atravessou 8,40 m de solo de alteração e a sondagem SR-112, da ombreira de jusante, 3,35 m, o que coloca o topo rochoso mais raso nessa região. Este solo de alteração é constituído por silte-arenoso compacto, com fragmentos de quartzo e feldspato. O topo rochoso é constituído em suas partes superiores por rocha alterada mole, extremamente fraturada, que passa em profundidade a rochas menos alteradas e menos fraturadas, a 8,80 m e 6,50 m, respectivamente, nas sondagens SR-111 e SR-112.

O nível d'água, em ambas as ombreiras, foi detectado à 5,50 m de profundidade. No leito do rio a sondagem indicou 6,10 m de aluvião constituído por argila-arenosa, marrom escuro, nos seus 2,45 m superficiais, e areia fina a grossa, pouco siltosa, na base. O aluvião está sobreposto ao solo de alteração do gnaiss subjacente. Este solo, semelhante ao observado nas ombreiras, desenvolve-se até 10,30 m de profundidade, passando gradativamente à espessa camada de rocha alterada mole até 15,78 m. Daí para baixo, segue-se uma rocha sã, pouco a medianamente fraturada. O nível d'água está posicionado no solo de alteração a 7,38 m de profundidade

4.5.6. Pontes

Os parâmetros geotécnicos que embasaram o projeto das pontes em rodovias pavimentadas foram extraídos das informações obtidas de investigações de campo realizadas por ocasião do projeto dos canais, complementadas com a análise das seções escavadas dos canais e com execução de sondagens específicas.

Como critério de projeto, estabeleceu-se que as fundações das pontes deveriam estar

assentes sobre material de 3ª categoria (rocha sã).

4.5.6.1. Ponte na Rodovia Federal BR-232

A ponte prevista na rodovia BR-232 está inserida no domínio dos migmatitos e biotita gnaisses, com o eixo no segmento de canal 2220, no km 2+338,1 (E7677+18,1). As sondagens SM-01 e SM-02 realizadas no seu eixo indicam que a ponte estará assentada sobre rochas migmatito gnaisse, a profundidades de até 2,00 m.

4.5.6.2. Ponte na Rodovia Estadual PE-280

A ponte prevista na rodovia PE-280 está situada na região onde ocorre biotita gnaisse no segmento de canal 2223, no km 0+426,59 (E8437+6,59). As sondagens SM-03 e SM-04 realizadas no seu eixo indicam que a ponte estará assentada sobre rochas migmatito gnaisse a profundidade de 1,00 m.

4.5.6.3. Ponte na Rodovia PE-265 (ex-BR-110)

A ponte na rodovia PE-265 (ex-BR-110), prevista no segmento de canal 2226, no km 7+321,13 (E8533+1,13), está inserida na região onde ocorrem rochas cristalinas representadas por migmatitos, biotita gnaisses e granitos. As sondagens SM-5 e SM-06 realizadas no seu eixo indicam que a ponte estará assentada sobre rochas migmatito gnaisse a profundidades que variam de 9,50 m a 5,00 m. As sondagens realizadas apresentaram uma cobertura coluvial com espessura em torno de 4,00 m.

4.5.7. Estações de Bombeamento

As duas estações de bombeamento, denominadas EBV-5 e EBV-6, que fazem parte do Lote “D”, estão inseridas na área do embasamento cristalino.

Devido ao porte das obras da casa de bombas e das alturas das escavações obrigatórias, as estações de bombeamento EBV-5 e EBV-6 serão implantadas sobre o maciço rochoso, onde deverão ser removidos os materiais e blocos soltos existentes na fundação.

Após as escavações obrigatórias deverá ser feita a limpeza dos taludes com jatos de água e ar comprimido. Sempre que necessária, será prevista drenagem de fundação para controlar subpressões indesejáveis no sítio (câmara de captação) da casa de bombas.

Foi dispensado o revestimento com geomembrana/concreto (revestimento rígido-flexível) no forebay a montante das estações de bombeamento, tendo em conta que o nível do lençol freático encontra-se razoavelmente acima da cota da borda do canal, bem como o maciço rochoso é comprovadamente impermeável, sem risco de perda d'água por infiltração.

No trecho rebaixado junto à casa de bombas, no poço à montante das câmaras de captação, a impermeabilização, se necessária, deverá ser feita através de tratamentos localizados de eventuais descontinuidades do maciço rochoso.

4.5.7.1. Estação de Bombeamento EBV-5

No sítio da estação de bombeamento EBV-5 a fundação se dá em rocha sã de migmatito cataclásado (material de 3ª categoria) que ocorre a partir de uma profundidade média de 3,00 m. Na superfície existe um capeamento de solo residual de alteração (1ª categoria).

A estação EBV-5 está situada entre o km 163+710 (E8185+10) e km 164+180 (E8209) do sistema adutor do Eixo Leste, na área de domínio das rochas cristalinas, tendo sido observado no levantamento geológico a presença de biotita gnaisse. No local foram executadas as sondagens rotativas SR-127, SR-132, SR-133 e SR-134, no sentido de montante para jusante.

De uma maneira geral, as condições geológicas são bastante homogêneas com relação as profundidades de alteração, da ordem de 2,0 m, exceto com relação a espessura de alteração observada na sondagem SR-132, que é de 10,60 m. Esta alteração deve estar associada a planos de fraturamento paralelos aos planos de foliação ou a bandas mais biotíticas do maciço rochoso.

A sondagem SR-127, na elevação 512,70 m, foi executada no início do forebay de montante, e teve 15,13 m de profundidade, ficando abaixo da cota do greide, fixada na elevação 500,96 m. Esta sondagem interceptou, na superfície, solo coluvionar/alteração com 0,90 m de espessura capeando diretamente o maciço rochoso.

O solo coluvionar é constituído por argila siltosa, marrom e o solo de alteração constituído por silte-arenoso, pouco micáceo. O maciço rochoso é constituído por rocha alterada dura de biotita gnaisse, extremamente fraturada até a profundidade de 12,30 m, passando para uma rocha sã, pouco fraturada.

Próximo ao local do eixo da casa de bombas, a sondagem SR-134, executada a partir da elevação 513,50 m, confirmou a presença de rochas gnáissicas e de pequena cobertura de solo coluvionar, da ordem de 2,56 m. A rocha, um biotita gnaisse, apresenta-se pouco alterada e medianamente a muito fraturada, com alguns trechos extremamente fraturados. Outras duas sondagens (SR-132 e SR-133) foram executadas a meia distância das sondagens SR-127 e SR-134 e revelaram que o maciço rochoso apresenta-se pouco alterado e medianamente a muito fraturado.

Em resumo, os dados obtidos nas sondagens e nos levantamentos de campo permitiram estabelecer as condições geológicas para a implantação das estruturas da estação EBV-5, prevendo-se que as escavações devam interceptar, em média, cerca de 2,00 m de material de 1ª categoria e 2,00 m de material de 2ª categoria, exceto junto ao local da sondagem SR-132, onde a espessura de alteração é maior.

Os taludes de escavação foram concebidos com inclinação de 2V:1H, devendo os cortes atingirem 25,00 m de altura máxima. Prevê-se, pelo estado de fraturamento do maciço rochoso, que os taludes deverão ser tratados com concreto projetado. A fundação da casa de bombas apresenta maciço rochoso em condições geomecânicas adequadas à implantação das estruturas. As tubulações adutoras e o forebay de jusante ficarão apoiados em aterros compactados.

As sondagens realizadas nesta fase de projeto (Quadro nº 4.6, abaixo) confirmaram os resultados obtidos na fase de projeto básico. Sob camadas de cerca de 2,50 m de solo residual de alteração (1ª categoria) e de 1,50 m, em média, de rocha pouco a medianamente alterada de granito (2ª categoria), encontra-se rocha granítica sã (3ª categoria).

Quadro nº 4.6: Localização das Sondagens Mistas - Estação de Bombeamento EBV-5

Nº	Localização da Sondagem		Empresa	Profundidade (m)			
				SP	Sondagem Rotativa		Total
	km+m	Estaca			Solo	Rocha	
SM-226	163+900	8195	STS	2,90	0,00	15,10	18,00
SM-227	164+200	8210	STS	1,50	0,00	4,50	6,00

4.5.7.2. Estação de Bombeamento EBV-6

No sítio da estação de bombeamento EBV-6 a fundação se dá em rocha sã de migmatito cataclásado (material de 3ª categoria) que ocorre a partir de uma profundidade média de 1,00 m. Na superfície existe um capeamento de solo silto-arenoso (1ª categoria).

A estação EBV-6 está situada entre o km 169+987 (E8499+7) e km 170+820 (E8541) do sistema adutor do Eixo Leste, na área de domínio das rochas cristalinas, onde predomina biotita gnaisse e está presente, localmente, o granito gnaisse

No local foram executadas, inicialmente, as sondagens SR-135, SR-169, SR-136, SR-137 e SR-138, no sentido de montante para jusante que, entretanto, ficaram fora da área selecionada para a implantação da casa de bombas. Tal fato implicou na execução de um levantamento sísmico para complementar o conhecimento geológico-geotécnico.

Os resultados das sondagens SR-137 e SR-138 deixam de ser descritos por estarem bem afastados do local de implantação das obras da estação EBV-6, valendo ressaltar que a rocha é igual àquela observada nas demais sondagens.

De uma maneira geral, observa-se no local solo coluvionar areno-argiloso na superfície, com cerca de 1,0 m de espessura, capeando solo de alteração de biotita gnaisse, constituído de silte-arenoso micáceo com fragmentos de quartzo e feldspato, provavelmente derivados de veios pegmatóides. A espessura de solo é variável no local desde 4,29 m, observada na sondagem SR-135, até 9,70 m, observada na sondagem SR-169. Esse solo de alteração encontra-se capeando diretamente rocha alterada dura de biotita gnaisse, extremamente fraturada na sondagem SR-135, e pouco a medianamente fraturada nas demais sondagens.

O levantamento geofísico indicou uma espessura da ordem de 5,0 m de solo com velocidades sísmicas variando de 1.700 m/s a 2.100 m/s e, subjacente, um maciço rochoso com velocidade sísmica de 4.500 m/s a 4.600 m/s, correlacionável a rocha pouco alterada ou sã, medianamente fraturada.

Em resumo, os dados obtidos nas sondagens e no levantamento de campo permitiram estabelecer as condições geológicas para a implantação das estruturas da estação EBV-6, prevendo-se que as escavações devam interceptar, em média, cerca de 3,00 m de material de 1ª categoria e outros 3,00 m de material de 2ª categoria. Os taludes de escavação foram

concebidos com inclinação de 2V:1H, devendo os cortes atingirem cerca de 30,0 m de altura máxima.

A casa de bombas terá como fundação maciço rochoso com características geomecânicas adequadas à implantação das estruturas. As tubulações adutoras e o forebay de jusante ficarão apoiadas em aterros compactados.

As sondagens realizadas nesta fase de projeto (Quadro nº 4.7, abaixo) confirmaram os resultados obtidos na fase de projeto básico. A sondagem SM-236 apresenta camadas de 0,95 m de solo residual de alteração (1ª categoria) e de 2,00 m, em média, de rocha medianamente alterada de migmatito (2ª categoria), seguida de rocha migmatítica sã (3ª categoria) até a profundidade de 6,25 m. As sondagens SM-234 e SM-235 apresentam camadas com cerca de 1,40 m de solo residual de alteração (1ª categoria) e de 17,00 m, em média, de rocha medianamente alterada de migmatito (2ª categoria), seguida de rocha granítica medianamente alterada (3ª categoria).

Quadro nº 4.7: Localização das Sondagens Mistas - Estação de Bombeamento EBV-6

Nº	Localização da Sondagem		Empresa	Profundidade (m)			
				SP	Sondagem Rotativa		Total
	km+m	Estaca			Solo	Rocha	
SM-234	170+100	8505	STS	1,40	0,00	23,60	25,00
SM-235	170+200	8510	STS	0,94	0,00	29,06	30,00
SM-236	170+950	8547+10	STS	0,95	0,00	5,30	6,25

4.5.8. Barragens

Os estudos geotécnicos realizados para subsidiarem a elaboração do projeto executivo das quatro barragens contidas no trecho correspondente ao Lote “D” compreenderam a execução de sondagens mistas (percussão e rotativa) nos sítios de implantação das obras e a pesquisa de materiais construtivos nas suas proximidades.

Os serviços foram desenvolvidos mediante uma programação inicial baseada nos resultados das prospecções e ensaios feitos na fase de projeto básico.

4.5.8.1. Aspectos Geotécnicos

Os critérios de projeto relativos aos aspectos geotécnicos adotados no detalhamento das barragens condicionam, especialmente, a definição das fundações das obras e os materiais disponíveis para a construção dos maciços.

Das escavações provenientes do Lote “D” - Eixo Leste e jazidas resultaram cinco tipos principais de materiais de aterros, quais sejam:

- ✓ Solos aluvionares: constituídos de granulometrias diversas, com forte presença de solos orgânicos moles e areias fofas a pouco compactas;
- ✓ Solos coluvionares e residuais maduros: constituídos de areias argilo-siltosas com pedregulhos e argilas areno-siltosas com pedregulhos de coloração vermelha;

- ✓ Solos saprolíticos: constituídos de areias grossas e médias siltosas com pedregulhos não plásticas e areias grossas e médias silto-argilosas com pedregulhos e com baixa plasticidade. Estes tipos de solos, também, podem ser classificados como saibros. Todas as indicações das análises de sondagens e de perfis de escavações dos Lotes 11 e 12 permitem inferir que das escavações do Lote D resultarão volumes menores de solos saprolíticos com alguma plasticidade, por exemplo, com $IP \geq 8\%$;
- ✓ Rocha saprolítica: quando escavada apresenta granulometria semelhante a dos solos saprolíticos, porém são comuns as ocorrências de blocos rochosos imersos na matriz arenosa. Este material ainda é escavável mecanicamente;
- ✓ Rocha sã: é um material de 3ª categoria e sujeito a escavação somente com fogo.

As investigações de jazidas para as barragens do Lote 12 e as observações de escavações dos Lotes 11 informam que nas proximidades das barragens são encontradas jazidas de solos coluvionares e residuais maduros de rocha gnáissica, com coloração vermelha, que apresentam boas condições geotécnicas para a sua utilização em aterros argilosos de barragens.

a) Materiais Escavados

Os solos aluvionares de baixa resistência das fundações das barragens devem ser totalmente removidos valendo também para os solos coluvionares, residuais maduros mais superficiais dos perfis de alteração. As fundações das barragens devem ser assentadas no topo dos terrenos constituídos de solos saprolíticos, conforme definido nas seções transversais de projeto, notas de serviço de terraplenagem de escavações e tratamento de fundações. As escavações gerais das fundações devem se limitar ao topo das camadas de solos saprolíticos.

b) Vedação e Impermeabilização das Fundações

A trincheira de vedação (*cut-off*), que tem a função de vedação dividida ou compartilhada com o núcleo ou maciço da barragem, terá profundidade variável de acordo com o perfil geológico-geotécnico de cada barragem, e deverá ser escavada em solo saprolítico.

Com o objetivo de dar um destino mais nobre para os materiais argilosos escavados das fundações das barragens, foi projetado um tapete de impermeabilização localizado à montante do maciço das barragens. Este tipo de aterro, por ser um complemento de vedação da barragem nos seus trechos mais altos, deverá ser regularizado e compactado com trator de esteira, para minimizar os efeitos das fendas de tração, se caracterizando como um aterro argiloso de bota-fora.

Na linha central da trincheira de vedação deverão ser executadas injeções de calda de cimento nos terrenos rochosos saprolíticos e rocha sã, conforme especificações técnicas.

c) Drenagem Interna

Todos os materiais de aterro que compõem as seções tipo das barragens deverão atender aos critérios de filtro a seguir relacionados, inclusive os materiais saprolíticos da fundação com os aterros de areias e de brita graduada:

- ✓ $D_{15}(\text{filtro})/D_{85}(\text{base}) \leq 52$ - critério de contenção ou de erosão interna;
- ✓ $D_{15}(\text{filtro})/D_{15}(\text{base}) \geq 5$ - critério de permeabilidade ou de drenagem.

Onde:

- ✓ $D_{15}(\text{filtro})$ - diâmetro da peneira pela qual passa 15% do material de filtro;
- ✓ $D_{15}(\text{base})$ - diâmetro da peneira pela qual passa 15% do material de base ou a ser protegido;
- ✓ $D_{15}(\text{filtro})$ - diâmetro da peneira pela qual passa 15% do material de filtro;
- ✓ $D_{85}(\text{base})$ - diâmetro da peneira pela qual passa 85% do solo de base ou a ser protegido.

Os critérios de filtro, se necessário, podem ser abrandados com base na realização e análise de ensaios de filtragem ou de proteção e sob orientação da Supervisora.

d) Drenagem Superficial

Nos espaldares de jusante e coroamentos, zonas de drenagem das barragens, a proteção com material granular se faz necessária e conveniente tendo em vista as condições climáticas severas da região do Empreendimento.

4.5.8.2. Barragem Moxotó

O reservatório Moxotó, compreendido entre o km 157+610 (E7880+10) e km 160+620 (E8031), é formado por um extenso dique e uma estrutura vertente, onde o mapeamento geológico indicou a presença de aluvião em todo o vale do rio Moxotó, ladeado por morros de biotita gnaisse.

As investigações no sítio do Moxotó incluíram a execução de set) sondagens rotativas, denominadas de SR-120, SR-121, SR-122, SR-123, SR-124, SR-125 e SR-126, dispostas sequencialmente de montante para jusante.

Ao longo de todo o vale do rio Moxotó tem-se o aluvião com espessura de até 14,50 m, conforme observado na sondagem SR-123. O aluvião é constituído por camadas de areia de granulação variada e de argilas arenosas que se intercalam aleatoriamente, ocorrendo na base, em geral, camadas de materiais mais grosseiros. Em geral, estes materiais estão depositados diretamente sobre o solo de alteração. Os índices SPT obtidos para o solo aluvionar foram elevados, em geral superiores a 10 golpes/30 cm finais. Nos ensaios de infiltração, os valores de permeabilidade variaram de $1,2 \times 10^{-4}$ cm/s a $9,5 \times 10^{-7}$ cm/s.

O solo de alteração apresenta espessuras muito variáveis desde 0,65 m até 11,20 m, esta observada na sondagem SR-122. É constituído por material silte-arenoso compacto, com índices de resistência a penetração superiores a 15 golpes/30 cm. A sua permeabilidade é baixa, variando de $6,9 \times 10^{-6}$ cm/s a $1,7 \times 10^{-5}$ cm/s.

² Para o caso dos materiais de proteção do talude de montante da barragem esta relação de diâmetros pode ser ampliada para o valor 9.

O eixo de implantação do dique foi posicionado o mais próximo das ombreiras, buscando evitar aluviões e, mais especificamente, as suas grandes espessuras. O vertedouro de emergência foi posicionado onde o topo rochoso é mais raso.

A Quadro nº 4.8, a seguir, apresenta as sondagens mistas realizadas nesta fase dos estudos, que confirmaram os resultados obtidos na fase de projeto básico.

Quadro nº 4.8: Sondagens Mistas Executadas no Sítio da Barragem Moxotó

Nº	Localização da Sondagem		Empresa	Profundidade			
				SP	SR		Total
	N	E			Solo	Rocha	
SM-210	9101475	671899	RW	0,90	0,00	11,30	12,20
SM-211	9101504	671969	RW	3,70	1,00	7,40	12,10
SM-212	9101523	672053	RW	0,90	0,00	8,10	9,00
SM-213	9101592	672253	RW	4,50	0,10	4,50	9,10
SM-214	9101669	672463	RW	0,70	5,20	6,30	12,20
SM-215	9101772	672764	RW	1,40	5,80	11,00	18,20
SM-216	9101695	673173	RW	0,40	0,00	12,60	13,00
SM-217	9102237	673423	RW	0,60	11,10	4,50	16,20
SM-218	9102482	673649	RW	2,60	3,60	5,80	12,00
SM-219	9102587	673991	RW	2,80	1,90	10,30	15,00
SM-220	9102616	674435	RW	3,70	2,50	8,80	15,00
SM-221	9102632	674674	RW	0,90	0,80	10,30	12,00
SM-222	9102796	675072	RW	3,90	0,00	11,10	15,00
SM-223	9102996	675463	RW	4,90	4,30	3,00	12,20

Os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica são apresentados no Quadro nº 4.9, a seguir. A análise dos resultados mostra que a fração granulométrica predominante é a areia, com porcentagem variando de 18% a 89%, média de 57%, e desvio padrão de 19%. A segunda fração predominante é o silte, com porcentagem variando de 5% a 66%, média de 33%, e desvio padrão de 20%. A terceira fração é o pedregulho, variando de 2% a 22%, com média de 9% e desvio padrão de 7%.

Quadro nº 4.9: Trincheiras Executadas no Sítio da Barragem Moxotó

Tr	Localização	Estaca	1ª cat.	2ª cat.	Total	LL	LP	IP	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedreg. (%)	IG	HRB	IP/ %arg
TR-24	Eixo Moxotó	193	1,30	2,00	3,30	41	25,8	15	1	62	18	19	8	A-7-6	15,01
TR-25	Moxotó/Canal S4 (2221)	8135	3,20	0,90	4,10	43	22,4	21	1	50	47	2	9	A-7-6	21,00
TR-26	Moxotó/Canal S4 (2221)	8150	0,60	3,90	4,50	NL	NP	NP	1	5	72	22	0	A-2-4	-
TR-34	Eixo Moxotó	129	2,10	0,70	2,80	44	21,1	23	1	66	33	0	14	A-7-6	22,70
TR-37	Eixo Moxotó	141	2,00	0,40	2,40	22	NP	NP	0	37	53	10	2	A-4	-
TR-39	Eixo Moxotó	170+08	1,60	2,33	3,93	39	23,2	16	0	28	56	16	6	A-6	-
TR-43	Eixo Moxotó	27 LD 10	0,92	1,92	2,84	42	21,6	20	0	34	62	4	5	A-7-6	-
TR-47	Eixo Moxotó	84 LD 50	1,74	1,86	3,60	NL	NP	NP	0	11	76	13	0	A-2-4	-
TR-48	Eixo Moxotó	100 LD 32	2,50	1,60	4,10	50	29,8	20	2	52	46	0	14	A-7-5	10,13
TR-94	Eixo Moxotó	4	4,70	0,70	5,40	53	19,9	33	0	39	55	7	11	A-7-6	-
TR-95	Eixo Moxotó	18	0,70	2,10	2,80	NL	NP	NP	0	8	86	6	0	A-2-4	-
TR-96	Eixo Moxotó	35	0,50	0,80	1,30	NL	NP	NP	0	13	85	2	0	A-2-4	-
TR-97	Eixo Moxotó	215	0,45	4,95	5,40	38	25,0	13	0	27	56	17	5	A-6	-

Os boletins de sondagens mistas e a percussão demonstram que ao longo do eixo do dique Moxotó são encontrados perfis de terrenos aluvionares e coluvionares de granulometria variada e com baixa resistência ao cisalhamento.

Um dos aspectos geotécnicos mais importantes da fundação do dique Moxotó são as ocorrências de espessas camadas de solos e rochas saprolíticas gnáissicas ao longo do eixo do barramento. Estas ocorrências estão registradas nas sondagens SM-211, SM-212, SM-214, SM-215, SM-216, SM-217, SM-218, SM-219, SM-220, SM-223, SM-224 e outras fora do eixo de barramento.

Embora uma grande maioria dos ensaios de infiltração realizados nas camadas de solos e rochas saprolíticas gnáissicas mostre uma permeabilidade de média à baixa (k na faixa de 10^{-4} cm/s a 10^{-5} cm/s) para estes tipos de terrenos, é de se esperar locais com valores mais altos de condutividades hidráulicas para os materiais saprolíticos não plásticos com pedregulhos e blocos rochosos.

As sondagens (SM-211/km 0+075, SP-217/km 1+742, SM-218/km 2+ 176 e SM-219/km 2+479) demonstram que os solos aluvionares de baixa resistência da fundação da barragem apresentam $SPT \leq 7$, sendo alguns com valores menores do que 5. Estes valores associados a sua natureza aluvionar e a importância do Empreendimento permitem concluir que os mesmos deverão ser totalmente removidos da fundação da barragem, o mesmo valendo para os solos coluvionares mais superficiais dos perfis de alteração.

A partir destas constatações e considerações foram estabelecidos os perfis ou linhas limites de escavações e as seções transversais de projeto do dique Moxotó, conforme desenhos do projeto executivo.

Para um melhor entendimento, as linhas limites das escavações gerais da fundação do dique Moxotó foram definidas no perfil geológico-geotécnico do eixo do barramento. Desta forma, fica demonstrado que todos os aterros do barramento estão assentados sobre solos e rochas saprolíticas, com $SPT \geq 10$. Assim, todos os aterros da barragem foram projetados para se assentarem sobre o topo dos terrenos constituídos de solos saprolíticos, conforme definido nas seções transversais do projeto, notas de serviço de terraplenagem de escavações e no desenho de tratamento da fundação - as escavações gerais da fundação dos aterros do barramento devem se limitar ao topo das camadas de solos saprolíticos.

Mesmo com as definições referidas, todas as escavações de solos aluvionares e coluvionares com baixa resistência deverão, trecho a trecho de fundação, ser objeto de análise visual e tátil e de autorização pela equipe de Supervisão de obras - quando possível, os solos coluvionares ou residuais de coloração vermelha poderão ser utilizados como material de aterro da barragem.

O dique Moxotó apresenta uma altura máxima sobre os terrenos de fundação da ordem de 10,0 m. Desta forma, trata-se de uma barragem de pequeno porte, no contexto do empreendimento em questão.

Como em todos os estudos de barragens e que partem do geral para o específico, o projeto do dique Moxotó evoluiu de uma seção homogênea de terra para o estudo de alternativas de seções zoneadas ou mistas. Estas últimas alternativas tem como objetivo reduzir os

impactos ambientais com a utilização de jazidas fora da faixa de abrangência do Canal de Integração do Rio São Francisco e permitir o máximo aproveitamento dos materiais provenientes das escavações obrigatórias do Empreendimento como aterros.

Com relação às seções tipo zoneadas, fez-se o estudo de várias alternativas com núcleo esbelto de argila, trincheira de vedação (*cut-off*) e espaldares com os materiais granulares diversos disponíveis na obra.

Conforme antes referido, com a análise detalhada dos perfis de sondagens dos terrenos de fundação do dique Moxotó percebe-se que em vários trechos do barramento são encontradas espessas camadas de solos e rochas saprolíticas. Estas condições geram dúvidas quanto ao estabelecimento dos limites de escavações de soluções de vedação, para uma solução com seção de barragem com núcleo esbelto.

Os materiais saprolíticos (saibros) apresentam condutividade hidráulica, no geral, variando de média a baixa - os ensaios de infiltração nas sondagens antes referidas registram valores na faixa de 10^{-4} cm/s a 10^{-5} cm/s. No entanto, sabidamente estes materiais residuais saprolíticos são heterogêneos e, muitas vezes, problemáticos em obras onde se pretende reservar água e ainda mais se a mesma envolver a necessidade de otimização ou de redução máxima de perdas por percolação pela fundação da barragem.

Há que se destacar que o controle de percolação sempre é um pressuposto relevante da concepção de uma barragem, ainda que se trate de uma pequena barragem em determinados trechos do seu eixo. Foi prevista nos dimensionamentos do dique Moxotó uma vazão percolada de $1.303 \text{ m}^3/\text{s}$ para um período de retorno de 1.000 anos na cota de cheia do rio Moxotó (elevação 500,0 m), o que corresponde a uma velocidade de 2,50 m/s.

Assim, duas questões ou condicionantes de projeto se destacam para a concepção da seção tipo do dique Moxotó, com núcleo argiloso central, com o seu prolongamento até a base da trincheira de vedação (*cut-off*) e com espaldares de montante e jusante integralmente constituídos de materiais granulares (enrocamentos, solos saprolíticos não plásticos e transições):

- ✓ Qual seria a condição para a definição da profundidade da trincheira de vedação frente às grandes espessuras dos materiais saprolíticos da fundação do barramento principal ou quais os critérios de paralisação de suas escavações no campo - as camadas saprolíticas ou saibros em alguns trechos atingem espessuras até maiores do que a dos maciços de barramento;
- ✓ Mesmo com a trincheira de vedação (*cut-off*), nesta situação, haveria um caminho de percolação muito reduzido em qualquer posição da fundação da barragem, uma vez que o espaldar de montante seria constituído unicamente de materiais granulares. Neste caso, até ser atingido o núcleo argiloso central de vedação do barramento, as águas percoladas não teriam, praticamente, nenhuma perda de carga - caminho de percolação reduzido ou curto pressupõe gradiente hidráulico alto e forças de percolação altas.

Por estas razões foram estudadas alternativas de barragem com seção mista, todas com o espaldar de montante constituído de solos areno-argilosos ou argilo-arenosos provenientes

das escavações obrigatórias dos canais adjacentes ao barramento ou mesmo de jazidas próximas.

Nesta alternativa fica mantida a trincheira de vedação (*cut-off*), sendo esta com uma função de vedação dividida ou compartilhada com o aterro areno-argiloso do espaldar de montante e a porção central ou núcleo da barragem. Desta forma, a incorporação do aterro argiloso no espaldar de montante impõe um aumento significativo no caminho de percolação pela fundação da barragem e, por consequência, se obtém a redução dos gradientes hidráulicos e um maior controle geral da percolação pela barragem.

Como as seções de maior altura de barramento se localizam em áreas de várzeas ou terrenos planos com ocorrências de solos aluvionares argilosos, optou-se pelo aproveitamento destes materiais de escavação para a concepção de um tapete de impermeabilização localizado à montante. Desta forma, os solos aluvionares e coluvionares devem ser lançados e compactados formando um tapete de impermeabilização para montante.

O tapete de impermeabilização deverá ser construído com os solos aluvionares e coluvionares argilosos, ambos provenientes das escavações obrigatórias da fundação da barragem. Este tipo de aterro, por ser um complemento de vedação da barragem nos seus trechos mais altos, deverá ser regularizado e compactado com trator de esteira - se caracterizando como um aterro argiloso de bota-fora, conforme especificações técnicas. Como único cuidado especial deste aterro é que antes do enchimento do reservatório o mesmo receba uma regularização final com trator de esteira para minimizar os efeitos de fendas de tração.

Com a nova seção mista de projeto tem-se um maior controle de percolação pela fundação da barragem e a definição mais segura da profundidade da sua trincheira de vedação.

Assim, a seção mista ou zoneada proposta apresenta a seguinte concepção e principais definições, conforme detalhamento do projeto:

- O espaldar de montante da barragem deverá ser todo construído com aterros de materiais saprolíticos argilosos provenientes de escavações obrigatórias da obra e com índice de plasticidade $\geq 8\%$ (aterro Tipo B1) e o núcleo com solos coluvionares e residuais argilosos de coloração vermelha da jazida Moxotó (aterro Tipo A).

Uma vez que o espaldar de montante foi definido com material argiloso e homogêneo, este poderá, também, ser da mesma origem do núcleo da barragem, sendo que, preferencialmente, proveniente das escavações obrigatórias dos canais adjacentes ao barramento.

- O espaldar de jusante, na zona de drenagem do barramento e com os objetivos de aproveitamento dos materiais das escavações obrigatórias, foi concebido com materiais granulares diversos, sendo que adjacente ao núcleo, funcionando como material de filtro e de transição, foi definida a zona de aterro com solos saprolíticos não plásticos (aterro Tipo B2).

O aterro que está sendo utilizado no Lote 11 deverá atender aos critérios de filtro,

especialmente, com relação ao critério de erosão interna (Piping). No entanto, deverá ser flexibilizado o critério da porcentagem de finos, sendo admitido para os aterros de materiais saprolíticos não plásticos uma porcentagem que passa na # 200 maior que 5%. A concepção de uma zona de solos saprolíticos arenosos com pedregulhos não plásticos no espaldar de jusante pressupõe que não será necessária a utilização de areias aluvionares de filtro, as quais não estão disponíveis na região da obra.

- Adjacente à zona de aterro com solos saprolíticos não plásticos foram definidas as camadas de transição de brita graduada (aterro Tipo C), enrocamento com finos (aterro Tipo D) e enrocamento de proteção (aterro Tipo E1);
- Como transição entre o enrocamento com finos e as camadas de solos saprolíticos da fundação, foi projetado um dreno sub-vertical e um tapete horizontal de brita graduada compactada (aterro Tipo C) que se estende até 1,50 m além do pé do talude de jusante. Desta forma, a camada de brita graduada protege todo o talude de jusante e a fundação da barragem em todas as direções dos fluxos das águas de percolação – este material deve atender os critérios de filtro e para isto foram definidas as faixas granulométricas do DNIT, as quais são conhecidas pelos Construtores de obras de infraestrutura rodoviária;
- Para fazer a transição entre a brita graduada e o enrocamento do espaldar de jusante optou-se pela utilização dos enrocamentos com finos (aterro Tipo D), também, provenientes das escavações de maciços rochosos pouco alterados e são. Este tipo de material de aterro pode ser chamado de Random e se constituiu em uma mistura de blocos de rocha sã com finos não plásticos, o que favorecerá o atendimento do critério de proteção/contenção da camada de brita graduada;
- O talude de montante deverá ser protegido com camadas de brita graduada (aterro Tipo C) e enrocamento lançado (aterro Tipo E2);
- Nos locais de várzea com espessas camadas aluvionares argilosas foram definidos os trechos com tapete de impermeabilização de montante. Esta estrutura complementar de vedação deverá ser construída com os solos aluvionares e coluvionares argilosos, ambos, provenientes das escavações obrigatórias da fundação do dique Moxotó. Este tipo de aterro, por ser um complemento de vedação da barragem nos seus trechos de várzea e mais altos, deverá ser regularizado e compactado com trator de esteira - se caracterizando como um aterro argiloso de bota-fora (aterro Tipo F);
- Para melhorar a proteção do talude de jusante contra o efeito das cheias do rio Moxotó, foi definida a utilização de uma camada compactada de enrocamento sem finos (aterro Tipo E1) - esta camada tem espessura mínima de 1,00 m e sua altura máxima na elevação 500,00 m;
- Com a definição do espaldar de montante com solos argilosos, a trincheira de vedação (*cut-off*) passou a ter, a priori, a espessura máxima de 2,50 m de profundidade, medida a partir da linha ou cotas das escavações dos solos aluvionares e coluvionares da fundação com baixa resistência.

Nos trechos com escavações da fundação da barragem com profundidades maiores do que 2,50 m, esta estrutura de vedação foi dispensada na zona central do barramento - neste caso, a rigor, toda a base da barragem, abaixo das cotas dos terrenos naturais, pode ser

admitida como uma trincheira de vedação, com dimensões ampliadas e reforçadas com o tapete de impermeabilização com solos aluvionares e coluvionares.

- Na linha central do eixo da barragem que coincide com o da trincheira de vedação deverão ser feitas as injeções de calda de cimento nos terrenos rochosos saprolíticos e rocha sã, conforme especificações técnicas, nos trechos de barragem com altura menor do que 5,00 m. A cortina de injeções somente será executada em trechos específicos, determinados pela inspeção e análise *in loco* das condições hidrogeológicas do substrato rochoso da trincheira de vedação (*cut-off*). Nos casos de necessidade de injeções de calda de cimento pela constatação de descontinuidades geológicas ou alta condutividade hidráulica dos terrenos rochosos de fundação, a cortina de injeção será iniciada com a injeção de furos primários com espaçamento de 12,00 m, executando-se, se necessário, injeções secundárias e terciárias com espaçamentos menores. A profundidade máxima deverá ser equivalente à altura da coluna de água no ponto da injeção;
- Os taludes do barramento foram definidos com inclinações de 1,0(V):2,5(H) para montante e 1,0(V):1,8(H) para jusante, as quais serão comprovadas com análises de estabilidade ao escorregamento;
- O coroamento da barragem é constituído de três camadas de aterros com materiais granulares, sendo de baixo para cima a seguinte sequência: camada de brita graduada de 0,20 m sobre os aterros argilosos do espaldar de montante e o núcleo; a camada de enrocamento com finos com 0,40 m e, finalmente, na cota de coroamento mais uma camada de brita graduada com 0,20 m de espessura.

Com as análises dos elementos de projeto pode-se afirmar que a seção tipo do dique Moxotó atende aos principais itens do projeto de uma barragem de terra e enrocamento, em especial com relação aos aspectos hidrogeológicos, de compressibilidade, resistência ao cisalhamento e proteção de seus aterros aos efeitos de erosão superficial.

Uma vez que o barramento foi concebido com seção zoneada, e o mesmo apresenta altura máxima sobre a fundação de 13,91 m (km 0+080), julga-se desnecessário a revisão ou a verificação do dimensionamento da espessura do filtro vertical e horizontal de brita graduada. Este sistema de drenagem interna está posicionado adjacente a um amplo aterro de enrocamento, que é o talude de jusante do barramento, estando, portanto, com amplas condições de drenar as águas de percolação.

4.5.8.3. Barragem Barreiro

A barragem Barreiro apresenta uma altura máxima sobre os terrenos de fundação da ordem de 15,00 m, tendo o seu reservatório limitado pelo km 166+690 (E8334+10) e km 168+320 (E8416), onde o mapeamento geológico indicou a presença de afloramentos de biotita gnaisse.

No local do eixo da barragem foram executadas três sondagens rotativas, denominadas de SR-179, SR-180 e SR-81, que mostram que o sítio de implantação da barragem Barreiros está localizado na zona do embasamento cristalino composto por biotita gnaisses, biotita gnaisses migmatizados, migmatitos com estruturas estromática, granada-biotita

gnaisse, hornblenda gnaisses e localmente intercalações de anfibolitos, leptinitos e rochas calcossilicáticas.

A sondagem SR-181, executada na ombreira direita, mostrou a presença de solo coluvionar areno-argiloso na superfície, com espessura de 0,70 m, capeando diretamente solo de alteração que se estende até 1,45 m. Na sequência tem-se rocha alterada mole até 9,75 m de profundidade, passando para rocha alterada dura, pouco fraturada, até a profundidade final do furo, de 18,15 m. Ensaios de perda d'água indicaram altas absorções d'água no trecho de 14,00 m a 16,05 m, obtendo-se uma pressão máxima de 1,8 kg/cm² para uma vazão de 100 l/min. Outros trechos apresentaram permeabilidades médias equivalentes a 4,2x10⁻⁴ cm/s. Ensaios de infiltração no solo de alteração indicaram permeabilidades variando de 1,0x10⁻⁶ cm/s a 4,0x10⁻⁶ cm/s.

No leito do riacho Barreiros a sondagem SR-180 indicou a presença de coluvião argiloso na superfície, com espessura de 0,40 m, capeando solo de alteração, constituído por silte-arenoso compacto, presente até 2,10 m de profundidade. Segue-se abaixo rocha alterada mole e rocha alterada dura de biotita gnaiss, esta medianamente a pouco fraturada, até as profundidades de 4,00 m e 10,05 m. Os ensaios de perda d'água indicaram absorções nulas, mostrando ser o maciço rochoso impermeável. No trecho de solo de alteração, os ensaios de permeabilidade indicaram valores da ordem de 3,6x10⁻⁶ cm/s.

Na ombreira esquerda a sondagem SR-179 interceptou 0,60 m de solo coluvionar na superfície, constituído por areia fina argilosa marrom, capeando solo de alteração. Este solo, constituído de silte-arenoso compacto, encontra-se até 1,50 m de profundidade, capeando diretamente o biotita gnaiss. O topo rochoso é constituído por rocha alterada mole de material brechado, alterado e muito fragmentado até a profundidade de 2,20 m. Na sequência tem-se o maciço sã, pouco fraturado até a profundidade final de 10,01 m. Ensaios de perda d'água indicaram baixas absorções com permeabilidade máxima de 1,0x10⁻⁵ cm/s, enquanto que o ensaio de infiltração realizado no trecho de 1,0 m a 3,0 m indicou permeabilidade de até 1,1x10⁻⁴ cm/s.

O Quadro nº 4.10, abaixo, apresenta as sondagens mistas realizadas nesta fase dos estudos, que confirmaram os resultados obtidos na fase de projeto básico.

Quadro nº 4.10: Sondagens Mistas Executadas no Sítio da Barragem Barreiro

Nº	Localização da Sondagem		Empresa	Profundidade (m)			Total
				SP	Sondagem Rotativa		
	N	E			Solo	Rocha	
SM-230	9.106.481	678.348	RW	2,40	0,00	9,60	12,00
SM-231	9.106.502	678.413	RW	4,45	0,00	7,55	12,00
SM-232	9.106.508	678.482	RW	3,05	0,00	9,15	12,20

Os boletins de sondagens mistas e a percussão demonstram que ao longo do eixo da barragem Barreiro são encontrados perfis com ocorrências de solos aluvionares e coluvionares de granulometria variada, com espessura variando de 0,40 m, na sondagem SR-180, à 2,80 m na SM-231 - os materiais coluvionares apresentam, no geral, coloração avermelhada e podem ser classificados como areias argilosas com pedregulhos.

As maiores espessuras de solos aluvionares são registradas no trecho mais profundo do vale, no entorno das sondagens SM-231 e T-360, respectivamente, localizadas no km 0+478,2 e km 0+470. Na sondagem à percussão são registradas ocorrências de silte-arenoso com consistência mole, com SPT ~3 a 4. Já no boletim da trincheira T-360 os solos aluvionares foram registrados com espessura total de 2,30 m, sendo que subjacente e até a profundidade limite de 3,30 m ocorre uma camada de areia grossa. Assim, da análise comparativa destas duas sondagens pode-se inferir que neste trecho ocorrem camadas de solos arenosos aluvionares e residuais (saibro), que somadas totalizam a profundidade de 4,80 m na sondagem SM-231.

Os ensaios de infiltração e perda d'água nos materiais residuais gerais mostram valores de condutividade hidráulica ou permeabilidade dos solos e rochas (rocha alterada mole e rocha dura) da fundação numa faixa ampla de $6,4 \times 10^{-4}$ cm/s a $1,2 \times 10^{-8}$ cm/s. Estes valores de condutividade hidráulica, em conjunto, permitem inferir que os solos saprolíticos e rochas da fundação da barragem apresentam permeabilidade relativamente alta a muito baixa e numa faixa de variação relativamente significativa.

Os maiores valores de permeabilidade no eixo do barramento são registrados nas sondagens SM-231 e SM-232, no entorno do km 0+478,2. Nestas sondagens os solos e rochas saprolíticas, também classificados como saibros, apresentam permeabilidade na faixa de valores de $6,4 \times 10^{-4}$ cm/s a $2,2 \times 10^{-4}$ cm/s. Estes valores, devido a importância da obra, podem ser considerados como relativamente altos e o que é típico em materiais desta natureza (saibros), com classificação de areias médias e grossas siltosas com pedregulhos.

Nas demais sondagens localizadas nas ombreiras esquerda e direita, incluídos os locais das sondagens SR-179, SR-180, SR-181, os ensaios de infiltração e perda d'água demonstram que os materiais saprolíticos apresentam permeabilidades baixas, com valores na faixa de $2,9 \times 10^{-7}$ cm/s a $1,2 \times 10^{-8}$ cm/s.

Ao longo de todo o eixo de barramento e subjacente aos solos transportados, encontram-se as camadas de solos e rochas saprolíticas de biotita gnáissica com coloração cinza “mosqueada” (solos de alteração e rocha decomposta ou alterada mole), as quais são constituídas, predominantemente, de areias médias e grossas siltosas com pedregulhos finos – materiais que quando não ou pouco plásticos, também, são classificados de saibros.

Um dos aspectos geotécnicos mais importantes da fundação da barragem são as ocorrências de camadas relativamente espessas de solos e rochas saprolíticas ao longo do eixo do barramento. Estas ocorrências estão registradas no perfil geológico-geotécnico e nos boletins das sondagens SM-230, SM-232 e SR-181. Por exemplo, nas sondagens SM-232 e SR-181 as camadas de solos e rocha saprolíticas atingem, respectivamente, espessuras de 5,50 m e 9,05 m - nestas camadas os valores de SPT são da ordem de 10 nos solos saprolíticos e maiores do que 20 para os materiais rochosos muito alterados e, portanto, podem ser considerados como materiais compactos a muito compactos. Estes valores de referência dão a fundação do barramento, em toda a sua extensão, uma boa condição de resistência ao cisalhamento para um maciço homogêneo de terra com altura menor do que 15,00 m.

Em síntese, a fundação da barragem Barreiro é constituída de uma cobertura de solos

aluvionares e coluvionares de pouca espessura ($\leq 0,90$ m) nos flancos do barramento e que na porção mais profunda do vale os solos aluvionares atingem espessura de até 2,80 m na sondagem SM-231. Estes sedimentos por sua natureza apresentam baixa resistência ao cisalhamento e devido ao porte e importância do empreendimento devem ser removidos totalmente da planta da barragem de terra.

Atingidas as camadas de materiais residuais a sequência de solos e rochas saprolíticas areno-siltosas com pedregulhos (saibros) apresentam baixa compressibilidade e resistência ao cisalhamento alta ($SPT \geq 10$) e crescente com a profundidade até atingir a rocha sã.

Com relação às condições de permeabilidade dos terrenos saprolíticos da fundação da barragem, destacam-se as ocorrências de materiais saprolíticos com espessura da ordem de até 3,80 m e permeabilidade relativamente alta. Os demais trechos da fundação da barragem apresentam elementos de projeto que permitem considerar os materiais saprolíticos e a rocha sã como terrenos com baixa condutividade hidráulica.

As sondagens e inspeções das escavações das obras dos Lotes 11 e 12 confirmaram as principais características geotécnicas gerais detectadas no projeto básico da FUNCATE, e estas permitem a manutenção da concepção original da barragem com seção homogênea de terra e filtros vertical e horizontal de areia, conforme desenhos de projeto executivo.

As condições hidrogeotécnicas e geomecânicas permitem a adoção de uma seção típica única de barragem homogênea de terra com filtros - não foram detectadas heterogeneidades na fundação que exijam alteração ou variações da seção tipo do barramento de terra ao longo do seu eixo de barramento.

A seção homogênea tipo preconizada deverá ser implantada com a utilização preferencial dos solos residuais de comportamento argiloso e de coloração vermelha. Estes materiais deverão ser obtidos em jazidas e em escavações obrigatórias do Lote 12. Além destes e com as devidas análises e atendimento das demais especificações técnicas poderão ser utilizados como aterros argilosos os materiais coluvionares escavados da própria fundação da barragem e que são classificados como areias argilosas com pedregulhos.

Como materiais de aterros argilosos para a construção da barragem deverão ser utilizados solos de origem residual ou coluvionar classificados como areno-argilosos ou argilo-arenosos e que apresentem coloração avermelhada. Estes materiais de aterro, de acordo com o Sistema de Classificação dos Solos (SUCS) devem ser classificados como dos grupos CL (argilas de baixa plasticidade arenosas com ou sem pedregulhos) e CH (argilas de alta plasticidade arenosas com ou sem pedregulhos). Estes materiais, preferencialmente e a priori, devem apresentar $IP \geq 8\%$ - este critério e a inclusão de outros tipos de materiais para aterros argilosos deverão ser reavaliados pela equipe técnica de Supervisão de obras com base em análises de aterros experimentais.

Como um critério básico para a preparação da fundação da barragem foi estabelecida a remoção total dos solos aluvionares e coluvionares arenosos e argilosos de baixa resistência de toda a base dos maciços de barramento - além destes materiais deverão ser removidos os blocos rochosos que afloram no trecho do rio. De acordo com as seções de projeto as escavações devem atingir o topo das camadas de solos saprolíticos, os quais

apresentam $SPT \geq 10$.

Os limites das remoções de solos superficiais de baixa resistência estão definidos nas seções transversais de projeto, desenho 1240-DES-2020-04-81-008: Barragem Barreiro - Seção Geológico-Geotécnica Transversal, e perfil geológico-geotécnico, desenho 1240-DES-2020-04-81-007: Barragem Barreiro - Seção Geológico-Geotécnica Longitudinal, do Projeto Executivo. Desta forma, fica demonstrado que todos os aterros do barramento estão assentados sobre solos e rochas saprolíticas, com $SPT \geq 10$.

As linhas limites das escavações da fundação foram inferidas através da análise dos perfis de sondagens e devem ser objeto de análise visual e tátil e de autorização pela equipe de Supervisão de obras, trecho a trecho de fundação.

Removidos os solos transportados referidos e os blocos rochosos que afloram no trecho do rio os aterros do filtro horizontal devem ser lançados sobre os materiais residuais arenosos da fundação ou sobre o substrato rochoso são. Assim, foi concebido um filtro horizontal não suspenso, visto que este deverá se assentar sobre o terreno de fundação.

Apesar dos resultados dos ensaios de permeabilidade nos solos saprolíticos da fundação acusarem baixa permeabilidade nos flancos do barramento foi projetada uma trincheira de vedação (*cut-off*), conforme seus limites de profundidade estabelecidos nas seções de projeto e perfil geológico-geotécnico. Esta estrutura cumpre as funções de inspeção da fundação, interceptação de fluxos internos através de fendas de tração que ocorrem nos terrenos naturais de regiões áridas e, finalmente, para reduzir as vazões de percolação através de eventuais estratos areno-siltosos com contraste de permeabilidade, típico em camadas de solos saprolíticos de rochas gnáissicas e/ou graníticas.

A trincheira de vedação foi projetada com profundidade de até 4,80 m, medida em relação ao terreno natural. Conforme perfil de escavações ao longo do eixo de barramento, a sua maior profundidade deverá ser atingida no km 0+478,2, no entorno do local da sondagem SM-231 - trecho anteriormente analisado como crítico por apresentar os maiores valores de permeabilidade e serem detectadas camadas de areia grossa (T-360). Com esta profundidade a vedação deverá ultrapassar a camada de solo de alteração ou saprolítico com permeabilidade de $6,4 \times 10^{-4}$ cm/s a $2,2 \times 10^{-4}$ cm/s.

Nos flancos do barramento a trincheira de vedação deverá ser implantada com profundidade variável atingindo valor máximo de 2,50 m, medida em relação ao terreno natural. Com esta profundidade será possível embutir a vedação na rocha saprolítica ou rocha alterada e superar caminhos preferenciais de fluxo através de possíveis fendas de tração. Ademais, essa profundidade permitirá uma inspeção suficiente das camadas de solos saprolíticos, as quais atingem a espessura de até 9,75 m na sondagem SR-181.

A ampliação da profundidade da trincheira de vedação (*cut-off*) somente poderá vir a ocorrer se as inspeções das escavações demonstrarem a ocorrência de camadas arenosas muito permeáveis, que justifiquem tal procedimento. Neste sentido, especial atenção deverá ser dada à profundidade das escavações da trincheira de vedação no entorno do km 0+170, no local da trincheira T-362, uma vez que neste trecho da ombreira direita o terreno saprolítico deve atingir uma profundidade total de 3,70 m e a trincheira de vedação de

aproximadamente de 2,50 m.

Na linha central da trincheira de vedação, deslocada 2,00 m à jusante do eixo central da barragem, deverão ser feitas as injeções de calda de cimento nos terrenos rochosos saprolíticos e na rocha sã, conforme especificações técnicas.

Nos trechos de barragem com altura menor do que 5,00 m, a cortina de injeções somente será executada em trechos específicos, determinados pela inspeção e análise *in loco* das condições hidrogeológicas do substrato rochoso da trincheira de vedação (*cut-off*). Nos casos de necessidade de injeções de calda de cimento pela constatação de descontinuidades geológicas ou alta condutividade hidráulica dos terrenos rochosos de fundação, a cortina de injeções será iniciada com a injeção de furos primários com espaçamento de 12,0 m, executando-se, se necessário, injeções secundárias e terciárias com espaçamentos menores. A profundidade máxima deverá ser equivalente à altura da coluna de água do reservatório no ponto da injeção.

Como o objetivo de dar um destino mais nobre para os materiais argilosos escavados da fundação da barragem foi projetado um tapete de impermeabilização localizado à montante. Desta forma, os solos aluvionares e coluvionares devem ser lançados e compactados formando um tapete de impermeabilização para montante.

Desta maneira, o tapete de impermeabilização deverá ser construído com os solos aluvionares e coluvionares argilosos, ambos, provenientes das escavações obrigatórias da fundação da barragem. Este tipo de aterro, por ser um complemento de vedação da barragem nos seus trechos mais altos, deverá ser regularizado e compactado com trator de esteira - se caracterizando como um aterro argiloso de bota-fora, conforme especificações técnicas. Como único cuidado especial deste aterro é que antes do enchimento do reservatório o mesmo receba uma regularização final com trator de esteira para minimizar os efeitos de fendas de tração.

Ainda, para o controle da percolação da barragem e de sua fundação e tendo em vista se tratar de um maciço de barramento com altura máxima da ordem de 15,00 m, foi adotado um sistema de drenagem interna constituído de um filtro vertical e horizontal de areia. O filtro vertical é recomendado para a altura referida, o que facilitará os procedimentos construtivos deste sistema vital para a estabilidade da barragem de terra.

Os taludes de montante e de jusante deverão ser protegidos com camadas de transição com brita graduada e enrocamento.

A proteção do talude de jusante com enrocamento se faz necessário e conveniente tendo em vista as condições climáticas severas da região do empreendimento – a proteção tradicional deste talude com grama nativa não tem se mostrado eficiente para aterros argilosos, quando das ocorrências de chuvas torrenciais após períodos prolongados de secas.

A dimensão da camada de proteção do talude de montante com espessura de 0,50 m (medida perpendicular ao talude) de enrocamento foi definida por um critério prescritivo (valor mínimo para uma obra com grandes volumes de enrocamento provenientes de escavações obrigatórias) uma vez que o reservatório apresenta extensão reduzida. Esta

dimensão facilita o aproveitamento de blocos de rocha provenientes das escavações obrigatórias com diâmetros médios da ordem de até 0,30 m, sem britagem e com menores dificuldades de seleção dos materiais de aterros removidos diretamente dos cortes do canal principal do empreendimento.

O coroamento da barragem deverá ser revestido com uma camada de brita graduada.

Como material de filtro deverão ser utilizadas areias médias e grossas aluvionares de jazidas licenciadas. Os filtros da barragem devem atender os critérios de erosão interna (piping) e drenagem. Ainda, de forma complementar, as areias para filtro não devem possuir uma porcentagem de material que passa na # 200 maior que 5%.

Os taludes do barramento foram definidos com inclinações de 1,0(V):2,5(H) para montante e 1(V):2(H) para jusante, as quais são comprovadas com análises de estabilidade ao escorregamento.

Com as análises dos elementos de projeto pode-se afirmar que a seção tipo da barragem Barreiro atende aos principais itens do projeto de uma barragem homogênea de terra, em especial com relação aos aspectos hidrogeológicos, de compressibilidade, resistência ao cisalhamento e proteção de seus aterros aos efeitos de erosão superficial.

4.5.8.4. Barragem Campos

A barragem Campos apresenta uma altura máxima sobre os terrenos de fundação da ordem de 19,00 m. Trata-se de uma barragem de médio porte, no contexto do empreendimento em questão, situada logo após a estação EBV-6, ficando o reservatório entre o km 176+763 (E8838+3) e km 177+620 (E8881). O mapeamento geológico indicou a presença de rochas granito-gnáissicas, do tipo porfirítico, na ombreira direita, e de biotita gnaisses na ombreira esquerda.

No local do eixo da barragem foram executadas quatro sondagens rotativas, denominadas de SR-141, SR-142, SR-143 e SR-166, que mostram que o sítio de implantação da barragem Barreiros está localizado na zona do embasamento cristalino composto por biotita gnaisses, biotita gnaisses migmatizados, migmatitos com estruturas estromática, granada-biotita gnaisses, Hornblenda gnaisses e localmente intercalações de anfíbolitos, leptinitos e rochas calcosilicáticas.

A sondagem SR-141, executada na ombreira direita, mostrou a presença de solo coluvionar na superfície, com espessura de 0,45 m, capeando solo de alteração de granito gnaisses até a profundidade de 6,50 m, constituído por silte-arenoso compacto e índices SPT superiores a 30 golpes/30 cm finais. Daí até a profundidade de 8,50 m, a rocha apresenta-se como alterada mole, que passa a rocha alterada dura e extremamente fraturada até 10,0 m. Em sequência, até 15,20 m, profundidade final da sondagem, a rocha é sã, sendo extremamente fraturada até 12,10 m e medianamente fraturada no trecho restante. Ensaios de infiltração d'água mostraram que o solo de alteração é pouco permeável, variando a permeabilidade entre $1,6 \times 10^{-5}$ cm/s e $1,2 \times 10^{-6}$ cm/s. No trecho de rocha alterada e fraturada, a permeabilidade é muito baixa com valores de permeabilidade equivalentes entre $5,8 \times 10^{-6}$ cm/s e $5,8 \times 10^{-7}$ cm/s. No trecho de rocha sã os ensaios de perda d'água indicaram permeabilidade baixa, com condutividades hidráulicas equivalentes a 1,4 e $2,4 \times 10^{-5}$ cm/s.

No leito do riacho, a sondagem SR-142 indicou a presença de 0,40 m de aluvião na superfície, constituído por areia fina argilosa, marrom, capeando solo de alteração da biotita gnaisse subjacente. Este solo é constituído por silte-arenosos, marrom, compacto, com índices SPT's elevados, superiores a 19 golpes/30 cm. Ensaios de infiltração indicaram permeabilidades baixas de até $1,2 \times 10^{-6}$ cm/s. Até a profundidade de 9,30 m tem-se o biotita gnaisse como rocha alterada dura e extremamente fraturada e baixa permeabilidade, equivalente a $3,5 \times 10^{-5}$ cm/s. Daí para baixo, a rocha é sã, pouco fraturada, onde ensaios de perda d'água indicaram baixa permeabilidade, com condutividade hidráulica equivalente a $4,1 \times 10^{-5}$ cm/s.

Na ombreira esquerda da barragem foram executadas as sondagens SR-143 e SR-166 que apresentaram cerca de 0,50 m de coluvião argilo-arenoso na superfície e espessa camada de alteração. A sondagem SR-143 interceptou solo de alteração e rocha alterada mole até as profundidades de 7,40 m e 10,45 m, respectivamente, seguindo-se rocha alterada dura e extremamente fraturada. Na sondagem SR-166, em cota mais elevada, o solo de alteração e a rocha alterada mole foram interceptados em profundidades mais rasas a 2,03 m e 4,65 m, respectivamente. Em cotas inferiores ocorre rocha alterada dura, extremamente fraturada até 5,40 m, e medianamente fraturada no trecho inferior. O solo de alteração é constituído por silte-arenoso compacto a muito compacto, com permeabilidade baixa variando de $1,2 \times 10^{-6}$ cm/s a $3,6 \times 10^{-5}$ cm/s. Os ensaios de perda d'água indicaram para o trecho de rocha alterada dura, com permeabilidade baixa a muito baixa e valores variando de $3,0 \times 10^{-6}$ cm/s a $2,7 \times 10^{-5}$ cm/s.

O Quadro nº 4.11, abaixo, apresenta as sondagens mistas realizadas nesta fase dos estudos, que confirmaram os resultados obtidos na fase de projeto básico.

Quadro nº 4.11: Sondagens Mistas Executadas no Sítio da Barragem Campos

Nº	Localização da Sondagem		Empresa	Profundidade (m)			Total
				SP	Sondagem Rotativa		
	N	E			Solo	Rocha	
SM-239	9.111.212	686.870	RW	1,80	0,00	13,30	15,10
SM-240	9.111.192	687.004	RW	2,90	0,00	12,00	14,90
SM-241	9.111.278	686.949	RW	1,10	0,00	11,00	12,10

Os boletins de sondagens mistas e a percussão demonstram que ao longo do eixo da barragem Campos são encontrados perfis com solos aluvionares e coluvionares de granulometria variada e com pouca espessura.

No eixo da barragem são registradas espessuras de solos transportados menores que 1,20 m na sondagem SR-144 (km 0+542,55), sendo que esta sondagem localiza-se no trecho do vertedouro. No geral, e no eixo do barramento, as espessuras de solos aluvionares e coluvionares são pouco significativas e variam de 0,40 m a 0,80 m.

Na porção mais baixa do perfil do terreno foram realizadas as sondagens SM-239 (km 0+189 afastamento do eixo 67,09 mJ), SR-142 (km 0+186,63) e SM-240 (km 0+191 afastamento do eixo 68,7 mJ) alinhadas perpendiculares ao eixo do barramento, as quais confirmaram, em parte, a ocorrência de uma cobertura de solos aluvionares com as espessuras antes referidas. Esta observação se deve ao fato de que no local da sondagem

SM-240, à jusante da linha do pé do talude da barragem, constata-se uma espessura de solos aluvionares da ordem de 2,90 m. Esta exceção no padrão registrado nas demais sondagens deverá ser objeto de avaliação especial durante as escavações para a remoção dos sedimentos fofos a pouco compactos da planta da fundação da barragem.

Ao longo de todo o eixo de barramento e subjacente aos solos transportados, encontram-se as camadas de solos e rochas saprolíticas (solos de alteração e rocha decomposta ou alterada mole) originadas da decomposição das referidas litologias, as quais são constituídas, predominantemente, de areias médias e grossas siltosas com pedregulho finos - materiais que quando não ou pouco plásticos, também, são classificados de saibros.

Um dos aspectos geotécnicos mais importantes da fundação da barragem são as ocorrências de espessas camadas de solos e rochas saprolíticas ao longo do eixo do barramento. Estas ocorrências estão registradas no perfil geológico-geotécnico e nos boletins das sondagens SR-141 (km 0+041,59), SR-143 (km 0+341,42), SR-144 (km 0+518 afastamento do eixo 11,15 mM) e SM-241 (km 0+244). Por exemplo, nas sondagens SR-141 (km 0+041,59) e SR-143 (km 0+341,42) as camadas de solos saprolíticos atingem espessuras de 8,55 m e 10,45 m, respectivamente, em relação ao terreno natural - nestas camadas os valores de SPT são sempre maiores do que 19 e, portanto, podem ser classificados como materiais compactos a muito compactos. Estes valores de referência dão a fundação do barramento uma boa condição de resistência ao cisalhamento para um maciço com altura menor do que 20,00 m.

As sondagens rotativas foram executadas em duas fases, sendo que as com identificação com SR foram executadas na fase de projeto básico e as com prefixo SM na atual fase de projeto executivo. Assim, da análise do conjunto de ensaios de infiltração e perda d'água pode-se agrupar os resultados dos ensaios em dois conjuntos de resultados, sendo que os das sondagens SR registram valores de condutividade hidráulica dos solos e rochas (rocha alterada mole e rocha dura) da fundação na faixa de $3,6 \times 10^{-5}$ cm/s a $1,2 \times 10^{-6}$ cm/s e os das sondagens SM com valores, em profundidades mais rasas, da ordem de 1×10^{-4} cm/s. Estes valores de condutividade hidráulica, em conjunto, permitem inferir que os solos saprolíticos e rochas da fundação da barragem apresentam permeabilidade baixa a muito baixa e uma faixa de variação relativamente significativa.

Em síntese, a fundação da barragem Campos é constituída de uma cobertura de solos aluvionares e coluvionares de pouca espessura e, subjacente, uma sequência de solos e rochas saprolíticas areno-siltosas com pedregulhos (saibros), com resistência ao cisalhamento alta e crescente com a profundidade até atingir a rocha sã, com compressibilidade baixa e permeabilidade de baixa a muito baixa.

As condições hidrogeotécnicas e geomecânicas encontradas permitem a adoção de uma seção homogênea de terra única, com filtros - não foram detectadas heterogeneidades na fundação que exijam alteração ou variações da seção tipo do barramento de terra.

A seção homogênea tipo preconizada deverá ser implantada com a utilização preferencial dos solos residuais de comportamento argiloso e de coloração vermelha. Estes materiais deverão ser obtidos em jazidas e em escavações obrigatórias do Lote 12. Além destes e com as devidas análises e atendimento das demais especificações técnicas poderão ser

utilizados como aterros argilosos os materiais coluvionares escavados da própria fundação da barragem.

Como um critério básico para a preparação da fundação da barragem foi estabelecida a remoção total dos solos aluvionares e coluvionares arenosos e argilosos de baixa resistência de toda a base dos maciços de barramento. De acordo com as seções de projeto as escavações devem atingir o topo dos terrenos constituídos de solos saprolíticos.

Os limites das remoções de solos superficiais estão definidos nas seções transversais de projeto, constantes no desenho 1240-DES-2020-04-81-010: Barragem Campos - Seção Geológico-Geotécnica Transversal, e perfil geológico-geotécnico, constante no desenho 1240-DES-2020-04-81-009: Barragem Campos - Seção Geológico-Geotécnica Longitudinal, do Projeto Executivo. Desta forma, fica demonstrado que todos os aterros do barramento estão assentados sobre solos saprolíticos, com $SPT \geq 19$.

As linhas limites das escavações da fundação foram inferidas através da análise dos perfis de sondagens e devem ser objeto de análise visual e tátil e de autorização pela equipe de Supervisão de obras, trecho a trecho de fundação.

Removidos os solos transportados referidos os aterros do filtro horizontal devem ser lançados sobre os solos saprolíticos da fundação. Assim, foi concebido um filtro horizontal não suspenso, visto que este deverá se assentar sobre o terreno de fundação.

Apesar dos resultados dos ensaios de permeabilidade nos solos saprolíticos da fundação acusarem baixa permeabilidade, foi projetada uma trincheira de vedação, conforme seus limites de profundidade estabelecidos nas seções de projeto e perfil geológico-geotécnico. Esta estrutura cumpre as funções de inspeção da fundação, interceptação de fluxos internos através de fendas de tração que ocorrem nos terrenos naturais de regiões áridas e, finalmente, para reduzir as vazões de percolação através de eventuais estratos arenosiltosos com contraste de permeabilidade, típico em camadas de solos saprolíticos de rochas graníticas.

A trincheira de vedação foi projetada com profundidade de 3,00 m, medida em relação ao terreno natural, com exceção do trecho no entorno da estaca 9 (km 0+180) onde sua profundidade deverá atingir 2,31 m no topo rochoso são ou medianamente alterado. Com esta profundidade uniforme será possível embutir a vedação na rocha saprolítica e superar possíveis fendas de tração. Já, para o flanco esquerdo do barramento, essa profundidade permitirá uma inspeção suficiente da camada de solo saprolítico, a qual atinge a espessura de até 7,40 m na sondagem SR-143.

A ampliação da profundidade da trincheira de vedação (*cut-off*) somente poderá a vir a ocorrer se as inspeções das escavações demonstrarem a ocorrência de camadas arenosas muito permeáveis, que justifiquem tal procedimento.

Na linha central da trincheira de vedação, deslocada 2,00 m à jusante do eixo central da barragem, deverão ser feitas as injeções de calda de cimento nos terrenos rochosos saprolíticos e na rocha sã, conforme especificações técnicas.

Nos trechos de barragem com altura menor do que 5,00 m, a cortina de injeções, somente

será executada em trechos específicos, determinados pela inspeção e análise *in loco* das condições hidrogeológicas do substrato rochoso da trincheira de vedação (*cut-off*). Nos casos de necessidade de injeções de calda de cimento pela constatação de descontinuidades geológicas ou alta condutividade hidráulica dos terrenos rochosos de fundação, a cortina de injeção será iniciada com a injeção de furos primários com espaçamento de 12,00 m, executando-se, se necessário, injeções secundárias e terciárias com espaçamentos menores. A profundidade máxima deverá ser equivalente à altura da coluna de água do reservatório no ponto da injeção.

Como o objetivo de dar um destino mais nobre para os materiais argilosos escavados da fundação da barragem, foi projetado um tapete de impermeabilização localizado à montante. Desta forma, os solos aluvionares e coluvionares devem ser lançados e compactados formando um tapete de impermeabilização para montante.

Ainda, para o controle da percolação da barragem e de sua fundação, e tendo em vista se tratar de um maciço de barramento com altura máxima da ordem de 19,00 m, foi adotado um sistema de drenagem interna constituído de um filtro vertical e horizontal de areia. O filtro vertical é recomendado para a altura referida, o que facilitará os procedimentos construtivos deste sistema vital para a estabilidade da barragem de terra.

Os taludes de montante e de jusante deverão ser protegidos com camadas de transição com brita graduada e enrocamento.

A proteção do talude de jusante com enrocamento se faz necessário e conveniente tendo em vista as condições climáticas severas da região do empreendimento - a proteção tradicional deste talude com grama nativa não tem se mostrada eficiente para aterros argilosos, quando das ocorrências de chuvas torrenciais após períodos prolongados de secas.

A dimensão da camada de proteção do talude de montante com espessura de 0,50 m (medida perpendicular ao talude) de enrocamento foi definida por um critério prescritivo (valor mínimo para uma obra com grandes volumes de enrocamento provenientes de escavações obrigatórias), uma vez que o reservatório apresenta extensão reduzida. Esta dimensão facilita o aproveitamento de blocos de rocha proveniente das escavações obrigatórias com diâmetros médios da ordem de até 0,30 m, sem britagem.

Foi adotado para todo o eixo de barramento largura de coroamento de 7,00 m e o revestimento com uma camada de brita graduada.

Como material de filtro deverão ser utilizadas areias médias e grossas aluvionares de jazidas licenciadas. Os filtros da barragem devem atender os critérios de erosão interna (*Piping*) e drenagem. Ainda, de forma complementar as areias para filtro não devem possuir uma porcentagem de material que passa na # 200 maior que 5%.

Os taludes do barramento foram definidos com inclinações de 1,0(V):2,5(H) para montante e 1(V):2(H) para jusante, as quais são comprovadas com análises de estabilidade ao escorregamento.

Com as análises dos elementos de projeto pode-se afirmar que a seção tipo da barragem

Campos atende aos principais itens do projeto de uma barragem de terra e enrocamento, em especial com relação aos aspectos hidrogeológicos, de compressibilidade, resistência ao cisalhamento e proteção de seus aterros aos efeitos de erosão superficial.

4.5.8.5. Barragem Barro Branco

A barragem Barro Branco apresenta uma altura máxima sobre os terrenos de fundação da ordem de 12,00 m. Trata-se de uma barragem de médio porte, no contexto do empreendimento em questão.

Os boletins de sondagens mistas e a percussão demonstram que ao longo do eixo da barragem Barro Branco são encontrados perfis completos de alteração de biotita gnaisse. As sondagens registram ocorrências de perfis com uma camada superficial de solos residuais com classificação de areias argilosas e argilas arenosas com pedregulhos de coloração marrom avermelhada, subjacente às camadas de solos e rocha saprolítica de biotita gnaisse e migmatito.

O Quadro nº 4.12, a seguir, apresenta as sondagens mistas realizadas nesta fase dos estudos, que confirmaram os resultados obtidos na fase de projeto básico.

Quadro nº 4.12: Sondagens Mistas Executadas no Sítio da Barragem Barro Branco

Nº	Localização da Sondagem		Empresa	Profundidade (m)			
				SP	Sondagem Rotativa		Total
	N	E			Solo	Rocha	
SM-243	9.111.212	686.870	STS	2,90	0,00	6,20	9,10
SM-244	9.111.192	687.004	STS	1,50	0,00	7,60	9,10
SM-245	9.111.278	686.949	STS	2,60	0,00	6,40	9,00

Nas sondagens mistas a maior espessura de solo residual de biotita gnaisse foi registrada como 1,05 m na sondagem SM-243. Na trincheira T-375 a camada de solo residual atinge 1,75 m. Assim, no eixo da barragem Barro Branco a ocorrência de solos residuais de coloração avermelhada oscila de uma espessura de 0,70 m, na trincheira T-371, a 1,75 m, na trincheira T-375, isto na ombreira esquerda. Na ombreira direita esta camada superficial oscila de 0,85 m, na trincheira T-374, a próximo de zero no limite do nível do reservatório - na sondagem SRD-03, nesta ombreira, esta camada não ocorre, aflorando a biotita-gnaisse.

Os boletins de sondagens registram que os solos residuais de biotita-gnaisse, no eixo da barragem, apresentam valores de SPT de 6 a 10 nas sondagens SM-243 e SM-245, respectivamente. Analisando todas as sondagens no local da barragem, verifica-se uma variação nos valores da resistência dos solos residuais, sendo registrados valores de 6 a 16. Há que se observar que esta grande variação muito provavelmente se deve ao fato de que estas medidas de resistência à penetração foram feitas nos limites entre as camadas de solos residuais e a camada de solo saprolítico.

Embora não tenham sido registradas ocorrências de solos aluvionares nos boletins de sondagens, estes devem ocorrer no leito do riacho, especialmente na área do espaldar de jusante. Com a análise das inspeções locais pode-se inferir que serão encontrados terrenos

aluvionares na planta do barramento e estes devem ocorrer no trecho entre as trincheiras T-374 e T-375 e para jusante do eixo de barramento. Esta situação provavelmente não foi detectada nas sondagens, uma vez que a SM-243 foi locada entre as duas sondagens anteriores, porém deslocada para montante.

Ao longo de todo o eixo de barramento e subjacente aos solos residuais de pouca espessura e de coloração avermelhada, encontram-se as camadas de solos e rochas saprolíticas de biotita gnáissica com coloração cinza (escura, esbranquiçada e variegada) e com $SPT \geq 11$. Os materiais saprolíticos amostrados (solos de alteração e rocha decomposta ou alterada mole) são classificados como areias finas, médias e grossas siltosas, com pedregulhos finos - materiais que quando não ou pouco plásticos, também são classificados de saibros.

Um dos aspectos geotécnicos mais importantes da fundação da barragem são as ocorrências de camadas relativamente espessas de solos e rochas saprolíticas ao longo do eixo do barramento. Estas ocorrências estão registradas no perfil geológico-geotécnico e nos boletins das sondagens SM-243, SM-244 e SM-245. Por exemplo, nas sondagens SM-245, removidos os solos superficiais (vegetal e residual), as camadas de solos e rochas saprolíticas atingem espessuras de 6,50 m. Nestas camadas os valores de SPT determinados são da ordem de 11 nos solos saprolíticos e maior do que 22 nos materiais rochosos muito alterados, podendo ser considerados como materiais compactos a muito compactos. Estes valores de referencia dão a fundação do barramento, em toda a sua extensão, uma boa condição de resistência ao cisalhamento para um maciço homogêneo de terra com altura menor do que 12,00 m.

Os ensaios de infiltração e perda d'água nos materiais saprolíticos das sondagens mistas (SM) registram valores de condutividade hidráulica ou permeabilidade dos solos e rochas (rocha alterada mole e rocha dura) da fundação numa faixa ampla de $1,04 \times 10^{-4}$ cm/s até $5,7 \times 10^{-5}$ cm/s. Estes valores de condutividade hidráulica, em conjunto, permitem inferir que os solos e rochas saprolíticas da fundação da barragem apresentam permeabilidade relativamente baixa, pois a maioria dos ensaios de infiltração e perda d'água situam-se na faixa de variação de 10^{-5} cm/s.

Os maiores valores de permeabilidade no eixo do barramento são registrados nas sondagens SM-244 e SM-245, respectivamente, no entorno do km 0+240 e km 0+340. Nestas sondagens os solos e rochas saprolíticas, também classificados como saibros, apresentam permeabilidade na faixa de valores de $1,62 \times 10^{-4}$ cm/s a $1,06 \times 10^{-4}$ cm/s em profundidades de 4,00 m a 6,50 m em relação ao terreno natural. Estes valores, devido à importância da obra, podem ser considerados como médios (nem altos nem baixos). Apesar destes valores, as camadas de solos saprolíticos apresentam classificação de areia grossa siltosa com pedregulhos e a rocha com fraturamento sub-vertical, que em conjunto podem apresentar potencial de condutividade hidráulica mais elevada.

Em síntese, a fundação da barragem Barro Branco é constituída de uma cobertura de solos residuais de pouca espessura, sendo esperada alguma ocorrência de solos aluvionares no leito do córrego e na porção de jusante do barramento. Os solos residuais superficiais apresentam SPT da ordem de 6, e por esta razão podem ser considerados como solos de baixa resistência ao cisalhamento. Desta maneira, e devido à importância do empreendimento, devem ser totalmente removidos da planta da barragem de terra. No

perfil geológico-geotécnico é estabelecida a linha limite de escavação dos materiais residuais, inferida com base na interpretação dos boletins de sondagens e inspeções de campo.

Assim, os maciços da barragem deverão se assentar sobre as camadas de materiais saprolíticos areno-siltosos com pedregulhos (saibros), os quais apresentam resistência ao cisalhamento alta ($SPT \geq 11$) e crescente com a profundidade até atingindo a rocha sã.

Com relação às condições de permeabilidade dos terrenos saprolíticos da fundação da barragem, destacam-se as ocorrências de materiais saprolíticos nas sondagens SM-244 e SM-245, com permeabilidade na faixa de $1,0 \times 10^{-5}$ cm/s em profundidades de até 9,00 m – nestas sondagens e na SM-243 ainda destacam-se as camadas de saibros ou solos saprolíticos classificados como areia grossa siltosa e areias finas e médias de coloração cinza escura e cinza variegada. Estas condições hidrogeotécnicas e as possibilidades de ocorrências de fendas de tração nas camadas superficiais fazem com que seja necessária a adoção de uma trincheira de vedação ao longo do eixo de barramento que intercepte os fluxos pelos solos saprolíticos.

As condições hidrogeotécnicas e geomecânicas permitem a adoção de uma seção típica única de barragem homogênea de terra com filtros - não foram detectadas heterogeneidades na fundação que exijam alteração ou variações da seção tipo do barramento de terra ao longo do seu eixo de barramento.

A seção homogênea tipo preconizada deverá ser implantada com a utilização preferencial dos solos residuais de comportamento argiloso e de coloração vermelha. Estes materiais deverão ser obtidos em jazidas e em escavações obrigatórias do Lote 12. Além destes e com as devidas análises e atendimento das demais especificações técnicas poderão ser utilizados como aterros argilosos os materiais residuais e coluvionares escavados da própria fundação da barragem e que são classificados como areias argilosas com pedregulhos.

Como materiais de aterros argilosos deverão ser utilizados solos de origem residual ou coluvionar classificados como areno-argilosos ou argilo-arenosos e que apresentem coloração avermelhada. Estes materiais de aterro, de acordo com o Sistema de Classificação dos Solos (SUCS) devem ser classificados como dos grupos CL (argilas de baixa plasticidade arenosas com ou sem pedregulhos) e CH (argilas de alta plasticidade arenosas com ou sem pedregulhos). Estes materiais, preferencialmente e a priori, devem apresentar $IP \geq 8\%$ - este critério e a inclusão de outros tipos de materiais para aterros argilosos deverão ser reavaliados pela equipe técnica de Supervisora com base em análises de aterros experimentais.

Como um critério básico para a preparação da fundação da barragem, foi estabelecida a remoção total dos solos residuais e aluvionares arenosos e argilosos de baixa resistência de toda a base dos maciços de barramento. De acordo com as seções de projeto, as escavações devem atingir o topo das camadas de solos saprolíticos, os quais apresentam $SPT \geq 10$.

Os limites das remoções de solos superficiais de baixa resistência estão definidos nas seções transversais de projeto, constantes no desenho 1240-DES-2020-04-81-012:

Barragem Barro Branco - Seção Geológico-Geotécnica Transversal, e perfil geológico-geotécnico, constante no desenho 1240-DES-2020-04-81-011: Barragem Barro Branco - Seção Geológico-Geotécnica Longitudinal. Desta forma, fica demonstrado que todos os aterros do barramento estão assentados sobre solos e rochas saprolíticas, com SPT ≥ 10 .

As linhas limites das escavações da fundação foram inferidas através da análise dos perfis de sondagens e devem ser objeto de análise visual e tátil e de autorização pela equipe de Supervisão de obras, trecho a trecho de fundação.

Removidos os solos residuais e transportados os referidos aterros do filtro horizontal, devem ser lançados sobre os materiais saprolíticos da fundação. Assim, foi concebido um filtro horizontal não suspenso, visto que este deverá se assentar sobre o terreno de fundação.

Apesar dos resultados dos ensaios de permeabilidade indicarem baixa permeabilidade para os solos saprolíticos da fundação foi projetada uma trincheira de vedação (*cut-off*) interceptado fluxos por este tipo de material, conforme seus limites de profundidade estabelecidos nas seções de projeto e perfil geológico-geotécnico. Esta estrutura cumpre as funções de inspeção da fundação, interceptação de fluxos internos através de camadas areno-siltosas, areias com pedregulhos ou saibros não plásticos e por fendas de tração que ocorrem nos terrenos naturais de regiões áridas e, finalmente, para reduzir as vazões de percolação através de eventuais estratos areno-siltosos com contraste de permeabilidade, típico em camadas de solos saprolíticos de rochas gnáissicas e/ou graníticas.

A trincheira de vedação foi projetada com profundidade variável de 2,00 m até 2,90 m, medida em relação ao terreno natural. As maiores profundidades da trincheira de vedação foram definidas no trecho entre a trincheira T-374 e a sondagem SM-243, no km 0+200 e km 0+220, respectivamente. Com estas profundidades, além dos objetivos referidos, será possível embutir a vedação na rocha saprolítica ou rocha alterada e atingir o substrato rochoso pouco alterado (km 0+220).

A ampliação da profundidade da trincheira de vedação (*cut-off*) somente poderá a vir a ocorrer se as inspeções das escavações demonstrarem a ocorrência de camadas arenosas muito permeáveis, que justifiquem tal procedimento. Neste sentido, especial atenção deverá ser dada à profundidade das escavações da trincheira de vedação no entorno do km 0+200, no local da trincheira T-374, uma vez que neste trecho da ombreira direita o terreno saprolítico deve atingir uma profundidade total de 4,20 m e a trincheira de vedação deve atingir 2,50 m de profundidade.

Na linha central da trincheira de vedação, deslocada 2,00 m à jusante do eixo central da barragem, deverão ser feitas as injeções de calda de cimento nos terrenos rochosos saprolíticos e na rocha sã, conforme especificações técnicas.

Nos trechos de barragem com altura menor do que 5,00 m, a cortina de injeções, somente será executada em trechos específicos, determinados pela inspeção e análise *in loco* das condições hidrogeológicas do substrato rochoso da trincheira de vedação (*cut-off*). Nos casos de necessidade de injeções de calda de cimento pela constatação de descontinuidades geológicas ou alta condutividade hidráulica dos terrenos rochosos de fundação, a cortina de

injeção será iniciada com a injeção de furos primários com espaçamento de 12,00 m, executando-se, se necessário, injeções secundárias e terciárias com espaçamentos menores. A profundidade máxima deverá ser equivalente à altura da coluna de água do reservatório no ponto da injeção.

Como o objetivo de dar um destino mais nobre para os materiais argilosos escavados da fundação da barragem foi projetado um tapete de impermeabilização localizado à montante. Desta forma, os solos aluvionares e coluvionares devem ser lançados e compactados formando um tapete de impermeabilização para montante.

Ainda, para o controle da percolação da barragem e de sua fundação, e tendo em vista se tratar de um maciço de barramento com altura máxima da ordem de 12,00 m, foi adotado um sistema de drenagem interna constituído de um filtro vertical e horizontal de areia. O filtro vertical é recomendado para a altura referida, o que facilitará os procedimentos construtivos deste sistema vital para a estabilidade da barragem de terra.

Os taludes de montante e de jusante deverão ser protegidos com camadas de transição com brita graduada e enrocamento.

A proteção do talude de jusante com enrocamento se faz necessário e conveniente tendo em vista as condições climáticas severas da região do empreendimento – a proteção tradicional deste talude com grama nativa não tem se mostrada eficiente para aterros argilosos, quando das ocorrências de chuvas torrenciais após períodos prolongados de secas.

A dimensão da camada de proteção do talude de montante com espessura de 0,50 m (medida perpendicular ao talude) de enrocamento foi definida por um critério prescritivo (valor mínimo para uma obra com grandes volumes de enrocamento provenientes de escavações obrigatórias) uma vez que o reservatório apresenta extensão reduzida. Esta dimensão facilita o aproveitamento de blocos de rocha provenientes das escavações obrigatórias com diâmetros médios da ordem de até 0,30 m, sem britagem e com menores dificuldades de seleção dos materiais de aterros removidos diretamente dos cortes do canal principal do empreendimento.

O coroamento da barragem deverá ser revestido com uma camada de brita graduada.

Como material de filtro deverão ser utilizadas areias médias e grossas aluvionares de jazidas licenciadas. Os filtros da barragem devem atender os critérios de erosão interna (piping) e drenagem. Ainda, de forma complementar, as areias para filtro não devem possuir uma porcentagem de material que passa na # 200 maior que 5%.

Os taludes do barramento foram definidos com inclinações de 1,0(V):2,5(H) para montante e 1(V):2(H) para jusante, as quais são comprovadas com análises de estabilidade ao escorregamento.

Com as análises dos elementos de projeto, pode-se afirmar que a seção tipo da barragem Barro Branco atende aos principais itens do projeto de uma barragem homogênea de terra, em especial com relação aos aspectos hidrogeológicos, de compressibilidade, resistência ao cisalhamento e proteção de seus aterros aos efeitos de erosão superficial.

4.5.9. Túnel Monteiro

O túnel Monteiro está localizado no domínio das rochas cristalinas, devendo interceptar biotita gnaisse e migmatito.

O emboque foi estabelecido na estaca 9653, onde a sondagem SR-167, na elevação 617,70 m, indicou a presença de solo de alteração até 11,09 m de profundidade capeando rocha alterada dura de biotita gnaisse, extremamente fraturada, até 13,49 m, e rocha alterada dura, medianamente a muito fraturada, até 17,0, m. A partir daí, a sondagem intercepta rocha sã, pouco fraturada, que se encontra cerca de 3,00 m acima da abóbada prevista para a elevação 598,28 m. Levantamentos com sísmica de refração confirmam esse perfil, indicando uma velocidade de onda sísmica entre 5.050 m/s e 5.250 m/s para o maciço rochoso sã, e entre 4.285 m/s e 4.340 m/s para a rocha alterada dura, o que confere ao maciço, segundo classificação de Barton, classes B e C, respectivamente. Para a determinação das classes do maciço rochoso com base no levantamento sísmico efetuado, foi utilizado o critério de Barton para essa associação, em que:

$$V_p = \log Q_c - 3.500(m/s)$$

Onde:

V_p = velocidade de propagação de ondas p;

Q_c = índice de qualidade ($Q_c = Q/100 \times \sigma_c$).

Entretanto, considerando a pequena cobertura, será prudente considerar o maciço rochoso da abóbada como classe C ou D.

No desemboque as sondagens indicaram uma cobertura mínima de rocha da ordem de 11,00 m e a presença de biotita gnaisse sã e pouco fraturado na região da abóbada, caracterizando um maciço rochoso classe B, segundo Barton. O perfil sísmico indicou para o maciço rochoso sã uma velocidade sísmica entre 5.000 m/s e 5.200 m/s, confirmando as boas características geomecânicas observadas.

Ao longo do túnel foi executado um levantamento sísmico para a avaliação do maciço rochoso, observando-se, regra geral, que para uma profundidade de 20,00 m, a velocidade sísmica é superior a 5.000 m/s, indicando um maciço rochoso com boas características geomecânicas, classes A e B.

Ensaio de perda d'água indicaram permeabilidades médias com fecho da abóbada. Tal fato, entretanto, deve ser considerado como esporádico, devendo o maciço rochoso apresentar baixa permeabilidade ao longo das escavações do túnel.

O Quadro nº 4.13, a seguir, apresenta as sondagens mistas realizadas nesta fase dos estudos, que confirmaram os resultados obtidos na fase de elaboração do projeto básico.

Quadro nº 4.13: Sondagens Mistas Executadas no Túnel Monteiro

Nº	Localização da Sondagem				Empresa	Profundidade (m)			
						SP	Sondagem Rotativa		Total
	N	E	km+m	E			Solo	Rocha	
SM-301	9.118.978	697.679			RW	1,60	1,80	28,30	31,70
SM-302	9.118.978	697.679			RW	0,00	1,40	35,60	37,00
SM-303	9.119.009	697.658	193+100	9655	STS	7,45	0,00	29,60	37,05
SM-304	9.119.016	697.692			RW	0,00	7,20	26,30	33,50
SM-305	9.119.205	697.758			RW	0,00	0,00	9,30	9,30
SM-305a	9.119.205	697.758			RW	1,50	0,70	30,30	32,50
SM-306	9.119.678	697.918			RW	0,00	2,80	34,20	37,00
SM-307	9.120.246	698.113			RW	1,30	0,00	49,80	51,10
SM-308			195+000	9750	STS	5,30	0,00	34,70	40,00
SM-309			195+600	9780	STS	1,95	0,00	35,05	37,00
SM-310			196+000	9800	STS	14,20	0,00	19,80	34,00
SM-311			196+060	9803	STS	19,80	0,00	14,20	34,00
SM-312			196+060	9803	STS	18,60	0,00	21,70	40,30
SM-313	9.121.816	689651	196+000	9800	STS	9,40	0,00	30,60	40,00

4.6 MATERIAIS NATURAIS DE CONSTRUÇÃO

As condições geológicas da região, aliadas às características lineares da obra, impuseram uma sistemática bastante particular à pesquisa de materiais naturais de construção ao longo do traçado do Eixo Leste.

O balanceamento de materiais ao longo do canal direcionou a pesquisa de materiais aos locais de barramento, ficando as demais obras supridas pela compensação dos materiais ao longo do canal. Por outro lado, a pequena espessura de solos em áreas de cristalino, o caráter expansivo dos argilitos/folhelhos e a granulometria fina dos arenitos, condicionaram o estabelecimento de áreas de empréstimo. Existem restrições com relação às jazidas de areia em algumas áreas, o que não ocorre com relação às necessidades de material pétreo.

4.6.1. Depósitos de Materiais Naturais

4.6.1.1. Jazidas de Areia

A ocorrência de depósitos de areia e cascalho ao longo do Eixo Leste tem distribuição bastante reduzida e errática, sendo raros os locais que poderão ser utilizados como jazidas.

O regime pluvial, ocasionando enxurradas em leitos rochosos, ensejou a formação de depósitos de material granular localizados e de pequenos volumes, constituídos em geral, por areias de granulometria fina a média, misturados a restos de vegetais.

Excepcionalmente, em condições geológicas particulares, foram observadas grandes espessuras de deposição de areia, como a do leito do rio Moxotó, em áreas de rochas cristalinas. Nos trechos de rochas sedimentares ocorrem extensos depósitos de areia, porém de granulometria fina.

Depósitos de cascalho ocorrem principalmente na forma de terraços fluviais capeando as formações sedimentares, estas distribuídas no trecho inicial do Eixo Leste. Foram observadas, ainda, ocorrências de cascalho associadas às rochas cristalinas, originadas da desagregação de veios quartzosos, constituindo depósitos superficiais de volumes muito reduzidos.

4.6.1.2. *Áreas de Empréstimo de Solo (Material Argiloso e Conglomerado)*

A pesquisa de áreas de empréstimo ficou restrita aos locais próximos aos barramentos e dentro dos futuros reservatórios, sendo os aterros atendidos pela compensação de materiais de escavação obrigatória de cortes vizinhos. Eventualmente, a necessidade de pequenos volumes de solo nos aterros, a serem utilizados na construção dos taludes finais do canal, será suprida localmente, com as investigações de áreas próximas ao canal.

Em cada local de barramento foram estudadas áreas de empréstimo, sempre que possível, dentro do perímetro do reservatório, buscando, assim, causar o menor impacto ambiental possível. As áreas de empréstimo foram investigadas através de sondagens à trado, em malhas com espaçamento de 200 m, e poços de inspeção, sendo as suas profundidades limitadas pelo impenetrável. A cada metro foram coletadas amostras que, posteriormente, foram selecionadas e enviadas para a execução dos ensaios geotécnicos. Em geral, observou-se que os solos apresentam-se ressecados, dificultando a penetração do trado.

4.6.1.3. *Materiais Pétreos*

A ocorrência de rochas cristalinas de boas características geomecânicas ao longo de todo o traçado do Eixo Leste praticamente elimina a implantação de pedreiras para a obtenção desses materiais e atender as necessidades das obras, seja na obtenção de agregados e finos para concreto, como para transições e blocos para enrocamento.

A pequena espessura de solo e a presença de extensos afloramentos rochosos e as boas condições topográficas colaboram para explorações bastante econômicas dos materiais pétreos, tendo sido dispensada a execução de sondagens rotativas para a pesquisa desses materiais.

Uma suíte de rochas, representada principalmente por granitos, migmatitos e gnaisses, com características tecnológicas adequadas e bastante conhecidas no meio técnico, tornou desnecessária a execução de ensaios geomecânicos na determinação de suas propriedades para utilização nas transições, enrocamentos e concreto. Análises em lâminas petrográficas foram elaboradas no sentido de uniformizar a classificação litológica e verificar a presença de quartzo deletério através da presença de extinção ondulante.

Várias explorações rudimentares de material pétreo foram observadas na região, muitas delas abandonadas.

4.6.2. **Fundação das Barragens**

Foram ensaiadas duas amostras indeformadas da fundação, sendo uma de argilito siltito (PIA- 04, 1,50 m a 1,80 m de profundidade) e outra de solo de alteração de granito (PIA - 02, 0,60 m a 1,00 m de profundidade).

Os valores de permeabilidade obtidos foram de $2,1 \times 10^{-7}$ cm/s para o solo de alteração de argilito, e $1,7 \times 10^{-7}$ cm/s para o solo de alteração de granito, enquanto que os parâmetros de resistência foram $c' = 0,15$ kgf/cm²; e $\phi' = 23^\circ$; e $c' = 0$; e $\phi' = 54^\circ$, respectivamente.

Nas análises de estabilidade foram adotados os seguintes parâmetros de resistência:

- Maciço compactado $c' = 0,0$ e $0,1$ kgf/cm² e $\phi' = 28^\circ$;
 $c' = 0,2$ kgf/cm² e $\phi' = 25^\circ$;
- Aluvião $c' = 0,05$ kgf/cm² e $\phi' = 25^\circ$;
- Solo de alteração $c' = 0,2$ kgf/cm² e $\phi' = 25^\circ$.

Nas análises de percolação foram adotados os seguintes parâmetros:

- Maciço compactado 10^{-6} a 5×10^{-5} cm/s;
- Filtros vertical e horizontal de areia 10^{-2} e 10^{-3} cm/s;
- Filtro sanduíche $1,7 \times 10^{-1}$ cm/s (permeabilidade média ponderada);
- Aluvião da fundação 10^{-6} e 10^{-5} cm/s;
- Solo de alteração 5×10^{-6} e 5×10^{-5} cm/s.

4.6.2.1. Barragem Moxotó

Na barragem Moxotó a umidade natural média obtida foi de 9,58%, com desvio padrão de 3,08%. Foram ensaiadas duas amostras de solo coluvionar, duas amostras de solo de alteração e uma amostra de aluvião. A fração granulométrica predominante é areia, com porcentagens variando de 35% a 59%, a não ser no caso da amostra de aluvião, cuja fração granulométrica predominante é silte, com porcentagem de 45%. Os materiais foram classificados como CL e CH na classificação de Casagrande.

O resultado dos ensaios de compactação mostrou umidade ótima variando de 13,2% a 18,4%, e densidade seca máxima variando de $1,603$ g/cm³ a $1,878$ g/cm³. A umidade ótima obtida foi sempre abaixo do Limite de Plasticidade (LP). Estima-se a adição, em média, de cerca de 102 litros de água por metro cúbico de aterro compactado para correção da umidade natural do solo até as condições ótimas de compactação, sem considerar as perdas por evaporação.

Foram ensaiadas duas amostras das áreas de empréstimo com corpos de prova moldados em laboratório, com grau de compactação de 95% e umidade ótima de compactação, sendo uma de colúvio e a outra de solo de alteração. A amostra de colúvio (37% de argila) apresentou permeabilidade de $8,8 \times 10^{-8}$ cm/s, coesão efetiva de $0,19$ kgf/cm² e ângulo de atrito efetivo de 20° . A amostra de solo de alteração (18% de argila) também apresentou permeabilidade de $8,8 \times 10^{-8}$ cm/s, coesão efetiva de $0,13$ kgf/cm² e ângulo de atrito efetivo de 24° .

Nas análises de estabilidade foram adotados os seguintes parâmetros:

- Maciço compactado $c' = 0,0$ e $0,1$ kgf/cm² e $\phi' = 28^\circ$;

- Aluvião $c' = 0,15 \text{ kgf/cm}^2$ e $\phi' = 19^\circ$.

Nas análises de percolação foram adotados os seguintes parâmetros:

- Maciço compactado 10^{-6} a $5 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$;
- Filtros vertical e horizontal de areia 10^{-2} e 10^{-3} cm/s ;
- Filtro sanduíche $1,7 \times 10^{-1} \text{ cm/s}$ (permeabilidade ponderada);
- Aluvião da fundação 10^{-6} e 10^{-5} cm/s ;
- Solo de alteração 5×10^{-6} e $5 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$.

4.6.2.2. Barragem Barreiro

Na barragem Barreiro a umidade natural média obtida foi de 4,61%, com desvio padrão de 1,93%. Foram ensaiadas quatro amostras, sendo três amostras de solo de alteração e uma amostra de colúvio.

A fração granulométrica predominante é areia, com porcentagem variando de 49% a 62%. O bloco indeformado da fundação apresentou fração granulométrica predominantemente argilosa (50%).

Os materiais foram classificados como CL na classificação unificada de Casagrande, sendo uma amostra de solo de alteração classificada como CH (bloco indeformado da fundação). O resultado dos ensaios de compactação mostrou umidade ótima variando de 10,6% a 13,3%, e densidade seca máxima variando de $1,815 \text{ g/cm}^3$ a $1,987 \text{ g/cm}^3$. A umidade ótima obtida foi sempre abaixo do Limite de Plasticidade (LP). Estima-se que seja necessária a adição, em média, de cerca de 137 litros de água por metro cúbico de aterro compactado para correção da umidade natural do solo até as condições ótimas de compactação, sem considerar as perdas por evaporação.

Foi ensaiada uma amostra de solo de alteração da área de empréstimo com corpos de prova moldados com grau de compactação de 95% e umidade ótima de compactação. Ensaio de permeabilidade com carga variável apresentou permeabilidade de $6,8 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$. Os ensaios triaxiais mostraram coesão efetiva de $0,17 \text{ kgf/cm}^2$ e ângulo de atrito de 32° .

Foi ensaiada uma amostra indeformada de solo da fundação com porcentagem de argila elevada (50%), tendo-se obtido permeabilidade de $3,3 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$, coesão efetiva de $0,15 \text{ kgf/cm}^2$ e ângulo de atrito de 19° .

Nas análises de estabilidade e de percolação foram adotados os mesmos parâmetros da barragem Moxotó.

4.6.2.3. Barragem Campos

Na barragem Campos a umidade natural média obtida foi de 4,61%, com desvio padrão de 1,93%. Foram submetidas a ensaios de caracterização cinco amostras, sendo uma de colúvio e quatro de solo de alteração. A fração granulométrica predominante é a areia, com porcentagem variando de 52% a 74%, sendo que uma amostra apresenta a fração

predominantemente argilosa (44%).

Três amostras foram classificadas como CL e a amostra de solo de alteração mais argilosa foi classificada como CH na classificação de Casagrande. O resultado dos ensaios de compactação mostrou umidade ótima variando de 10,6% a 17,5%, e densidade seca máxima variando de 1,688 g/cm³ a 1,975 g/cm³. A umidade ótima obtida foi sempre inferior ao Limite de Plasticidade (LP).

Estima-se que seja necessária a adição, em média, de cerca de 153 litros de água por metro cúbico de aterro compactado para correção da umidade natural do solo até as condições ótimas de compactação, sem considerar as perdas por evaporação. Foi ensaiada uma amostra de solo de alteração da área de empréstimo com corpos de prova moldados com grau de compactação de 95% e umidade ótima. Ensaio de permeabilidade com carga variável apresentou permeabilidade de $3,3 \times 10^{-7}$ cm/s. Os ensaios triaxiais apresentaram coesão efetiva de 0,6 kgf/cm² e ângulo de atrito de 24°.

Foi coletada uma amostra indeformada do solo de alteração da fundação que apresentou permeabilidade de $1,8 \times 10^{-8}$ cm/s. Os ensaios triaxiais apresentaram coesão efetiva de 0,11 kgf/cm² e ângulo de atrito de 29°.

Nas análises de estabilidade foram adotados os seguintes parâmetros:

- Maciço compactado $c' = 0,0$ e $0,1$ kgf/cm² e $\phi' = 28^\circ$.
- Solo de alteração $c' = 0,2$ kgf/cm² e $\phi' = 25^\circ$ e 28° .

Nas análises de percolação foram adotados os mesmos parâmetros da barragem Moxotó.



Consórcio ECOPLAN - SKILL

Rua Felicíssimo de Azevedo, 924
Bairro Higienópolis - Porto Alegre/RS
Fone: (51) 3272 8900 / Fax: (51) 3342 3345
www.ecoplan.com.br
projeto.mi@ecoplan.com.br