

GOVERNO DO ESTADO



GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ
SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICOS - SRH
COMPANHIA DE GESTÃO DOS RECURSOS HÍDRICOS COGERH
PROJETO DE DESENVOLVIMENTO URBANO E GESTÃO DOS
RECURSOS HÍDRICOS PROURB / CE

PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM ARACOIABA
E ADUTORAS DE ARACOIABA E BATURITÉ

RELATÓRIO GERAL

VOLUME 1 DESCRIÇÃO GERAL DO PROJETO

RHAR - 980710 - RE

CONSÓRCIO GEODINÂMICA COBA

FORTALEZA- CE
AGOSTO DE 1998

GOVERNO DO ESTADO



GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ
SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICOS
COMPANHIA DE GESTÃO DOS RECURSOS HÍDRICOS - COGERH
PROJETO DE DESENVOLVIMENTO URBANO E GESTÃO DOS RECURSOS HÍDRICOS
PROURB/CE

PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM ARACOIABA
E ADUTORAS ARACOIABA E BATURITÉ

Lote: 02335 - Plan (X) Scan () Index ()
Projeto Nº 0217/01/8
Volume /
Qtd A4 _____ Qtd A3 _____
Qtd A2 _____ Qtd A1 _____
Qtd A0 _____ Outros _____

RELATÓRIO GERAL
Descrição Geral do Projeto

VOLUME I

RHAR-980710-RE



CONSÓRCIO GEODINÂMICA COBA

FORTALEZA
Agosto/98

GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ
SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICOS - PROURB-CE

BARRAGEM DE ARACOIABA - PROJETO EXECUTIVO

RELATÓRIO GERAL

VOLUME I

DESCRIÇÃO GERAL DO PROJETO



ÍNDICE GERAL

1 - INTRODUÇÃO

2 - HISTÓRICO

**3 - PRINCIPAIS DADOS TÉCNICOS E QUANTITATIVOS DO
PROJETO EXECUTIVO**

4 - DADOS BÁSICOS

5 - DEFINIÇÃO DO LOCAL, EIXO DO BARRAMENTO E DO ARRANJO GERAL

6 - PROJETO DA BARRAGEM

7 - PROJETO DO VERTEDOURO

8 - PROJETO DA GALERIA DE DESVIO/DESCARREGADOR

9 - PLANEJAMENTO DE CONSTRUÇÃO

10 - DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

1 - INTRODUÇÃO

O Consórcio Geodinâmica/Coba desenvolve para a Secretaria de Recursos Hídricos do Estado do Ceará, o Projeto Executivo da Barragem Aracoiaba, o Plano de Aproveitamento do Reservatório e o Projeto Executivo das Adutoras de Batunté e Aracoiaba

Este relatório trata da apresentação dos resultados dos estudos e projetos elaborados durante a elaboração do projeto executivo da barragem Aracoiaba

Conforme sistemática definida pela SRH, a apresentação dos estudos finais do projeto em questão será feita conforme discriminado a seguir

a) Relatório Geral

- **VOLUME I - Descrição Geral do Projeto**
- **VOLUME II - Memorial de Cálculo**
- **VOLUME III - Especificações Técnicas e Planilhas Orçamentárias**
- **VOLUME IV - Desenhos**

b) Relatório Síntese

- **Síntese dos Estudos Básicos**
- **Descrição Sumária da Obra**
- **Ficha Técnica do Reservatório**
- **Síntese dos Custos de Serviços e Equipamentos**

Neste VOLUME I do Relatório Geral apresentamos a Descrição Geral do Projeto

2 - HISTÓRICO

2.1 - O Plano Estadual dos Recursos Hídricos

Fator fundamental para um adequado desenvolvimento sócio econômico de qualquer região, a gestão racional dos recursos hídricos assume no caso do estado do Ceará papel excepcional, em consequência das desfavoráveis condições fisioclimáticas que predominam

Ainda que esta seja uma realidade de histórico conhecimento, o Ceará, bem como os demais estados do Nordeste, pouco tinha feito no sentido de implementar uma eficiente política no setor hídrico. Mesmo o conhecimento das potencialidades hídricas do Estado era precário. Do ponto de vista jurídico-institucional, o Estado apresentava uma quadro bastante frágil e desorganizado

A coordenação setorial e integração institucional ainda era incipiente. O grande número de instituições públicas, estaduais e federais, atuando com conflitos de competência, baixos níveis de investimentos em áreas estratégicas como oferta/represamento (construção e recuperação de açudes), utilização/uso consuntivo/abastecimento urbano e utilização/uso consuntivo/abastecimento rural (sistemas de abastecimentos urbano e rural), gestão/planejamento e gestão/administração (formação de recursos humanos, pesquisas, sistemas de informações e coleta e divulgação de dados hidrológicos e hidromecânicos e hidrometodológicos) contribuíram para o aumento da deficiência no desenvolvimento do setor hídrico do Estado

A excessiva centralização do poder decisório e a baixa capacidade de investimento do governo do Estado, obrigava as instituições estaduais, na busca de recursos financeiros, a aderir aos programas federais como forma de se manterem ativas, desviando-se muitas vezes de suas atribuições

A legislação disponível, limita-se a Constituição Federal de 1988, ao Código de Águas de 1934 e às Legislações sobre o Meio Ambiente (Federal e SEMACE), deixando à margem alguns conflitos ou inadequações da legislação e vazios a serem preenchidos com legislação ordinária e/ou complementar e instrumentos administrativos do Poder Executivo (Decretos, Portarias, etc). Embora a Legislação Federal deixe um espaço restrito para a atuação do Governo do Estado, muito pouco foi feito no encaminhamento da Constituição Estadual de 1989, no sentido de ter-se no Estado uma legislação de águas que atenda às necessidades jurídicas para o exercício de uma efetiva definição e comando das ações a serem exercidas na execução de uma Política de Recursos Hídricos

Face a tal realidade, o Governo do Ceará, em 1989 priorizou a elaboração de um Plano Estadual dos Recursos Hídricos, voltado a

- determinar, com apropriado grau de confiabilidade, quais as efetivas potencialidades e disponibilidades hídricas da região,
- analisar, com nível de planejamento compatível, quais as alternativas de infra-estrutura hídrica viáveis, tanto para os anos secos como para os de pluviometria normal,
- identificar quais as ações institucional e legais necessárias

E em consequência dispor de todos os elementos e instrumentos requeridos para gerir seus recursos hídricos de acordo com uma política conveniente

A elaboração do Plano Estadual dos Recursos Hídricos se deu através do desenvolvimento de três etapas

- Diagnóstico,
- Estudos de Base,
- Planejamento

Ao diagnóstico coube, no enfoque técnico identificar o grau de conhecimento dos recursos hídricos do estado, inventariar e preparar dados básicos sobre a pluviometria, fluviometria e nível de disponibilidade com açudes e poços. Afora a caracterização da área, da coletânea de estudos e informações existentes e, definição dos principais elementos hidrográficos das suas bacias, ele contém todos os resultados no que concerne à

- disponibilidade real dos dados pluviométricos, consistidos e homogeneizados,
- disponibilidade real dos dados pluviométricos, consistidos,
- nível de açudagem, por bacias e município,
- nível de implantação de poços, por bacia e município

Os estudos de base se revestiram de fundamental importância para a confiabilidade final do PERH visto que tratou de determinar todos os elementos que representam o conhecimento adequado da realidade hidroclimatológica do Estado, compreendendo do ponto de vista técnico

- a caracterização do regime pluviométrico e climatológico,
- o zoneamento físico e hidrológico,
- a avaliação e caracterização das potencialidades hídricas naturais, tanto relativas aos escoamentos superficiais como às reservas subterrâneas,
- a avaliação das disponibilidades efetivas atuais, decorrentes dos poços e açudes existentes,
- a avaliação de todas as demandas atuais e futuras até o ano 2000,
- o estudo dos ciclos de ocorrência de secas

O estudo de planejamento visou estabelecer quais as ações que devem representar a base do planejamento dos recursos hídricos do Estado

No estágio atual, o grande desafio imposto ao setor é o de equacionar o problema da disponibilidade hídrica necessária, tanto no que se refere à quantidade como a sua repartição espacial e temporal. Nesta perspectiva, o planejamento ao invés de fixar-se na formulação de diretrizes e/ou ações específicas, bem como de modelos de mobilização/gestão de água buscou, como meta primordial, definir qual a infra-estrutura hídrica que o Ceará necessita para satisfazer suas demandas atuais e programadas

Em síntese, os estudos de planejamento compreendem os seguintes aspectos técnicos

- realização de um balanço disponibilidade × demanda, de caráter distribuído abrangendo todo o Estado, para os diversos horizontes considerados no PERH,
- zoneamento quanto ao nível de satisfação e déficit hídrico para cada tipo ou demanda,
- simulação da operação integrada dos sistemas atuais de reservatórios de perenização das principais bacias para as demandas presente e futura,
- identificação e dimensionamento das necessidades de infra-estrutura hídrica futura de poços, pequena/média açudagem e reservatórios de perenização para atender as demandas, incluindo a simulação da operação integrada destes sistemas de reservatórios,
- proposta de programas setoriais

Há que se destacar a grande prioridade dada, no PERH, ao enfoque do abastecimento humano, tanto o das sedes municipais como distritais, e também, da população rural

Como era de se esperar os resultados diagnosticaram em geral, uma situação muito desfavorável para o abastecimento de água dos centros urbanos, não só anos secos, mas, também, nos anos normais

A barragem Aracoiaba, juntamente com a barragem Choró, constam do planejamento do Plano Estadual dos Recursos Hídricos - Programa de Ação para os municípios de Aracoiaba e Baturité, áreas de influência direta do empreendimento e possuem as seguintes características técnicas

Barragem/Localização	Aracoiaba/Aracoiaba	Choró/Aracoiaba
Capacidade	175 hm ³	480 hm ³
Altura d'água	28,40 m	24,80 m
Nível de alerta	14,30 m	12,10 m
Volume de alerta	26,20 hm ³	72,00 hm ³
Vazão regularizável mensal, f = 90%	1,95 (sem volume de alerta) 1,66 (com volume de alerta)	5,51 (sem volume de alerta) 4,74 (com volume de alerta)

FONTE Atlas do Plano Estadual dos Recursos Hídricos, 1991

2.2 - Estudos Anteriores

2.2.1 - Relatório Preliminar do Açude de Aracoiaba

O Relatório Preliminar do Açude Aracoiaba foi elaborado pelo Departamento Nacional de Obras Contra as Secas - DNOCS, em março de 1965. A síntese do referido estudo encontra-se apresentada a seguir

a) Finalidade

O açude Aracoiaba foi estudado para finalidade exclusiva do abastecimento d'água da cidade de Fortaleza

b) Localização

O boqueirão se localiza a 12,60 km a jusante da ponte da estrada de ferro na cidade de Aracoiaba, seguindo rumo 103° 13' sudeste verdadeiro. O fim da represa fica a 1,1 km da ponte ferroviária e a 1,7 km da cidade de Aracoiaba. A cota das casas mais baixas de Aracoiaba é aproximadamente 99,0 havendo assim uma diferença de nível de 6,40 m acima da cota de repleção máxima. Não haverá, portanto, perigo de inundações da cidade, em consequência do efeito do remanso.

c) Dados Hidrológicos

Os dados hidrológicos disponíveis eram excessivamente escassos e se limitavam às medidas pluviométricas. Não foram feitas ainda medidas das descargas, o que trouxe certas dificuldades na sua avaliação, tendo-se obtido, os deflúvios aproximados adotando-se o processo de múltiplas correlações.

- Distribuição das Chuvas

Foi adotado um método do Polígono de Thiessen. A área da bacia convergente foi dividida em 4 sub-áreas

ACARAPE	-	25,00 km ²
MULUNGU	-	250,00 km ²
BATURITÉ	-	146,25 km ²
ARACOIABA	-	108,00 km ²

- Dados Pluviométricos

Foram adotados os dados colhidos pelo 1º distrito e conferidos pelos fornecidos pela Divisão de Hidrologia da SUDENE - que, infelizmente, não guardavam correlação com as sub-áreas do projeto. Os dados do DNOCS cobriram os seguintes períodos:

ACARAPE	-	1912 a 1961 sem interrupção
MULUNGU	-	1932 a 1961 com interrupção em 1935
BATURITÉ	-	1912 a 1961 com interrupção em 1933 a 1935
ARACOIABA	-	1933 a 1961 com interrupção em 1956 a 1958

Os dados foram completados e verificada sua homogeneidade pelo método duplo acumulativo.

- Deflúvios Anuais

Para esta primeira avaliação dispensou-se o cálculo dos deflúvios mensais, mesmo porque os dados disponíveis não permitiam obter-se melhor exatidão. Calcularam-se os deflúvios anuais, que constam do Quadro 2.2.1 c.

QUADRO 2.2.1.c

Deflúvios Anuais do Rio Aracoiaba - em hm ³							
1912	130,055	1925	201,449	1938	191,477	1951	165,532
1913	287,255	1926	179,941	1939	210,405	1952	163,984
1914	252,444	1927	135,799	1940	314,999	1953	157,822
1915	108,232	1928	172,195	1941	133,418	1954	145,233
1916	197,261	1929	172,213	1942	153,422	1955	146,501
1917	276,840	1930	125,745	1943	177,035	1956	166,457
1918	194,645	1931	151,954	1944	174,987	1957	138,094
1919	88,402	1932	135,610	1945	267,009	1958	161,311
1920	194,746	1933	192,667	1946	218,152	1959	201,705
1921	214,176	1934	239,034	1947	204,400	1960	159,741
1922	261,549	1935	218,417	1948	242,980	1961	244,088
1923	153,926	1936	140,758	1949	239,666	1962	-
1924	246,708	1937	184,785	1950	277,623	1963	-

- Estudos Hidrológicos Definitivos

Os estudos hidrológicos procedidos não contém a exatidão que se deve esperar para a finalidade da importância do abastecimento d'água a Fortaleza, e, por isto, recomenda-se que sejam procedidos a estudos mais completos com determinação, tão exata quanto possível, dos deflúvios anuais e das disponibilidades de água em cada período

Os estudos feitos e consignados neste Relatório, dão idéia suficientemente aproximada para julgar-se, apenas, a viabilidade da obra como abastecedora

d) Dimensionamento

O açude foi dimensionado para o aproveitamento máximo dos deflúvios. Para isto estabeleceu-se a condição de que ele não viesse nunca a sangrar, salvo em casos excepcionais de invernos mais rigorosos que o máximo verificado nos últimos 50 anos, ou então, nos casos de redução dos volumes diminuídos anuais inferiormente ao módulo previsto

Estabeleceu-se ainda a condição de que o mínimo volume reduzido não fosse nunca inferior a 50 hm³, que se verifica com nível do reservatório entre as cotas 80 e 81

No período estudado, apenas em 1950 o reservatório estaria completamente cheio, sem sangrar

Adotou-se o ano hidrológico de outubro a setembro e admitiu-se a operação do açude a partir do ano hidrológico 1912-13, com a reserva inicial de 130, 055 hm³ correspondente ao deflúvio do inverno de 1912. Os saldos das acumulações e das reservas armazenadas ao fim de cada ano hidrológico, constam na Quadro 2 2 1 d

QUADRO 2.2.1.d

Reservas Hídricas no Fim dos Anos Hidrológicos - hm ³					
Ano	Acumulação Média	Saldo Anual	Ano	Acumulação Média	Saldo Anual
1911-12	130,054 91	130,054 91	1936-37	259,665 28	68,159 47
1912-13	417,309 91	225,804 10	1937-38	259,636 45	68,130 64
1913-14	478,247 61	286,741 80	1938-39	278,536 63	87,030 82
1914-15	394,973 41	203,467 60	1939-40	402,030 55	210,524 74
1915-16	400,728 32	209,222 51	1940-41	343,942 85	152,437 04
1916-17	486,062 67	294,556 86	1941-42	305,858 80	114,352 99
1917-18	489,201 90	297,696 09	1942-43	291,387 78	99,881 97
1918-19	386,097 59	194,591 78	1943-44	278,869 13	83,363 32
1919-20	389,337 73	197,831 92	1944-45	350,372 14	158,866 33
1920-21	412,007 71	220,501 90	1945-46	377,018 52	185,512 71
1921-22	482,050 48	290,544 67	1946-47	389,912 74	198,406 93
1922-23	444,470 92	252,965 11	1947-48	441,387 02	249,881 21
1923-24	499,673 49	308,176 68	1948-49	489,547 68	298,041 87
1924-25	509,616 64	318,110 83	1949-50	575,664 75	384,158 94
1925-26	498,051 52	306,545 71	1950-51	549,691 15	358,185 34
1926-27	442,344 81	250,839 00	1951-52	522,169 36	330,663 55
1927-28	423,033 71	231,527 90	1952-53	488,485 83	296,980 02
1928-29	402,741 15	211,235 34	1953-54	442,213 17	250,707 36
1929-30	336,981 08	145,475 27	1954-55	399,208 70	207,702 89
1930-31	297,429 48	105,923 67	1955-56	374,150 03	182,644 22
1931-32	241,533 29	50,027 48	1956-57	320,737 72	129,231 90
1932-33	242,694 71	51,188 90	1957-58	290,543 33	99,037 50
1933-34	290,222 95	98,717 14	1958-59	300,742 49	109,236 68
1934-35	317,133 71	125,627 90	1959-60	268,978 03	77,472 22
1935-36	266,385 99	74,880 18	1960-61	321,560 70	130,054 89

Observa-se, portanto, que a máxima acumulação se verifica no ano hidrológico 1949-50 com o total de 575,664 75 hm³

Para que o açude não viesse a sangrar, seria necessário que ele tivesse capacidade para acumular este deflúvio diminuído das descargas durante o período de 6 meses, ou seja, 575,664 75 - 191,505 81 × 0,5 = 479,911 85 hm³

O açude deveria ter, portanto, a capacidade de acumulação de 479,911 85 hm³, que se verifica na cota 92,612 para soleira do sangradouro

e) Barragem

A barragem teria a extensão total de 2 320 m e altura máxima de 34,5 metros acima do leito do rio

O coroamento seria na cota 97,500 e a coluna do sangradouro na 2,160, havendo a “revanche” de 5,340

As cubagens deram os seguintes dados

- volume de cava de fundações 332 750 m³
- volume do maciço de elevação 2 657 000 m³

As medidas da bacia de acumulação deram os dados para o Quadro 2.2.1.e - Áreas e Volumes

QUADRO 2.2.1.e

Tabela das Áreas e Volumes					
Cotas	Áreas (ha)	Volumes (hm³)	Cotas	Áreas (ha)	Volumes (hm³)
65	19,6	0	80	652,3	45,5425
66	43,2	0,7880	81	732,4	59,1200
67	66,8	1,5760	82	812,5	72,6975
68	90,4	2,3640	83	892,6	86,2750
69	114,0	3,1520	84	972,7	99,8525
70	137,6	3,9400	85	1 052,8	113,4300
71	182,1	4,0565	86	1 148,4	162,6095
72	226,1	8,1130	87	1 243,9	211,7890
73	270,1	12,1695	88	1 339,4	260,9685
74	314,1	16,2260	89	1 434,9	310,1480
75	358,1	20,2825	90	1 530,4	359,3275
76	417,1	25,3345	91	1 705,1	405,4925
77	475,9	30,3865	92	1 879,8	451,6575
78	534,7	35,4385	162	1 908,1	479,9116
79	593,5	40,4905	-	-	-

f) Hierarquização

A barragem do açude Aracoiaba se localiza nas proximidades da foz do rio Aracoiaba no rio Choró, a menos de 3 km Não haveria, portanto, inconveniência no estabelecimento da condição

de que o açude não viesse a sangrar em circunstâncias normais de operação, porque o vale poderá ser lavado com as descargas do rio Choró

Por outro lado, a construção do Aracoiaba não prejudica qualquer programa de irrigação no Baixo Choró, que venha a ser feito por necessidades ou conveniências futuras, visto como a irrigação poderia ficar assegurada com o represamento do rio Choró, uma vez sanadas as dificuldades atuais de passagem da linha de transmissão Milagres - Fortaleza, que cruza atualmente a área da bacia

g) Adutora

A adução d'água para Fortaleza procedente do açude Aracoiaba poderia obedecer duas alternativas

1ª alternativa - indo do açude Aracoiaba até Redenção com a extensão de 73,5 km, nesta hipótese seria necessário a perfuração de um túnel de 1 600 m para atravessar a serra do Acarape na cota 150 Seria, portanto, necessário o bombeamento máximo de 50 metros

2ª alternativa - adução por gravidade sem necessidade de bombeamento mesmo na situação mais crítica, correspondente a cota mínima 80 A tubulação teria, então, a extensão de 85,5 km

2.2.2 - *O Estudo das Barragens do Choró e Aracoiaba e Sistema Adutor para Interligação com o Açude Pacoti*

No ano de 1971, a CAGECE contratou a empresa HIDROTERRA S A - Engenharia e Comércio para estudar os mananciais das Bacias Metropolitanas visando a ampliação do sistema de abastecimento d'água de Fortaleza Desse trabalho, resultou a recomendação de aproveitamento das Bacias Hidrográficas do Pacoti, Gavião, Choró e Aracoiaba O açude Gavião, construído pelo Governo do Estado, entrou em operação em 1975 e os açudes Pacoti e Riachão, construídos pelo governo federal, através do Departamento Nacional de Obras e Saneamento - DNOS, entraram em operação em 1981

No ano de 1986, o DNOS contratou o Consórcio PROMON - HIDROTERRA, dentro do Programa Nacional de Irrigação - PRONI, para realizar estudos complementares e projetos de aproveitamento hídrico das bacias do Choró e Aracoiaba para ampliação dos mananciais, objetivando o abastecimento d'água de Fortaleza Nessa época já previa-se que os açudes Pacoti - Riachão - Gavião seriam insuficientes para suprir a demanda crescente do Sistema Metropolitano, a partir de 1990

Esse Contrato do DNOS com o consórcio PROMON-HIDROTERRA contemplava os estudos, anteprojetos e projetos executivos das barragens do Choró - Aracoiaba e do sistema adutor da bacia do Choró para o açude Pacoti Devido a extinção do DNOS o contrato foi suspenso, prejudicando o desenvolvimento de tais projetos

Os trabalhos realizados pelo Consórcio apresentavam a seguinte ficha técnica para a barragem Aracoiaba

– Características da Obra	
• Volume da Bacia Hidráulica	175 × 10 ⁶ m ³
• Área da Bacia Hidráulica	18 km ²
• Bacia Hidrográfica	588,6 km ²
* Cheia Milenar	1 270,00 m ³ /s
* Cheia Decamlenar	2 100,00 m ³ /s
* Cheia Máxima Provável	5 250,00 m ³ /s
• Vertedouro	
* Largura	200,00 m
* Cota Soleira	95,00 m
* Lâmina Máxima (cheia 10 000 anos)	2,60 m
* Vazão Efluente	1 610,80 m ³ /s
• Barragem	
* Altura	35,00 m
* Comprimento	1 750,00 m
* Volume	1 330 000,00 m ³
– Definição da Seção da Barragem	
• Cota do Coroamento	100,00 m
• Largura do Coroamento	8,00 m
• Cota Mínima do Terreno Natural	65,00 m
• Altura Máxima da Barragem em Relação ao Terreno Natural	35,00 m
• Talude de Montante	1 1,7 (V H)
• Talude de Jusante	1 1,6 (V H)
– Vazão Regularizada (Nível = 95,00 m)	
	100% → 2,100 m ³ /s
• Confiabilidade	95% → 2,520 m ³ /s
	90% → 2,800 m ³ /s
– Tomada D'água	
• Altura	30,00 m
• Diâmetro dos Condutos (2Ø)	800 mm

No estudo de alternativas do sistema adutor foi escolhida pelo DNOS a solução que previa a existência da barragem Pacajus, no rio Choró, associada com elevatória e canal (Ererê), já construídos pelo Governo do Estado, como partes do sistema adutor para interligação com o açude Pacoti

Em setembro de 1991, a SDU/CAGECE, antecipando-se a transferência do contrato do DNOS para a Administração Estadual, resolveu celebrar com a firma HIDROTERRA S A, contrato objetivando desenvolver a 1ª etapa do empreendimento, para amenizar a condição crítica que apresentava-se a Região Metropolitana de Fortaleza pela insuficiência dos mananciais existentes

Os estudos e projetos visando a elevação na vazão regularizada dos mananciais destinados ao abastecimento d'água da RMF, compreendeu

- barragem de Pacajus sobre o rio Choró,
- sistema adutor da 1ª etapa para a transferência de água da barragem de Pacajus, no rio Choró, para o açude Pacoti, em caráter de urgência,
- levantamento cadastral dos imóveis a serem desapropriados,
- estudos para desmatamento e limpeza das bacias hidráulicas do açude Pacajus e das barragens do sistema adutor
- estudos do meio ambiente EIA/RIMA
- estudo do sistema viário existente e projetos das reformulações necessárias

O esquema de implantação do Sistema Choró-Aracoiaba foi concebido, na época dos referidos estudos, para desenvolver-se em 3 (três) etapas assim descritas

1ª Etapa - Tem caráter de emergência e permitira que, a curto prazo, se aduza 3,0 m³/s da Barragem de Pacajus para o Açude Pacoti. Essa alternativa é composta da Barragem de Pacajus, 2 (duas) estações elevatórias, canal adutor e adutora de transposição do divisor d'água, entre as bacias

2ª Etapa - Aproveitará as obras implantadas na fase anterior, com exceção de uma elevatória e adutora, seus materiais e equipamentos serão reaproveitados no macrosistema de distribuição de Fortaleza. Essa etapa será composta de canal adutor definitivo, estação elevatória definitiva, tunel e Barragem do Choró. Essa alternativa aduzirá inicialmente 4,74 m³/s da Bacia do Choró para o sistema existente, podendo transferir no futuro 20 m³/s, com vazões importadas de outras bacias

3ª Etapa - Sera efetivada com a construção da Barragem Aracoiaba, para reforço do sistema com mais 1,66 m³/s, integrando às obras de 1ª e 2ª etapas. A implantação dessa barragem será postergada para o final dessa década, considerando que sua contribuição está prevista após o ano 2000

2.3 - Estudos Recentes

Em 1997, a SRH contratou o consórcio *GEODINÂMICA COBA* para execução de

- Projeto Executivo da barragem, incluindo um estudo preliminar dos locais e cotas de barramento
- Projeto Executivo das adutoras de Baturité e Aracoiaba, contemplando um estudo de alternativas de traçado
- Plano de aproveitamento do açude
- Serviços de superfície e acompanhamento da construção da barragem

Os projetos contratados foram concluídos em 1998, sendo objeto deste relatório o Projeto Executivo da Barragem

O projeto executivo da barragem foi dividido em 2 fases, A e B. Na primeira fase (A), foram executadas as investigações geotécnicas, levantamentos de campo e os estudos necessários para definição do eixo e do arranjo a nível de anteprojeto. Esta fase foi concluída com aprovação pelo Painel de Segurança de Barragem do anteprojeto selecionado. Na fase B foram executados estudos básicos complementares e detalhado a nível de projeto executivo, o anteprojeto definido na fase A.

3- PRINCIPAIS DADOS TÉCNICOS E QUANTITATIVOS DO PROJETO EXECUTIVO

3.1 - Localização

- Estado Ceará
- Rio - Aracoiaba
- Local do Barramento - 2 km a montante da cidade de Vazantes

3.2 - Estruturas Principais do Barramento

- Barragem de terra com seção homogênea
- Vertedouro de concreto com soleira livre
- Vertedouro de emergência constituído por maciço de terra galgável e diques laterais
- Torre de tomada d'água/Galeria de desvio/Descarregador de fundo

3.3 - Informações Gerais

3.3.1 - Dados Cartográficas e Topográficos

Os dados cartográficos e topográficos utilizados no projeto e mencionados a seguir foram obtidos a partir de levantamentos topográficos de campo, amarrados ao sistema de coordenadas UTM

- Bacia Hidráulica - plantas na escala 1 5 000 com curvas de níveis a cada metro e planta na escala 1 20 000 com curvas de níveis a cada 5 metros
- Área do Barramento - Plantas nas escalas 1 1 000, 1 2 500 e 1 5 000, com curvas de níveis a cada metro

3.3.2 - Dados Hidrológicos

- Área de drenagem 584,05 km
- Declividade média da bacia 0,231 m/km
- Enchentes máximas naturais

As vazões máximas calculadas para o tempo de recorrência de 50 a 1 000 anos considerou uma duração de cheia de 8 horas e a de 10 000 anos uma cheia de 24 horas

TR (anos)	Pico Afluente (m ³ /s)
50	828,2
100	950,4
500	1245,2
1 000	1371,2
10 000	2 259,0

- Vazões médias mensais para o período seco

Mês	Vazão Média m ³ /s	Desvio Padrão m ³ /s	Vazão TR = 25 m ³ /s	Vazão TR = 50 m ³ /s
JUN	6 90	8 10	9 97	30 00
JUL	3 60	4 55	5 42	13 24
AGO	2 02	0 90	2 38	4 64
SET	1 47	0 70	1 77	3 51
OUT	1 05	0 50	1 25	2 43
NOV	0 73	0 34	0 87	1 72
DEZ	0 56	0 40	0 72	1 70
JAN	0 90	2 25	1 80	7 45

3.3.3 - Características do Reservatório

- Áreas e Volumes

Cota (m)	Área (km ²)	Volume (10 ⁶ m ³)
70	0,14	0,72
75	0,98	5,66
80	2,78	19,58
85	5,54	47,26
90	9,62	95,39
95	15,06	170,70
100	21,34	277,39

- Níveis d'Água

- NA máximo normal = 95,00 m
- NA na enchente de projeto (TR = 1 000 e vazão 1 371,7m³/s) = 97,19 m
- NA na enchente de verificação (vazão=1,6xTR1 000 = 2 208m³/s) = 98,31m

3.3.4 - Barragem de Terra

- Tipo - Homogênea com filtro inclinado e tapete horizontal
- Comprimento da crista incluindo vert emer - 2 000,00 m
- Cota da crista - 100,00 m
- Altura máxima - 35,00 m
- Volume total do aterro - 1 680 000 m³
- Largura da crista - 7,00 m

3.3 5 - Vertedouro

- Tipo - concreto com soleira livre
- Localização - ombreira direita
- Cota da soleira vertente - 95,00
- Largura da soleira vertente - 32,00 m
- Canal de restituição e bacia de dissipação em rocha
- Largura do canal de restituição - 20,00 m

3 3 6 - Vertedouro de Emergência

- Tipo - soleira vertente em solo compactado
- Cota da soleira vertente - 99,00 m
- Comprimento da soleira vertente - 160,00 m

3 3 7 - Estrutura de Desvio Descarregador de Fundo

A estrutura de desvio/d Descarregador de fundo é constituída por uma torre de controle, galeria e bacia de dissipação, constituindo-se em um único circuito para a Tomada de Água e Descarga de Fundo, o qual é equipado com 2 comportas, ou seja, uma de guarda a montante e outra de regulação de jusante

A comporta de guarda é uma comporta de segurança que deverá ser capaz de cortar a vazão máxima nas condições mais desfavoráveis. Ela funciona totalmente aberta ou fechada e tem uma válvula de equilíbrio que se destina à abertura do tabuleiro para equalização das pressões. As rodas funcionam com casquilhos autolubrificadas.

A comporta de controle de jusante, faz o controle de vazões entre 15% e 85% da abertura total.

As rodas funcionam com rolamentos de rolos autocompensadores em aço inoxidável.

Ambas as comportas funcionam com órgão de manobra manual que atua nos tabuleiros através das suspensões.

3 3 8 - Desvio do Rio e Etapas de Construção

Haverá 2 etapas de construção, relacionadas com o manejo do rio, a saber:

- Primeira Etapa - (serviços principais)

- Ensecamento do lado direito da calha do rio, com escavação da fundação da barragem e estrutura de desvio
- Execução da cortina de injeções
- Execução da galeria de desvio

- Execução da barragem esquerda
- Execução da barragem no trecho ensecado ate cota 80
- Escavação do vertedouro e parte do canal de restituição
- Início da concretagem do vertedouro

- Segunda Etapa

A 2ª etapa, se inicia no fim do periodo chuvoso do 2º ano de construção, com o desvio do rio pela galeria Nesta etapa serão executados

- Conclusão da barragem do leito do rio
- Conclusão do vertedouro
- Execução da barragem direita e vertedouro de emergência

3 3 9 - *Resumo dos Quantitativos Principais*

• Escavação comum	405 000,00 m ³
• Escavação em rocha	56 420,00 m ³
• Aterro do corpo da barragem	
- solos compactados	1 517 000,00 m ³
- filtros e transições	85 000,00 m ³
- enrocamentos	80 000,00 m ³
• Ensecadeiras	43 000,00 m ³
• Concreto	4 400,00 m ³
• Aço para concreto	400 t

4 - DADOS BÁSICOS

4.1 - Considerações Iniciais

Apresenta-se neste tópico um resumo dos principais elementos considerados no projeto e obtidos nos estudos básicos elaborados na Fase A e complementados na Fase B - Projeto Executivo

Os dados apresentados a seguir são em alguns casos referidos a documentos elaborados em ambas as fases do projeto. Os documentos cuja numeração contém a letra E no final (exemplo - desenho AR-GR-1008E), foram elaborados na Fase B (projeto executivo), enquanto que os outros mencionados foram elaborados na Fase A (anteprojeto)

4.2 - Área do Projeto e Acessos

Conforme mostrado no desenho AR-GR-1008E a barragem Aracoiaba será construída no rio Aracoiaba, logo a jusante da confluência com o rio do Susto e cerca de 1,5 km a montante do distrito de Vazantes

As estruturas do barramento localizar-se-ão na área definida pelas coordenadas

- 9 512 500N a 9 514 500N

- 533 250E a 534 250E

A partir de Fortaleza, o acesso rodoviário ao local do barramento, é feito pela rodovia CE-060 até a cidade de Antonio Diogo (km 60) ou até a cidade de Aracoiaba (km 72). A partir destas cidades o acesso ao local do barramento é feito por estrada de terra

De Aracoiaba, o acesso segue pela margem direita do rio Aracoiaba, atravessando o local do barramento e chegando ao distrito de Vazantes, numa distância de mais ou menos 15 km

De Antônio Diogo, o acesso segue pela margem esquerda do rio Aracoiaba, até a ponte de concreto sobre este rio e junto ao distrito de Vazantes, numa distância de mais ou menos 12 km

Os acessos em estrada de terra, apresentam condições razoáveis de tráfego, necessitando de algumas melhorias para garantir o tráfego durante todo o ano

4.3 - Cartografia

4.3.1 - Área do Reservatório

A área do reservatório da barragem Aracoiaba foi levantada topograficamente através de seções espaçadas de 100m, onde foram levantados pontos a cada 20m, e a área do barramento com seções levantadas, transversalmente ao eixo, a cada 20m. Os dados levantados permitiram a elaboração dos seguintes documentos

- Desenhos AR-TO-8001E - Planta, escala 1:20 000 com curvas de níveis a cada 5 metros

- Desenhos AR-TO-8002E a 8011E - Plantas cobrindo toda a área do reservatório, na escala 1 5000 e curvas de níveis a cada metro

4.3.2 - Área de Interesse do Barramento

- Desenhos AR-TO-8009E e AR-TO - 8011E - Plantas na escala 1 5 000 com curvas de níveis a cada metro
- Desenho AR-GR-1009E - Planta, escala 1 2 500, curvas de níveis a cada metro e a locação dos eixos das estruturas do barramento

4.4 - Geologia e Geotecnia

4.4.1 - Considerações Iniciais

Na primeira fase do projeto (Fase A), fez-se inicialmente e com base na bibliografia disponível, a caracterização geológica regional da área de interesse do empreendimento

Após a escolha da região do barramento foram executadas as investigações de campo e mapeamento de superfície na área da fundação das estruturas do barramento e nas áreas com potencialidade para suprimento de materiais naturais de construção. Nesta etapa foram executados ensaios em laboratório de amostras coletadas no campo.

Na área de fundação foram realizadas sondagens a percussão, mistas e rotativas, poços manuais de inspeção com retirada de blocos indeformados para execução de ensaios de caracterização, adensamento, cisalhamento direto e compressão triaxial.

Nas áreas de empréstimo foram realizados furos a trado e poços com retirada de amostras para ensaios de caracterização e ensaios especiais em amostras moldadas. Nas áreas de pedreiras, foram executadas sondagens rotativas e nas jazidas de areia foram coletadas amostras para ensaios.

Os estudos realizados nesta fase, estão apresentados no relatório RHAR-970930-RE-REV 1 - "Relatório dos Estudos Básicos - Estudos Geológico-Geotécnicos".

Para elaboração do projeto executivo (fase B) foi realizada uma campanha complementar de investigações de campo e ensaios de laboratório. As informações obtidas nesta campanha complementar foram incorporadas às obtidas na fase anterior, constando dos documentos elaborados na fase de projeto executivo.

4.4.2 - Geologia Geral

A região de Aracoiaba insere-se no contexto geológico-geotectônico da Faixa de Dobramentos Jaguaribana (*Brito Neves, 1975*), representada por um conjunto litológico gnáissico-migmatítico que constitui o embasamento cristalino e uma sequência metassedimentar migmatizada que se sobrepõe.

O magmatismo atribuído ao Evento Brasileiro, proporcionou a ocorrência de corpos plutônicos graníticos e dioríticos encaixados na sequência gnáissico-migmatítico anterior, bem como corpos tabulares tardios que seccionam as unidades precedentes

No topo da sequência litoestratigráfica ocorrem os sedimentos terciários do Grupo Barreiras e as coberturas colúvio-eluviais, encimados pelos aluviões quaternários recentes

Os litotipos da região formam uma complexa associação em que predominam migmatitos, gnaisses, gnaisses migmatizados e granitóides, além de anfibolitos, quartzitos, metarcóseos, calcários cristalinos, xistos, itabiritos e calcossilicáticas. Na terminologia de *Gomes* (1981), tal associação denomina-se Complexo Nordestino

Na região, predominam as litologias que compõe o embasamento cristalino, composto por gnaisses aluminosos migmatizados com intercalações de quartzitos, calcários, calcossilicáticas e lentes anfibolíticas

Ao norte da área em estudo ocorrem os gnaisses aluminosos, mica-xistos, quartzitos e níveis carbonáticos pertencentes à sequência metassedimentar superior

As ocorrências das areias argilosas do Grupo Barreiras são frequentes nos topos dos morros. Os sedimentos do Grupo Barreiras repousam sobre o embasamento cristalino em discordância erosiva angular. Formam uma sequência de arenitos argilosos de coloração variegada e tons avermelhados, amarelados e esverdeados. Possuem matriz caulínica, com cimento argilo-ferruginoso. Tem granulação fina a média, com um nível conglomerático laterizado na base

Admite-se para o Grupo Barreiras idades miocênicas a pleistocênicas, e ambiente deposicional continental com contribuição litorânea

As coberturas colúvio-eluviais são pouco frequentes, ocorrendo manchas esporádicas e de distribuição errática. Formam-se por sedimentos areno-argilosos alaranjados e avermelhados, com granulação média a fina, matriz areno-argilosa caulínica e cimento argilo-ferruginoso, com pedregulhos e horizonte basal laterizado

O aluvião mais representativo na área é o do rio Choró, localizado a sudeste da área, que em alguns locais tem largura da ordem de quilômetros. Menos expressivo é o do rio Aracoíaba, que em raros locais chega a 500 m de largura

No que tange à geotectônica da região, o padrão de dobramentos e falhamentos a que as rochas foram submetidas, gerou várias direções de foliação, prevalecendo no entanto uma orientação NE-SW para o "trend" regional, com mergulhos NW ou SE

4.4.3 - Geologia Local

a) Litologia

Os litotipos ocorrentes na área em estudo, encaixam-se no contexto do Complexo Nordestino formando uma associação gnáissico-migmatítico admitida como pertencente ao embasamento cristalino

A rocha aflorante nas áreas do eixo da barragem e reservatório, compõe-se por migmatito com estrutura predominantemente dobrada, alternando-se com porções estromáticas. Variações litológicas localizadas foram observadas conforme relatado no item "Condições Geológico-Geotécnicas"

Intrudidos concordantemente ou não com a foliação, encontram-se veios quartzosos e pegmatóides, tendo sido esses últimos detectados com espessuras de até 3,0 m, enquanto os quartzosos são predominantemente da ordem de centímetros

A presença de afloramentos rochosos na área é comum. A cobertura colúvio-eluvionar presente tem pequena espessura e distribuição errática. Compõe-se por areia argilosa vermelha, com pedregulhos esparsos ao longo de todo o pacote. Pode ainda ter coloração cinza-escuro, sendo então distinguível do solo de alteração do migmatito pela presença de pedregulhos rolados

Acima da cota 95, nos topos aplanados que circundam a área, ocorrem os sedimentos do Grupo Barreiras. A cobertura dessas áreas é bastante distinta das restantes circunvizinhas, pois forma-se por areia fina/média, branca ou cinza-escuro. Esse capeamento, que varia entre 20 e 40 cm de espessura, é de gênese ainda pouco definida, podendo tanto ter sofrido transporte e retrabalhamento como estar "in situ" e ser resultado de lixiviação sobre as areias argilosas do Grupo Barreiras às quais se superpõe. Outro aspecto notável dessas áreas é a ausência total de pedregulhos e matacões na superfície, os quais são comuns em todas as encostas

Abaixo dessa cobertura superficial arenosa, encontram-se os sedimentos do Grupo Barreiras propriamente dito. Compõem-se por arenitos de granulação média a fina, com matriz argilosa em proporção variável, variegado, com predomínio de cores amarelas e vermelhas

A base da camada porta pedregulhos e matacões, sendo aí a origem do recobrimento pedregulhoso de toda a área que se situa em cotas inferiores a essa formação. As espessuras dessa camada são variáveis e aumentam em função de cotas mais elevadas. As máximas observadas são da ordem de 5 metros. A espessura do cascalho basal também é variável, tendo sido executadas sondagens à trado com 4 metros sem ter sido atingido o mesmo

Por último, encontram-se na área os aluviões, principalmente o do rio Aracoiaba. Esse pacote de sedimentos tem espessura entre 4 e 6 metros, compondo-se por areia média/fina nos 3 a 4 metros superiores e areia grossa e cascalho na base. As sondagens revelaram que o cascalho basal tanto pode estar "limpo" como envolvido por uma matriz areno-argilosa. Verificou-se ainda que há raros locais onde o mesmo não ocorre

No leito do rio Aracoiaba, impregnado sobre o migmatito aflorante, há resquílios de terraço aluvionar laterizado, dando aspecto de um arenito conglomerático. Sinais de laterização também são observáveis nas camadas pedregulhosas do terraço aluvionar, detectadas nas sondagens. Bancos de areia grossa mal selecionada e "suja" e bancos de cascalho também estão presentes no leito do rio

No desenho AR-BT-2009E, acha-se o mapa geológico da área do barramento, com a locação aproximada dos afloramentos e a locação das investigações

b) Estruturas

Observaram-se na área da barragem, 4 tipos de descontinuidades estruturais de interesse ao projeto, quais sejam

- foliação,
- fraturas,
- faixas de cisalhamento e
- falhas de pequeno rejeito

Quanto à foliação do migmatito da área, sua orientação geral é N62E/76NW, seguindo o "trend" regional. Secundariamente ocorrem outras orientações, de caráter localizado devido à estrutura dobrada do migmatito.

Quanto ao fraturamento do maciço rochoso, a ombreira esquerda mostra-se mais intensamente fraturada, a partir da meia encosta rumo ao topo. As sondagens SM-01, SM-02, SM-10 e SM-202 são aquelas que melhor ilustram essa condição, haja vista a ausência de afloramentos no local.

Na ombreira direita, apesar do número de afloramentos ser mais expressivo, as fraturas são menos frequentes e preenchidas por veios de quartzo centimétricos, originando uma rocha de melhor qualidade em relação à rocha da ombreira esquerda. A análise automática global dessas orientações permitiu a definição das seguintes atitudes preferenciais:

- 1 - N52W/87SW
- 2 - N80W/87SW
- 3 - N17W/87SW
- 4 - N41E/63SE
- 5 - N02E/60SE
- 6 - N07E/87SE

No lado esquerdo do rio observou-se também a ocorrência de uma faixa de cisalhamento, bem como veios de quartzo extremamente fraturados. As orientações preferenciais obtidas são:

- 1 - N39E/60SE
- 2 - N66E/87SE

As falhas de pequeno rejeito observadas em campo apresentam planos selados e, têm as seguintes atitudes preferenciais:

- 1 - N42W/74NE
- 2 - N40E/87SE

4.4.4 - Aspectos Geológicos-Geotécnicos das Fundações das Estruturas

4.4.4.1 - Considerações Gerais

A planta constante do desenho AR-BT-2009E, mostra a locação de todas as investigações executadas na área da fundação das estruturas e indica as seções geológico geotécnicas apresentadas nos desenhos AR-BT-2010E, 2011E e 2012E. Estão indicadas também, na planta mencionada, as seções mostradas no relatório RHAR-970930RE - Rev 1- Relatório dos Estudos Básicos - Estudos Geológico-Geotécnicos, elaborado na Fase A do projeto.

A seção AA indicada na planta mencionada coincide com o eixo da barragem considerado na fase de anteprojeto e a seção E1 coincide com o eixo definido na fase de projeto executivo.

4.4.4.2 - Fundação da barragem

Conforme mostrado nas seções geológico-geotécnicas mencionadas, as fundações das barragens apresentam as seguintes características:

a) Barragem Esquerda (Estaca 65+0,00 a Estaca 100 + 10,00)

Conforme mostrado na seção E1 (AR-BT-2010E), as características geológico-geotécnicas da fundação da barragem de terra são:

- Camada superficial, com espessura entre 1,00 e 2,00 metros de solo coluvionar, caracterizado como areia argilosa. Os ensaios de adensamento efetuados em blocos indeformados retirados desta camada, indicaram que este material é colapsível quando inundado e submetido a pressões maiores ou iguais a $2,0 \text{ kg/cm}^2$. O desenho AR-BT-3024E mostra os resultados dos ensaios de adensamento e cisalhamento direto executados em amostras indeformadas extraídas do poço PI-102.
- Sob o solo coluvionar, ocorre uma camada de espessura variável de solo residual de migmatito, constituído por uma areia argilosa, relativamente impermeável e com boas condições de resistência ($\text{SPT} > 20$). Os ensaios de adensamento executados com amostras indeformadas retiradas neste tipo de solo (poço PI-103) mostraram que este material também apresenta o fenômeno de colapsibilidade quando inundado e submetido a pressões superiores a 2 kg/cm^2 , embora com menor intensidade que o solo coluvionar.
- Na amostra de colúvio (PI-102) e na de solo residual (PI-103), também foram executados ensaios de cisalhamento direto, mostrando parâmetros de resistência (c' e ϕ') substancialmente diferentes dos parâmetros obtidos em ensaios triaxiais executados com os mesmos tipos de materiais coletados em outros poços (PI-01 e PI-03A).
- Abaixo do solo residual o maciço de migmatito foi diferenciado em função do grau de decomposição, passando de solo saprolítico, a rocha alterada e rocha sã nos níveis mais profundos. A passagem de solo saprolítico para rocha alterada não é perfeitamente definida, uma vez que os critérios de separação não são perfeitamente normatizados, apresentando um certo grau de subjetividade. Na maioria dos casos este limite entre saprolito e rocha alterada foi considerado como o nível considerado impenetrável na sondagem por lavagem e trépano.

- A camada de saprolito possui espessura variável, chegando a uma espessura da ordem de 7,00 metros na região da estaca 70. O material apresenta grande resistência a penetração ($SPT > 45$) e permeabilidade variável. Neste local não foram feitos ensaios de permeabilidade, mas os resultados de ensaios de infiltração realizados neste material, na ombreira esquerda da barragem do leito do rio indicam valores de coeficiente de permeabilidade entre 10^{-3} e 10^{-7} cm/s.
- Sob o saprolito ocorre uma camada de rocha alterada, evidenciado pela baixa recuperação dos testemunhos de sondagem. Esta camada tem uma espessura da ordem de 3,00 metros, da estaca 68 para ombreira e com maior espessura em direção a estaca 65. Na região em questão não foram executados ensaios de perda d'água, mas pela semelhança de características deste maciço com os de outras regiões pode-se antecipar que a permeabilidade deste maciço deverá se situar entre 10^{-3} e 10^{-5} cm/s.
- O maciço de migmatito pouco alterado ou são, subjacente a camada de rocha alterada possui excelentes propriedades geomecânicas, podendo-se admitir permeabilidades médias inferiores a 10^{-5} cm/s.
- As sondagens indicam que o nível d'água é bastante profundo, localizado abaixo da camada de rocha alterada.

b) Barragem do Leito do Rio (Estaca 28+15,00 a Estaca 65+0,00)

b.1) Ombreira esquerda (Estaca 52-0,00 a 65-0,00)

As condições geológico-geotécnicas na ombreira esquerda da barragem do leito do rio são semelhantes aos da barragem esquerda, mas com as seguintes particularidades:

- As camadas de solo coluvionar e residual são pouco espessas e de diferenciação problemática pela semelhança de comportamento dos materiais.
- A espessura da camada de saprolito é variável, com tendência a decrescer em direção do leito do rio. Nesta região observou-se uma grande variação nas condições de permeabilidade do saprolito, com K variando de 10^{-3} a 10^{-7} cm/s.
- Neste trecho a camada de rocha alterada é mais espessa, podendo chegar a 8,00 metros de espessura.
- As sondagens executadas na região não indicou a presença de nível d'água.

b.2) Várzea do rio (Estaca 41-0,00 a 52-0,00)

A planície aluvionar do rio apresenta o seguinte perfil geológico-geotécnico típico:

- Camada superficial de areia fina, silto argilosa, cor cinza e marrom com pouca matéria orgânica com resistência a penetração SPT da ordem de 5 golpes e com espessura variando de 1,00 a 3,00 metros.

- Sob a anterior, ocorre uma camada de areia fina e média pouco siltosa, cinza, com resistência a penetração entre 6 e 15 golpes
 - Camada aluvionar inferior, constituída por seixos com matriz arenosa, com alta resistência a penetração. Em alguns locais esta camada não foi detectada
 - Subjacente ao pacote aluvionar ocorre uma camada de pequena espessura de saprolito de migmatito, com características semelhantes as anteriormente descritas
 - Abaixo do saprolito ocorre uma camada da ordem de 3,00 metros de rocha alterada com permeabilidade da ordem de 10^{-3} cm/s
 - O migmatito pouco alterado ou são, que ocorre abaixo da camada de rocha alterada apresenta boas condições geomecânicas e com permeabilidade inferior a 5×10^{-5} cm/s
 - Na região da várzea, o nível freático é pouco profundo e varia em função do nível do rio
- b.3) Ombreira direita*

O trecho da ombreira entre cotas 70,0 e 85,0, apresenta excelentes condições para implantação da barragem, sendo constituído por uma camada superficial de pequena espessura ($\cong 1,00$ metro) de solo coluvionar e/ou residual, assentado sobre um maciço de migmatito pouco alterado a são

A partir da cota 85,0, estaca 33 até a estaca 28+15,00, as camadas de solo coluvionar e solo residual aumentam ligeiramente de espessura, aparecendo, subjacente as camadas de solo residual, uma camada de saprolito. Sob a camada de saprolito ocorre o maciço migmatítico pouco alterado a são

c) Barragem Direita e Vertedouro de Emergência

Acima da cota 95,0, ocorrem superficialmente, numa espessura da ordem de 6,0 metros, sedimentos do Grupo Barreiras. Estes sedimentos compõem-se de arenitos de granulação média e fina, com matriz argilosa em proporção variável, variegado com predomínio de cores amarelas e vermelhas. A base da camada porta pedregulhos e matações. Imediatamente subjacente aos sedimentos do Grupo Barreiras, ocorre uma camada de saprolito, com espessura da ordem de 3,0 metros

O maciço de migmatito que ocorre abaixo do saprolito se apresenta pouco alterado ou são

d) Considerações Finais

A análise dos estudos geológico-geotécnicos da fundação da barragem permitiu ressaltar

- A camada do solo coluvionar, embora forneça condições razoáveis de resistência e de impermeabilidade para servir como fundação da barragem, apresenta o inconveniente de colapsibilidade quando inundado e submetido a pressões superiores a $2,0 \text{ kg/cm}^2$
- O solo residual apresenta boas condições de resistência e estanqueidade para servir de fundação da barragem, embora apresentando também o fenômeno de colapsividade quando saturado e submetido a pressões superiores a $2,0 \text{ kg/cm}^2$

- O saprolito apresenta boas condições geomecânicas, devendo as suas condições de estanqueidade merecer um estudo mais cuidadoso
- As condições de estanqueidade do maciço de rocha alterada devem ser analisadas com bastante cuidado, podendo ser necessário, em algumas regiões da barragem, a execução de um bloqueio por cortina de injeções
- O maciço de migmatito pouco alterado ou não apresenta condições geomecânicas e de estanqueidade adequadas para implantação da barragem
- Os sedimentos da formação Barreiras são adequados para funcionar como fundação da barragem, principalmente porque nesta região a barragem possui altura inferior a 5,0 metros
- O solo aluvionar superficial ($\pm 4,0$ metros) que ocorre na várzea do leito do rio é certamente inadequado para servir de fundação da barragem

4 4 4 3 - Fundação do Vertedouro

A seção E2, constante do desenho AR-BT-2011E, caracteriza as condições geológico-geotécnicas do vertedouro, incluindo os canais de aproximação e de restituição

Pela seção observa-se logo a jusante da estrutura vertente, um maciço aflorante de migmatito são, com características altamente favoráveis para implantação do canal de restituição do vertedouro diretamente na rocha. Este maciço rochoso aflorante foi determinante na escolha do local do vertedouro.

Na região da implantação da soleira vertente do vertedouro, ocorre uma camada superficial da ordem de 5,0 metros de espessura de sedimentos (Formação Barreiras), sobre uma camada de pequena espessura de saprolito.

O canal de aproximação do vertedouro será totalmente implantado nos sedimentos da Formação Barreiras.

4 4 4 4 - Estrutura de Desvio/Descarregador de Fundo

A seção E3, constante do desenho AR-BT-2011E mostra as características geológico-geotécnicas da região de implantação da galeria de desvio/descarregador de fundo.

As estruturas de concreto do descarregador, composta de torre, galeria e bacia de dissipação, serão implantadas no espaço entre as sondagens SM-301 e SM-302, onde a rocha pouco alterada ou não é aflorante ou com pequeno capeamento.

4 4 5 - Jazidas de Materiais Naturais de Construção

4 4 5 1 - Áreas de Empréstimos

a) Considerações Iniciais

A pesquisa das áreas de empréstimos para fornecimento de solos para construção dos maciços argilosos compactados, foi elaborada através de furos a trados e/ou poços manuais. Destes furos e poços foram retiradas amostras para ensaios de caracterização do material, para ensaios triaxiais, adensamento e cisalhamento direto.

A idéia inicial de se procurar áreas dentro do futuro reservatório e numa distância economicamente viável, foi abandonada, uma vez que não se encontrou áreas com distância e espessura de solo adequadas para uma exploração econômica.

Face do exposto, direcionou-se a pesquisa para as áreas mais altas (acima da cota 95) onde ocorre os sedimentos da Formação Barreiras, com espessuras mínimas exploráveis de 1,50 m.

b) Áreas Seleccionadas

Conforme mostrado nos desenhos AR-BT-2007E e AR-BT-2008E, foi definida uma área na margem direita (EMP-01), com volume aproveitável de cerca 1 500 000 m³ e duas áreas na margem esquerda (EMP-04 e EMP-04A), com volumes exploráveis de 1 250 000m³ e 500 000m³ respectivamente.

Para delimitação das áreas exploráveis economicamente, considerou-se apenas as áreas onde a espessura aproveitável era $\geq 1,50$ m.

Em princípio as áreas EMP-01 e EMP-04 são suficientes com folga para atender as necessidades da obra. A área EMP-4A, da margem esquerda só será explorada se houver alguma dificuldade de liberação, por parte da SRH da área EMP-04.

Pela sequência construtiva estabelecida e pela menor distância de transporte, a área EMP-01 da margem direita deverá atender a maior parte das necessidades da obra.

c) Caracterização dos Materiais

Conforme mostrado no desenho AR-BT-3008E os materiais das áreas de empréstimos seleccionados apresentam características semelhantes, tratando-se de uma areia pouco argilosa (SC/CL) e cujas características médias são apresentadas a seguir.

Parâmetro	EMP-01	EMP-04
umidade natural (%)	8,6	12,3
limite de liquidez (%)	25,0	26,5
índice de plasticidade (%)	8,0	8,0
umidade ótima (%)	13,0	12,8
γ_{max} (g/cm ³)	1,88	1,88
% menor que 0,074 mm	45	45

A experiência tem mostrado que materiais com estas características apresentam grande trabalhabilidade, possibilitando facilidades para tratamentos de umidade, homogeneização e compactação do material

d) Ensaio Especiais

Na fase de anteprojeto foram executados ensaios de adensamento, cisalhamento direto e permeabilidade com carga variável, em amostras moldadas com material das áreas de empréstimo Os ensaios realizados são descritos a seguir

- Área de Empréstimo EMP-01 - PI/ST-111 - profundidade 2,0 a 3,0m
 - Cisalhamento direto lento ($h=h_{ótima}$ e $GC=98\%$)
 - Adensamento ($h=h_{ótima}$ e $GC=98\%$)
- Área de Empréstimo EMP-04 - PI/ST-413 - profundidades 1,0 a 2,0m e 2,0 a 3,0m
 - Permeabilidade com carga variável - com estas duas amostras foram executadas 3 series de ensaios, com corpos de prova moldados com $GC = 98 \%$ e umidades $h = h_{ót}$, $h = h_{ót}+2\%$ e $h = h_{ót}-2\%$

Na fase de projeto executivo foram executados ensaios de compressão triaxial em amostras moldadas com materiais provenientes das áreas de empréstimo EMP-01 e EMP-04 Cada uma das amostras foi ensaiada em duas condições de moldagem, ou seja, $GC = 96\%$ e $h = h_{ót}+2\%$ e $h=h_{ót}-2\%$

O desenho AR-BT-3025E apresenta os resultados dos ensaios especiais executados com os materiais das áreas de empréstimo

4 4 5 2 - Pedreiras

Conforme indicado no mapeamento geológico de superfície, mostrado no desenho AR-BT-2009E, a área de implantação da barragem apresenta em ambas as margens uma série de afloramentos significativos de migmatito, numa distância inferior a 1,0 km e com características apropriadas para fornecimento de material rochoso para suprir as necessidades da barragem

A maior parte das necessidades da obra, de materiais rochosos, são supridas pelas escavações obrigatórias

No desenho AR-BT-3009E, está indicada em planta, alguns locais com possibilidades de implantação de pedreiras

4 4 5 3 - Jazidas de Areia

Nas proximidades da região de implantação da obra, tanto nas margens do rio Aracoiaba como do rio Choró, existem abundância de bancos de areia, com características adequadas para uso nos concretos, nos filtros e transições

Nas margens do rio Aracoiaba ocorrem pequenos bancos de areia, com granulometria variável, com predominância de areia média

Nas margens do rio Choró, junto a ponte que liga Vazantes a Ideal, a mais ou menos 4,0 km do local da obra, ocorre um vasto banco de areia, com granulometria variável e com predominância de areia média

O desenho AR-BT-3009E, mostra em planta, alguns locais com possibilidades de exploração de areia e de onde foram coletadas amostras para ensaios de granulometria e permeabilidade

A jazida 1 foi localizada no rio Aracoiaba e a jazida 2 no rio Choro

No desenho citado estão plotados os resultados de ensaios de granulometria e permeabilidade realizados com amostras coletadas em ambas as jazidas

Em termos de permeabilidade, observa-se que os materiais ensaiados atendem aos requisitos para uso no filtro da barragem

Para cada jazida, foram plotadas as curvas granulométricas dos materiais ensaiados e a faixa especificada para o filtro da barragem. Sobre isso ressaltamos

- Os materiais ensaiados mostram que no estado natural, a areia se encontra limpa, com pequena percentagem de finos, provavelmente não necessitando de lavagem para remoção dos finos
- O material da jazida 2 ensaiado (rio Choró), se enquadrou perfeitamente na faixa especificada
- As amostras retiradas da jazida 1 (rio Aracoiaba), indicaram que o material apresenta uma granulometria mais fina que a faixa especificada. Este fato, de certa forma, conflita com os dados coletados nas inspeções de campo, onde os bancos de areia existentes nas margens do rio Aracoiaba parecem ter uma granulometria mais grossa do que a evidenciada pelos ensaios. Levando em conta que a jazida de areia nas margens do rio Aracoiaba é formada por uma série de pequenos bancos, acreditamos que a amostragem executada não foi representativa
- O fato mencionado não chega a ser motivo de preocupação, uma vez que a disponibilidade da jazida 2, é muito superior às necessidades da obra

4.5 - Hidrologia

Os estudos hidrológicos gerais para a bacia do Rio Aracoiaba estão apresentados no Relatório nº RHAR-970610-RE-Rev 1

Neste item, apresenta-se um resumo dos aspectos de interesse para a elaboração do projeto executivo da barragem de Aracoiaba

4.5.1 - Caracterização Fisiográfica

Utilizando as Cartas Topográficas da SUDENE, na escala 1:100 000, obteve-se, para a bacia hidrográfica do açude Aracoiaba, as seguintes características fisiográficas principais

- Localização do exutório no rio Aracoiaba
Latitude = 04°24'15" S (9 513 200mN)
Longitude = 38°41'49" W (533 650mE)
- Área de Drenagem 584,05 km²
- Perímetro da Bacia 136,78 km
- Coeficiente de Compacidade 1,60
- Coeficiente de Forma 0,13
- Declividade Média da Bacia 0,231 m/m
- Declividade Média da Parte Superior da Bacia (altitude > 200m) 0,3000 m/m
- Declividade Média da Parte Inferior da Bacia (altitude < 200m) 0,0769 m/m
- Declividade Média do Curso D'Água Principal 0,00361 m/m
- Declividade Média da Parte Superior do Curso D'Água Principal 0,0209 m/m
- Declividade Média da Parte Inferior do Curso D'Água Principal 0,0020 m/m
- Comprimento do Curso D'Água Principal 53,1 km
- Ordem da Bacia, segundo o Método de Horton-Strahler, na escala de 1 100 000 4ª ordem
- Principais Afluentes da Margem Esquerda Riachos Candéia e do Susto
- Principais Afluentes da Margem Direita Riachos Putiú e Macunã
- Açudes Existentes somente na margem direita do rio Aracoiaba existe um pequeno açude digno de nota, qual seja o Açude Novo, no Riacho Macunã

Os coeficientes de compacidade e de forma da bacia, denunciam que a mesma possui forma razoavelmente irregular e através da curva hipsométrica traçada para a bacia, constata-se que a bacia do açude Aracoiaba possui cerca de 55% da área total acima da altitude de 200m, com uma declividade média de 0,231 m/m

4.5.2 - Aspectos Hidroclimáticos Gerais

De acordo com os dados disponíveis e estudos efetuados, a bacia do açude do Aracoiaba apresenta a seguinte sinopse hidroclimática

- Pluviometria anual média

- Nas cabeceiras da bacia	1 154,6mm
- No centro da bacia	1 098,4mm
- No exutório da bacia	914,5mm
- Evaporação anual média de Piché

- Na parte alta da bacia	654,7mm
- Na parte baixa da bacia	1 486,3mm

4 5 3 - Caracterização Pluviométrica Anual

De acordo com os dados disponíveis em 8 (oito) postos pluviométricos, a altura média anual precipitada sobre a região varia entre 915 mm e 1 155 mm

Analisando-se os parâmetros estatísticos dos postos selecionados, constata-se a grande irregularidade pluviométrica na bacia do açude Aracoíaba

Escolhendo os postos Vazantes (Aracoíaba), Baturité (Baturite) e Mulungu (Mulungu), para representarem o comportamento pluviométrico da parte mais elevada, mediana e mais baixa da bacia, respectivamente, observa-se o seguinte comportamento

- o bimestre mais chuvoso na bacia é o de março e abril, com 44,4% da chuva anual,
- o trimestre mais chuvoso na bacia é o de março a maio, o qual apresenta um percentual de 60% da chuva anual, e
- o quadrimestre mais chuvoso é o de fevereiro a maio, correspondendo a 73,3% da chuva anual

A nível diário é bastante importante, o conhecimento das chuvas máximas diárias, as quais permitiram o dimensionamento do sangradouro do açude Aracoíaba

Utilizando os postos pluviométricos Vazantes, Baturite e Mulungu, representando as cabeceiras, o centro e o exutório da bacia estudada, fez-se o estudo probabilístico de seus dados diários, resultando na escolha da distribuição Pearson III como aquela de melhor ajuste aos referidos dados

Na Tabela 4 5 3a são apresentados os parâmetros α , β e γ da distribuição Pearson III e os resultados do teste χ^2 , para os três postos pluviométricos considerados, onde se constata a aprovação da referida distribuição

Tabela 4 5 3a - Parâmetros da Distribuição Pearson III e Resultado do Teste χ^2 para os Postos Utilizados

Código	Nome	α	β	γ	χ^2 (calculado)	χ^2 $\alpha = 0,05$ (tabelado)
2882862	Vazantes	6,51	15,5	-26,9	0,953	11,073
2882626	Baturité	1,04	459	-410	0,727	1,073
2882601	Mulungu	0,132	11198	-1416	3,308	11,073

Os valores de chuvas máximas para os tempos de retorno de 10, 50, 100, 500, 1000 e 10 000 anos são mostrados na Tabela 4 5 3b

Tabela 4 5 3b - Precipitações Máximas Diárias (mm)
(Distribuição de Probabilidade Pearson III)

Tempo de Retorno Anos	Postos Pluviométricos		
	2882862 Vazantes	2882626 Baturité	2882601 Mulungu
10	108 5	97 5	82 5
50	135 62	116 69	93 86
100	146 38	123 84	98 02
500	170 48	139 02	106 77
1 000	180 69	145 15	110 26
10 000	214 70	164 51	121 15

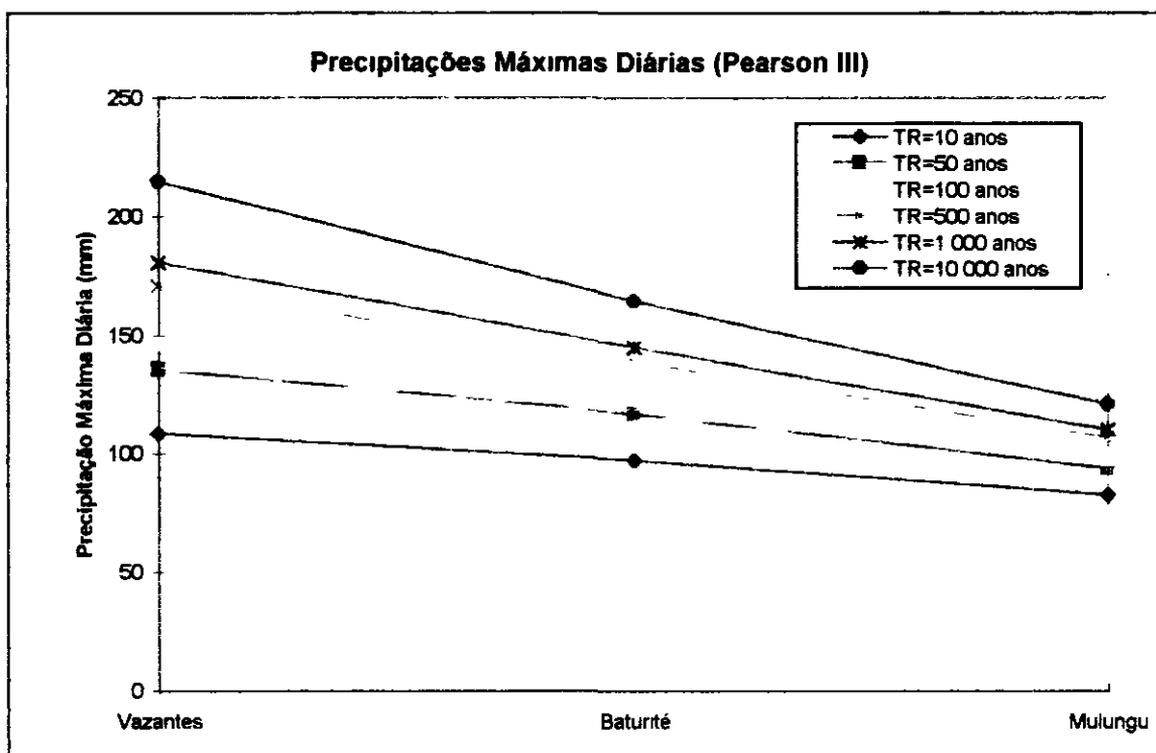


Figura 4 5 3 - Precipitações máximas diárias na bacia de Aracoiaba

4.5 4 - Estudos de Chuvas Intensas

Considerando os dados dos postos pluviométricos selecionados para a bacia estudada, procedeu-se da seguinte forma, a fim de obter seus valores máximos de chuva diária, utilizando-se o método da desagregação regional. Essa metodologia consta dos seguintes procedimentos:

- Estudo probabilístico da chuva intensa de um dia, para cada posto selecionado,
- Determinação da chuva intensa de um dia, na área da bacia, através do método dos polígonos de Thiessen, para os tempos de retorno escolhidos,
- Desagregação da chuva intensa de um dia, na bacia, em chuva intensa de 24h, e

d) Desagregação da chuva intensa de 24h, na bacia, em chuvas intensas de durações menores, através do método gráfico de TABORGA - TORRICO

Ajustando a distribuição Pearson III aos sete postos com dados de chuva máxima diária, constatou-se que, com exceção do posto 2882415 (Pacoti), todos os outros se ajustaram à referida distribuição Para o posto 288415 (Pacoti) seleccionou-se a distribuição Lognormal-2 parâmetros, a qual apresentou menor valor de $\chi^2_{\text{calculado}}$ em relação às outras distribuições tentadas (Normal truncada, Lognormal-3 parâmetros, Extremo Tipo I, Log-Extremo Tipo I e Log-Pearson III)

Após obtidas as chuvas máximas diárias dos postos seleccionados, para os períodos de retorno de 50, 100, 1 000 e 10 000 anos, determinou-se a chuva máxima diária na bacia estudada, através do método dos coeficientes de Thiessen Foi também considerado o conceito de chuva média sobre a bacia

$$P_{\text{bacia}} = P_o (1 - w \log(A_{\text{bacia}}/A_o)), \quad \text{onde}$$

- P_{bacia} - chuva média na bacia hidrográfica, em mm,
- P_o - chuva no ponto (posto pluviométrico), em mm,
- A_{bacia} - área na bacia hidrográfica, em Km²,
- A_o - área de influência do ponto, considerada igual a 25 Km²,
- w - coeficiente de dispersão das chuvas (empírico) = adotado 0,16

A desagregação da chuva intensa de 24h foi obtida a partir da multiplicação do fator 1,1 pelo valor da chuva intensa de 1 dia

Assim, após determinadas as chuvas intensas de 24h e, aplicando-se a metodologia de TABORGA-TORRICO, a desagregação das chuvas intensas de 1h foi obtida através da expressão

$$P_{1h} = K \times P_{24h}, \quad \text{onde}$$

K - coeficiente tabelado por TABORGA-TORRICO em função da isozona da bacia estudada

Com estas considerações, resultaram as seguintes chuva intensas de interesse para o projeto

Tabela 4 5 4 - Chuvas Intensas na Bacia do Açude Aracoiaba, para Durações de 1 dia, 24 horas e 1 hora

Tempo de Retorno(anos)	$P_{1 \text{ dia}}$ (mm)	$P_{24 \text{ h}}$ (mm)	Taborga (Isozona D) P_{1h} / P_{24h}	P_{1h} (mm)
50	131 6	144.8	0 407	58.9
100	143 9	158.3	0 403	63.8
500	173 1	190.4	0 397	75.6
1 000	186 0	204.6	0 390	79.8
10 000	231 2	254.3	0 379	96.4

4 5 5 - Estudo das Cheias de Projeto

A metodologia utilizada para a determinação das cheias de projeto foi a do Hidrograma Unitário (HUT), do U S Soil Conservation Service Para a aplicação dessa metodologia, é necessária a determinação do tempo de concentração da bacia estudada, t_c , o que foi obtido pela fórmula de Kirpich

$$t_c = 57 \times [L^3 / H]^{0,385} = 57 \times [53,1^3 / 765]^{0,385} = 441,4 \text{ minutos} \cong \mathbf{8 \text{ horas}}$$

onde

- t_c - tempo de concentração, em minutos,
- L - comprimento do curso curso d'água principal, em Km, e
- H - desnível entre as cotas da cabeceira e do exutório da bacia, em m

Assim, para a duração de interesse igual a 8 horas, foram adotadas as seguintes precipitações de projeto, com base nos valores de 24 h da Tabela 4 5 4

Tabela 4 5 5a - Chuvas intensas na bacia do açude Aracoiaba, com duração de 8 horas para tempos de retorno de 50, 100, 500, 1.000 e 10.000 anos

Tempo de Retorno (anos)	Chuva Intensa na Bacia para Duração de 8 horas (mm)
50	118,8
100	128,6
500	151,3
1 000	160,7
10 000	194,0

Além disso, a metodologia indireta do Soil Conservation Service ainda exige a definição do parâmetro CN ("Curve Number") Esse parâmetro CN representa o complexo solo-vegetação e seu relacionamento com a potencialidade da bacia na formação de picos de cheias

Para a bacia do açude Aracoiaba, obteve-se o valor CN da seguinte forma

- a) na parte alta da bacia - 40% da área total, adotou-se o CN=65, valor para cobertura vegetal tipo floresta densa e solo intermediário entre B e C, e
- b) na parte baixa da bacia - 60% da área total , adotou-se o CN=77, para solo tipo C e cobertura vegetal do tipo campos permanentes esparsos

Assim sendo, o CN para a bacia do açude Aracoiaba resultou em

$$CN = 0,40 \times 65 + 0,60 \times 77 \cong \mathbf{73}$$

As chuvas intensas efetivas na bacia foram obtidas através da equação do SCS, em unidades do S I

$$P_{efetiva} = \frac{[P - (5080/CN) + 50,8]^2}{[P + (20320/CN) - 203,2]}$$

onde

- $P_{efetiva}$ - chuva intensa efetiva na bacia, em mm,
- P - chuva intensa na bacia, em mm, e
- CN - parâmetro CN - "Curve Number" - do SCS

Com o CN = 73, obtido anteriormente, da bacia estudada, obteve-se as chuvas intensas efetivas para os tempos de retorno escolhidos. Os valores das chuvas intensas e chuvas intensas efetivas da bacia, com duração de 8 horas e para os tempos de retorno de 50, 100, 500, 1 000 e 10 000 anos são apresentados na Tabela 4 5 5b

Tabela 4 5 5b - Chuvas intensas e chuvas intensas efetivas na bacia do Açude Aracoiaba, para duração de 8 horas e diversos tempos de retorno

Tempo de Retorno (Anos)	Precipitação Máxima (mm)	Precipitação Efetiva (mm)
50	118,8	51,6
100	128,6	59,2
500	151,3	77,5
1000	160,7	85,4
10000	194,0	114,1

A Tabela 4 5 5c seguinte apresenta as vazões de pico dos hidrogramas das cheias de projeto obtidos, para os tempos de retorno de 50, 100, 500, 1 000 e 10 000 anos

Tabela 4 5 5c - Vazões de pico dos hidrogramas das cheias de projeto para os tempos de retorno de 50, 100, 500, 1.000 e 10.000 anos

Tempo de Retorno(anos)	Vazões de Pico dos Hidrogramas das Cheias de Projeto (m³/s)
50	828,2
100	950,4
500	1245,2
1 000	1371,2
10 000	1831,7

Além dos valores de vazões de pico mostradas no quadro anterior, fez-se as estimativas de vazões máximas considerando duas cheias com TR=100 anos (950,4 m³/s), defasadas de 0,5, 1,0, e 1,5t_c. Destas três simulações, a que indicou a maior vazão máxima (1 673,5 m³/s) foi a de duas cheias com 0,5 t_c.

4 5 6 - Enchente de Verificação

Em bacias de pequeno porte como é o caso da bacia do rio Aracoiaba, é necessário verificar-se também a possível ocorrência de outros hidrogramas decorrentes de chuva com durações superiores ao tempo de concentração ($t \cong 8$ horas), principalmente quando se pretende contar com o efeito amortecedor do reservatório na atenuação das descargas para jusante. Tais

hidrogramas, com menores intensidades médias da precipitação, às vezes apresentam menores picos, mas costumam gerar hidrogramas mais volumosos

A vazão extrema a ser usada na verificação do vertedouro foi de 2 208,0 m³/s, ou seja, a vazão máxima com TR1.000 anos x 1.6 Esta vazão é muito próxima da vazão máxima de uma cheia com 24 horas de duração para TR=10 000 anos (2 259,0 m³/s)

Adicionalmente, então, foi também estimado o valor da cheia decamilenar (T=10 000 anos) decorrente da consideração de uma chuva com 24 horas de duração, cujo pico resultou em 2 259 m³/s, considerando-se o mesmo valor CN = 73 e uma altura de precipitação igual a 254,3 mm, conforme o valor da Tabela 4 5 4

5 - DEFINIÇÃO DO LOCAL, DO EIXO DO BARRAMENTO E ARRANJO GERAL

5.1 - Introdução

Apresenta-se neste tópico um resumo dos estudos efetuados para escolha de

- Região do barramento
- Eixo do barramento
- Cota do coroamento
- Arranjo geral

Estes assuntos aqui resumidos estão detalhados no documento RHAR-971210-RE - Relatório de Concepção - Texto - Volume I

5.2 - Região do Barramento

A região do barramento foi definida a partir dos dados cartográficos disponíveis, sendo a região escolhida a mesma dos estudos anteriores. Este local foi escolhido com base nas seguintes considerações

- O local se situa logo a jusante da confluência do rio Aracoiaba com o riacho do Susto, possibilitando o aproveitamento dos dois mananciais.
- O boqueirão se situa a montante da cidade de Vazantes, de forma que o futuro açude não venha causar inundação desta cidade.
- A restituição topográfica da região do reservatório indica que esta região é a mais apropriada para implantação do barramento, pela existência de um estreitamento do vale do rio.
- A inspeção do local, permitiu antecipar que os aspectos geológico-geotécnicos da região, apresentam condições adequadas para o barramento

5.3 - Escolha do Eixo do Barramento

A partir dos dados topográficos existentes e dos dados coletados durante a inspeção do local, foi possível visualizar duas possibilidades de localização do eixo do barramento a saber

5.3.1 - EIXO 1 - Eixo Proposto

O eixo indicado no desenho AR-BT-2009E foi o considerado desde o início dos estudos coincidindo com a seção A indicada no mesmo

5.3.2 - EIXO 2 - Eixo Alternativo

Na ombreira direita e acima da cota 95,0, este eixo coincide com o Eixo 1, deslocando-se para montante no leito do rio e atingindo na ombreira esquerda com um afastamento em relação ao

Eixo 1, da ordem de 500 metros. A partir deste ponto, o Eixo 2 sofre uma inflexão para jusante, chegando ao mesmo ponto do Eixo 1 na cota 100,0

Para a análise comparativa entre estes dois eixos foram executados

- Levantamento topográfico das seções ao longo dos mesmos
- Execução em cada eixo de três sondagens a percussão em ambas as margens do rio e na região do terraço aluvionar existente
- Inspeção de campo ao longo dos dois eixos
- Execução de perfil geológico-geotécnico ao longo de cada eixo
- Quantificação dos volumes de uma barragem de terra de seção homogênea em ambos os eixos. As obras hidráulicas não foram consideradas neste estudo, admitindo-se custos equivalentes para ambas as alternativas

A análise comparativa efetuada permitiu as seguintes conclusões

- Do ponto de vista geológico-geotécnico, os eixos se equivalem, tendo por base os dados disponíveis, não havendo qualquer feição importante que desabone qualquer das alternativas
- Do ponto de vista de desvio do rio e implantação das estruturas hidráulicas não foram visualizadas diferenças significativas entre os eixos estudados
- O volume de barragem de terra no Eixo 2, foi cerca de 20% superior ao volume da barragem no Eixo 1
- A diferença do volume do reservatório para ambos as alternativas é muito pequena sendo desprezível para o nível de estudo

A partir do estudo efetuado, decidiu-se considerar apenas o Eixo 1, no desenvolvimento dos estudos

Com a evolução dos estudos, a posição do eixo escolhido foi otimizada, chegando-se a posição final indicada no desenho AR-GR-1009E

5.4 - Definição do Arranjo

5.4.1 - Considerações Gerais

Após a definição da posição do eixo do barramento, foi elaborado o estudo das alternativas de arranjo consideradas atrativas

A concepção dos arranjos foi feita com base nos resultados dos estudos básicos, apresentados em relatórios específicos

Para cada alternativa, foi elaborado um esboço de arranjo, com detalhamento suficiente para possibilitar o levantamento de quantitativos e a elaboração do orçamento da mesma

Básicamente os arranjos concebidos decorreram de combinações e posicionamentos de três estruturas principais a saber

- barragem de terra com coroamento na cota 100,00 e comprimento de crista da ordem de 2 000 metros
- vertedouro pré-dimensionado para uma cheia amortecida de 1 000 anos e verificado para a cheia de 10 000 anos de tempo de recorrência
- estrutura hidráulica em concreto para possibilitar o desvio do rio durante a construção e funcionar como descarregador de fundo para rebaixamento do reservatório ou liberação de vazões para jusante

5 4 2 - Escolha do Tipo de Barragem

A opção pela adoção de uma barragem de terra com seção homogênea foi feita a partir das seguintes considerações

- Para todas as alternativas analisadas, as escavações obrigatórias em rocha, não são suficientes para atender as necessidades dos concretos e dos enrocamentos de proteção, sendo necessário a exploração de pedreira. A adoção de uma seção mista de barragem com núcleo central e enrocamento nos flancos, foi descartada, por não apresentar custos competitivos uma vez que a rocha teria que ser importada
- Foi analisada a possibilidade da adoção de uma seção mista, constituída por um núcleo argiloso e zonas de cascalho argiloso nos flancos e retirado de jazidas existentes no interior do futuro do reservatório. As pesquisas das jazidas deste cascalho argiloso indicaram uma pequena espessura (menor que 1,0 m) e grande heterogeneidade do material, permitindo antecipar dificuldades e alto custo de exploração. A opção por esta solução só poderia ser feita a partir de estudos mais aprofundados das características e espessura explorável dos cascalhos
- As pesquisas efetuadas e relativas aos materiais naturais de construção evidenciaram a ocorrência, em ambas as ombreiras e entre cotas 100 e 105, de espessas camadas de solos, constituídos de areias pouco argilosas (formação Barreiras), com volumes suficientes para execução da barragem com seção homogênea, considerando uma distância média de transporte da ordem de 2,0 km. Este material, com espessura da ordem de 4,0 metros, além de oferecer excelentes características geotécnicas, quando compactado, apresenta grande trabalhabilidade, possibilitando a construção de um maciço com altas produções e custos competitivos

5 4 3 - Alternativas de Arranjo

5 4 3 1 - Alternativas Consideradas

As alternativas geradas pelas combinações das três estruturas principais do barramento e consideradas atrativas são indicadas a seguir

- **Alternativa I**

Barragem de terra, com vertedouro tipo soleira vertente implantado na margem direita e estrutura de desvio/d Descarregador de fundo localizada na margem esquerda do rio

• **Alternativa 2**

Barragem de terra, com vertedouro tipo labirinto implantado na ombreira esquerda da barragem (estaca 67) e estrutura de desvio/d Descarregador de fundo na margem esquerda do rio

• **Alternativa 3**

Barragem de terra, com vertedouro soleira lateral implantado no final da ombreira esquerda (estaca 91), e estrutura de desvio/d Descarregador de fundo na margem esquerda do rio

• **Alternativa 4**

Barragem de terra, com órgãos hidráulicos agrupados em uma única estrutura e composta por um vertedouro em torre tipo tulipa, galeria de desvio e descarregador de fundo Esta estrutura está implantada na margem esquerda do rio, na mesma posição da galeria de desvio/d Descarregador de fundo das outras alternativas

Em todas as alternativas consideradas tanto as estruturas de desvio/d Descarregador de fundo como o vertedouro tipo tulipa foram implantados no mesmo local, ou seja na margem esquerda, onde o maciço rochoso de boa qualidade é quase aflorante Na mesma cota e na margem direita as condições geológico geotécnicas e hidráulicas são igualmente favoráveis, podendo-se antecipar que as referidas estruturas implantadas em qualquer das margens, apresentam custos e eficiências hidráulicas equivalentes

Nas alternativas com vertedouro nas ombreiras é conveniente que a estrutura de desvio/d Descarregador de fundo seja implantada na mesma margem do vertedouro de forma a concentrar os trabalhos de concretagem em uma única margem

No caso da alternativa de estrutura única para os órgãos hidráulicos, a evolução dos estudos mostrou a conveniência da sua implantação na margem direita, pela maior facilidade de acesso a esta margem, pela maior facilidade de desvio do rio

5 4 3 2 - Orçamento das Alternativas

Na tabela 5 4 3 b mostrada a seguir apresenta-se um resumo dos orçamentos das 4 alternativas analisadas

Tabela 5 4 3 b - Resumo dos Quantitativos e Custos

Itens	Alternativa 1	Alternativa 2	Alternativa 3	Alternativa 4
Reservatório	617 600,00	617 600,00	617 600,00	617 600,00
Desvio do Rio	329 600,00	329 600,00	329 600,00	329 600,00
Barragem de Terra	8 450 150,00	8 691 600,00	8 691 600,00	8 691 600,00
Vertedouro	1 287 520,00	1 291 450,00	1 640 125,00	(*)
Galeria de Desvio	988 910,00	988 910,00	988 910,00	2 278 850,00
Equipamentos Eletro-Mecânicos	100 000,00	100 000,00	100 000,00	200 000,00
Canteiro e Acampamento	706 426,80	721 149,60	742 070,10	727 059,00
Eventuais	1 248 020,68	1 274 030,96	1 310 990,51	1 284 470,90
TOTAL	13.728.227,48	14.014.340,56	14.420.895,61	14.129.179,90

(*) O custo do vertedouro está incluído no orçamento da galeria de desvio

Em termos globais a Alternativa 1 (vertedouro na margem direita) é a mais econômica. Em relação, a Alternativa 1, as outras apresentam percentualmente os seguintes custos

- Alternativa 1 (vertedouro margem direita)	-	100,00%
- Alternativa 2 (vertedouro labirinto)	-	102,08%
- Alternativa 3 (vertedouro soleira lateral)	-	105,05 %
- Alternativa 4 (vertedouro tulipa)	-	102,92%

5.4.3.3 - Aspectos Geológico-Geotécnicos

No que se refere as incertezas de caráter geotécnico que possam ocorrer nas fundações das estruturas hidráulicas, ressaltamos

- As regiões de implantação dos vertedouros da margem esquerda poderão apresentar condições geológico-geotécnicas diferentes das assumidas, uma vez que a região não possui afloramentos significativos e o perfil geotécnico assumido foi inferido
- Na região de implantação do vertedouro da margem direita, ocorre em vasto afloramento de rocha sã, permitindo antecipar o melhor nível de certeza do conhecimento geológico-geotécnico da região
- Nos locais de implantação da galeria de desvio e/ou do vertedouro tipo tulipa, ocorrem afloramentos de rocha sã, podendo-se assegurar boas condições para implantação das estruturas

5.4.3.4 - Facilidades Executivas

Do ponto de vista de facilidades executivas, a localização das estruturas na margem direita (alternativas 1 e 4), é mais vantajosa pela facilidade de acesso e pelo fato da pedra estar localizada nesta margem

5.4.3.5 - Conclusão

A partir dos aspectos comparados definiu-se que a Alternativa 1 deveria ser otimizada a nível de anteprojeto e posteriormente detalhada a nível de projeto executivo

5.5 - Definição da Cota do Coroamento

Feita a seleção da alternativa de arranjo mais interessante, sob os aspectos técnico e econômico, o passo seguinte foi o de submeter este arranjo e um processo de otimização. Este processo inclui o exame de como diversos fatores, incluindo os custos, são afetados pela variação da altura da barragem, cota da soleira e largura do vertedouro

No caso particular da barragem de Aracoiaba, a variação da cota do barramento implica na necessidade de se efetuar alterações no arranjo, inclusive com a mudança do posicionamento do vertedouro. Este fato é decorrente das características topográficas do sítio, que conduzem a escavações exageradas na margem direita, quando a crista da barragem é rebaixada além de certo limite

No sentido de proceder a uma avaliação técnico-econômica do aproveitamento, procedeu-se à simulação de alguns binômios armazenamento/barramento. Assim, foram considerados reservatórios com nível d'água máximo normal às cotas 95,0 m, 90,0 m e 85,0 m.

A cota 95,0 m foi considerada máxima possível face ao alagamento de áreas urbanas que ocorreria acima dessa elevação.

Para cada um desses níveis de água armazenada foram considerados barramentos em que a crista seria tal que o "freeboard" se manteria constante (5,0 m). Com base nestes pressupostos, calcularam-se vertedouros de soleira tipo "Creager", impondo que o nível máximo de água fosse equivalente, para os mesmos hidrogramas de cheia.

Naturalmente que esta modelação não é rigorosa já que, com a variação da área do plano de água, haverá alteração do "fetch" efetivo e, em consequência, do valor da folga a adotar. Ainda assim, a aproximação obtida é perfeitamente satisfatória para o fim em vista.

Admitindo sempre a crista da soleira coincidente com o nível de pleno armazenamento, foram adotadas as estruturas descarregadoras que constam no quadro seguinte.

N.A. (m)	Desenvolvimento da Crista (m)	Localização
95,00	20,00	Margem direita, com canal em leito rochoso
90,00	60,00	Margem direita, com canal em leito rochoso
85,00	120,00	Margem esquerda, com canal em concreto

Como resultado do estudo efetuado, apresenta-se a seguir, o balanço entre os volumes de armazenamento e o custo estimado do empreendimento para as variantes analisadas.

N.A. (m)	85,00	90,00	95,00
Volume Armazenado (hm³)	55,84	104,64	174,82
Custo do Aproveitamento (x 10⁶ R\$)	9,47	11,45	13,44
Custo do m³ de Água Armazenado (R\$)	0,17	0,11	0,08

Os valores apresentados (que de algum modo refletem as características topográficas do local) permitem concluir que a melhor relação custo x benefício se situa na faixa de N.A. entre 90,00 e 95,00 m.

Considerando as condições topográficas do local do barramento, é admissível inferir que a progressão de custos da barragem entre aquelas cotas de N.A. será menos pronunciada do que o volume armazenado.

Assim, conclui-se que a melhor relação custo x benefício será a de adotar o N.A. na cota 95,00 m, permitindo assim uma reserva estratégica significativa a custos muito reduzidos.

Salienta-se que, no acréscimo resultante da subida do N A da cota 90,00 m para a 95,00 m, o custo diferencial do m³ de armazenamento é, em média de R\$ 0,03 (três centavos de reais)

5.6 - Anteprojeto

Com a escolha da Alternativa 1 (vertedouro na margem direita) para prosseguimento dos estudos, elaborou-se o anteprojeto desta solução escolhida

Para o detalhamento a nível de anteprojeto, procedeu-se algumas otimizações no arranjo concebido na fase de estudo de alternativas. As principais modificações introduzidas foram

5.6.1 - Ajuste na Posição do Eixo

O ajuste em questão permitiu

- Deslocar ligeiramente para montante o maciço da barragem na ombreira direita (estacas 28 a 38), de forma a adequá-lo com a conformação topográfica obtida nos levantamentos
- Otimizar a ligação entre os muros do vertedouro e a barragem de forma que estes muros ficassem frontais do eixo da barragem

5.6.2 - Deslocamento da Galeria de Desvio

Conforme já ressaltado anteriormente a galeria, poderia ser implantada em qualquer das margens, sem diferenças significativas de custo e de funcionamento hidráulico. A opção pela margem direita se deve

- A conveniência de se agrupar as estruturas de concreto em uma única margem, face a facilidades executivas
- A implantação da galeria na margem direita, propicia maior facilidade no esquema de desvio, sendo necessário na 1ª Etapa de construção, a implantação de uma única ensecadeira, ensecando o recinto na margem direita do rio

5.6.3 - Otimização do Sistema de Drenagem Interna

O projeto da barragem concebido na fase de estudo de alternativas, previa que em toda a barragem a coleta das águas percoladas pelo maciço e fundação seria feita por um dreno no pé do talude de jusante, interligado ao tapete horizontal

Visando a redução de custos e maior facilidade de manutenção durante a fase de operação introduziu-se a seguinte otimização

- No trecho das ombreiras, do barramento principal, entre cotas 70,0 m e 90,0 m aproximadamente, será implantado um dreno cego na extremidade do tapete horizontal, de forma que a água coletada seja conduzida para o sistema de drenagem da barragem no leito do rio

- A barragem a direita do vertedouro terá também um dreno cego, conduzindo a água para um sistema de drenagem implantado junto ao muro direito do vertedouro
- No trecho da barragem na ombreira esquerda, além da estaca 70, o dreno cego conduzirá a água para a sela topográfica (estaca 80) onde o dreno tem saída para jusante

5 6 4 - Otimização dos Muros do Vertedouro

Na interligação da barragem com o vertedouro, procedeu-se o redimensionamento dos muros, de forma a permitir o encosto apropriado do maciço da barragem. Além disso, os muros laterais do canal de entrada do vertedouro foram alterados visando a redução de custos e melhor funcionamento hidráulico.

5 6 5 - Desvio do Rio e Etapas de Construção

O esquema construtivo ficou facilitado com as otimizações, uma vez que na 1ª Etapa os trabalhos no leito do rio ficam concentrados na margem direita, deixando o rio no seu leito natural e com possibilidade de ocupar toda margem esquerda do vale.

Os detalhes do anteprojeto estão visualizados nos seguintes desenhos:

- AR-GR-1006 - Arranjo Geral
- AR-BT-3007 - Seções Transversais da Barragem
- AR-ET-4006 - Estruturas Hidráulicas - Planta e Cortes
- AR-ET-4007 - Anteprojeto - Galeria de Desvio
- AR-GR-1007 - Anteprojeto - Esquema de Desvio e Cronograma Físico

6 - PROJETO DA BARRAGEM

6.1 - Considerações Iniciais

6.1.1 - Escopo

O objetivo deste tópico é apresentar uma síntese dos aspectos considerados e dos estudos efetuados para o detalhamento do projeto executivo das barragens que compõem o barramento

O projeto executivo das obras de terra e rocha da barragem Aracoiaba foi desenvolvido a partir do anteprojeto aprovado pela SRH e com base nos resultados dos estudos básicos sumarizados no item 4 deste relatório

6.1.2 - Desenhos Executivos

O projeto da Barragem Esquerda, Barragem do Leito do Rio, da Barragem Direita e do Vertedouro de Emergência estão detalhados nos seguintes desenhos

- AR-GR-1010E - Arranjo Geral
- AR-GR-1012E e 1013E - Sequência Construtiva - 1ª Etapa e 2ª Etapa
- AR-BT-3010E e 3011E - Escavação da Fundação - Esquema Geral e Seções
- AR-BT-3012E e 3013E - Barragem Margem Esquerda - Planta e Seções
- AR-BT-3014E a 3016E - Barragem do Leito do Rio - Planta e Seções
- AR-BT-3017E e 3018E - Barragem Margem Direita - Planta e Seções
- AR-BT-3019E - Contna de Injeções - Planta e Seções
- AR-BT-3020E - Ensecadeira de 1ª Etapa - Planta e Seções
- AR-BT-3021E - Ensecadeira de 2ª Etapa - Planta e Seções
- AR-BT-3022E - Instrumentação - Seções e Detalhes

6.2 - Descrição Geral do Projeto

6.2.1 - Tipo de Maciço

O local da implantação da barragem Aracoiaba caracteriza-se por um vale extenso, resultando num comprimento de crista (cota 100,0 m), da ordem de 2,0 km No leito do rio ocorre uma planície aluvionar (cota 70,0 m) com uma extensão da ordem de 350,0 m A inclinação das ombreiras varia, em ambas as margens, de 10 a 17%, da cota 70,0 a 95,0 Na margem direita, acima da cota 95,0, ocorre um platô com declividade bastante suave Na margem esquerda, a partir da estaca 68+0,00, ocorre uma elevação na cota 98,0, a partir da qual observa-se uma sela topográfica atingindo a cota 90,0 m

A opção pelo tipo de barragem constituída por seção homogênea foi condicionada principalmente pelos seguintes aspectos

- Características geológico-geotécnicas da fundação,
- Necessidade de se minimizar o volume de materiais pétreos a serem utilizados, uma vez que o volume de rocha a ser extraído das escavações obrigatórias não são expressivos,
- Abundância de materiais apropriados para execução de maciços impermeáveis na região e a distâncias inferiores a 2,0 km

A partir das condicionantes anteriormente relatadas, a seção típica da barragem constituída por um maciço homogêneo, interceptado por um filtro inclinado e interligado a um tapete drenante horizontal, e sem dúvida a mais adequada para o barramento do açude de Aracoiaba

6 2 2 - Fundação

6 2 2 1 - Geral

As características geológico-geotécnicas da fundação das estruturas componentes do barramento foram descritas no item 4 4 deste relatório

Conforme detalhado nos desenhos AR-BT-3010E e 3011E, a definição dos níveis de fundação da barragem de terra foi condicionada às características geológico-geotécnicas da mesma e ainda em função da altura da barragem em cada região

6 2 2 2 - Barragem Esquerda

Para esta região, os critérios para definição dos níveis de fundação foram

- Nos trechos onde a altura da barragem não supera 5,0 m, preve-se a remoção de 0,5 m do material superficial, visando apenas a eliminação de matéria orgânica
- No trecho onde a barragem tem altura superior a 5,0 m, a camada de solo coluvionar será removida devido principalmente ao problema da colapsividade do material. Nesta região a camada de solo residual foi mantida, pelo fato da mesma apresentar melhores condições geológico-geotécnicas, tanto do ponto de vista de resistência como de colapsividade e ainda pelo fato de que a altura da barragem não supera a 10,0 m

6 2 2 3 - Barragem do Leito do Rio

- Ombreira Esquerda (estacas 52+13,00 a 65+0,00)

Na ombreira esquerda da barragem do leito do rio as camadas de solo coluvionar e/ou solo residual serão removidas devido às pequenas espessuras, a altura da barragem e a dificuldade prática de se promover a separação destes dois materiais durante a fase de escavação

- Leito do Rio (estacas 40+0,00 a 52+13,00)

Nesta região, todo material aluvionar inconsistente será removido ($SPT \leq 10$). Além disso, na região logo a montante do filtro inclinado será escavado um cut-off até a rocha

- Ombreira Direita (estacas 28+15,00 a 40+0,00)

No trecho entre as estacas 40+0,00 e 33+0,00, a barragem será assentada na rocha com remoção da camada pouco espessa de colúvio e/ou solo residual. Entre as estacas 28+15,00 e 33+0,00, será removida apenas a camada de solo coluvionar.

6 2 2 4 - Barragem Direita

A menos da região do vertedouro onde será necessário escavar até a rocha, a escavação da fundação da barragem direita e parte do aterro do vertedouro de emergência, ficou restrita a remoção da camada superficial, numa espessura de 0,5 m.

6 2 2 5 - Cortina de Injeções

Conforme descrito no item 4.4 deste relatório, a camada de rocha alterada, que ocorre na região da várzea do rio e na ombreira esquerda, apresenta regiões mais permeáveis, com coeficientes de permeabilidade da ordem de 10^{-3} cm/s, valores estes inadequados para garantir as condições mínimas de estanqueidade da barragem.

Visando a redução e homogeneização da permeabilidade deste maciço rochoso, principalmente nos locais onde a barragem tem altura superior a 15,0 m, foi prevista uma cortina de injeções.

Conforme detalhado no desenho AR-BT-3019E, a cortina de injeção será composta de uma linha com comprimento de 468,0 m, com profundidade atravessando a rocha alterada e penetrando cerca de 3,0 m na rocha sã ou pouco alterada.

A cortina é composta de

- Furos exploratórios, a rotativa, espaçados a cada 48,0 m, com retirada de amostras e ensaios de perda d'água.
- Furos primários, a rotapercussão, espaçados a cada 12,0 m.
- Furos secundários eventuais, espaçados a cada 12,0 m e adjacente a um furo primário que tenha apresentado tomada de calda significativa.
- Furos terciários eventuais, espaçados a cada 6,0 m e adjacentes a um furo secundário que tenha apresentado tomada de calda significativa.

6 2 3 - Seção Típica

A seção típica da barragem de terra apresenta as seguintes características:

- Crista - com 7,0 m de largura na cota 100,0 m, com declividade para montante e com um tratamento superficial com camada de cascalho compactado. A crista, embora não esteja prevista como pista de estrada, apresenta condições para tráfego moderado de veículos.
- Talude de Montante - com inclinação de 1V 2H acima da cota 95,0 e 1V 2,5H abaixo. Entre as cotas 75,0 e 85,0, o talude é protegido por uma camada única de enrocamento com 0,8 m de espessura. Acima da cota 85,0, a proteção é feita por uma camada interna de transição com 0,3 m de espessura e uma externa de blocos selecionados com 0,75 m de espessura.

- **Talude de Jusante** - com inclinação de 1V 2H e bermas de 3,0 m de largura nas cotas 91,0 e 82,0 e berma de 5,0 m na cota 73,0 A proteção do talude é feita por uma camada de enrocamento fino com 0,3 m de espessura
- **Filtro Inclinado** - com inclinação de 1V 0,4H, com topo na cota 97,0 m, constituído por areia natural compactada e com largura medida na horizontal de 1,0 m e 1,5 m

6 2 4 - Sistema de Drenagem Interna

6 2 4 1 - Barragem Esquerda (estacas 65+0,00 a 101+10,0)

O filtro inclinado na barragem esquerda tem 1,0 m de largura , inclinação de 1V 0,4H, interligando com o tapete horizontal de areia com 1,0 m de espessura

Com vistas na redução do comprimento do dreno de pé para saída das águas percoladas pelo maciço e fundação, direcionou-se o fluxo destas águas e das que chegam ao tapete horizontal, para a região da sela topográfica, existente na região da estaca 83, onde foi implantado o dreno de pé Um dreno de brita, interligado ao filtro de pé, foi introduzido na parte jusante do tapete horizontal para encaminhamento do fluxo da água percolada

No trecho da saída do dreno de pé (estacas 81 a 85) foi previsto um enchimento com enrocamento

6 2 4 2 - Barragem do Leito do Rio (estacas 28+15,0 a 65+0,0)

Na barragem do leito do rio o filtro inclinado (1V 0,4H) tem uma largura de 1,5 m

Pelos mesmos motivos que na barragem esquerda, a água percolada pelo maciço e fundação nas ombreiras, são encaminhadas lateralmente para o fundo do vale (estacas 41+5,0 a 55+0,0), onde será implantado o dreno de pé com saída da água para jusante

Na ombreira esquerda (estacas 55+0,0 a 65+0,0), a água percolada é conduzida lateralmente para o fundo do vale da seguinte maneira

- No trecho entre as estacas 60 e 65, o tapete horizontal é constituído de uma camada de 1,0 m de espessura de areia Na parte jusante deste tapete foi implantado um dreno de brita (filtro sanduíche), para permitir o fluxo lateral das águas percoladas pelo tapete horizontal
- No trecho entre as estacas 55 e 65, a drenagem continua sendo feita lateralmente, e todo o tapete horizontal é constituído por um filtro de areia e brita tipo sanduíche

No fundo do vale entre as estacas 40 a 55, as águas coletadas das ombreiras e ainda as águas percoladas pelo maciço e fundação deste trecho, são conduzidas para jusante, através de um tapete horizontal de brita e areia tipo sanduíche Na saída do dreno a jusante foi previsto um enchimento com enrocamento, compondo um dreno de pé, com uma berma de 5,0m na cota 73,0

Na ombreira direita a água percolada é conduzida para o fundo do vale da seguinte maneira

- No trecho entre as estacas 28+15,0 e 31, o filtro inclinado com 1,0 m de largura é interligado ao tapete horizontal de areia, o qual tem na sua parte jusante um dreno de brita

- No trecho entre as estacas 31 a 40, foi introduzido na saída do filtro inclinado, um dreno de brita, de forma a garantir o fluxo lateral livre.

Na região interceptada pela galeria de desvio, o tapete drenante passa sobre o teto da galeria, garantindo o fluxo da ombreira para o leito do rio.

6.2.4.3 - Barragem Direita

A menos da região escavada para implantação do vertedouro, a fundação da barragem direita se encontra acima da cota 95,0, ou seja, acima da cota do nível máximo normal do reservatório. Por este motivo achou-se desnecessária a implantação de um sistema de drenagem interna no maciço.

No trecho onde a escavação foi aprofundada para implantação do vertedouro, estabeleceu-se um sistema de drenagem interna constituído por um filtro inclinado e tapete horizontal de areia, direcionando a água para junto dos muros do vertedouro, onde foi implantado um dreno de pé para saída desta água.

6.2.5 - *Vertedouro de emergência*

O vertedouro de emergência foi implantado no final da barragem direita (estacas 2+10,0 a 10+10,0), com um comprimento de 160,0 m e uma soleira vertente em terra na cota 99,0, conforme mostra os desenhos AR-BT-3017E e 3018E.

A jusante do vertedouro foi prevista a implantação de diques laterais para direcionamento do fluxo que venha escoar por ele.

6.3 - Estudos Relativos à Segurança da Barragem

6.3.1 - *Geral*

O projeto da barragem de terra foi otimizado e ajustado em função dos resultados obtidos nas análises de estabilidade mecânica da barragem, dos estudos de percolação e dos estudos de tensões-deformações, de forma a adequá-lo aos padrões de segurança estabelecidos internacionalmente.

Este tópico apresenta um resumo dos estudos efetuados e dos resultados obtidos constantes das memórias de cálculo apresentadas no Volume 2 deste relatório.

6.3.2 - *Estabilidade Mecânica da Barragem*

6.3.2.1 - Considerações Gerais

A geometria da barragem de Aracoiaba foi validada, designadamente, recorrendo a análises de estabilidade estática e sísmica que se apresentam neste capítulo.

A análise de estabilidade estática foi realizada recorrendo ao método de equilíbrio limite proposto por Bishop implementado automaticamente através do programa de cálculo - SLOPEW.

Os cálculos de estabilidade incidiram sobre a seção mais condicionante no que respeita à estabilidade da barragem, ou seja, a seção de maior altura, tendo sido estudadas as seguintes situações da vida da obra

- a) final de construção - taludes de montante e jusante,
- b) regime permanente - talude de jusante,
- c) rebaixamento rápido - talude de montante

A análise sísmica da barragem de Aracoiaba foi efetuada através de um método pseudo-estático recorrendo ao método de Bishop Simplificado

No que diz respeito à caracterização da ação sísmica, foi adotado, para a situação de regime permanente, um coeficiente sísmico de 0,1. No final de construção e no rebaixamento rápido o valor do coeficiente sísmico foi reduzido para 0,05, tendo em conta a menor duração destas fases durante o período de vida da obra e como tal a menor probabilidade de ocorrência de um sismo com uma aceleração superior

No que respeita a caracterização das pressões neutras recorreu-se às seguintes hipóteses alternativas

- a) Definição do coeficiente r_u

Esta hipótese foi utilizada para o estudo da estabilidade do final de construção. O coeficiente r_u relaciona a pressão intersticial da água num determinado ponto com a tensão vertical nesse ponto através da expressão $r_u = u/\sigma_1$, sendo função do tipo material. Para materiais de elevada permeabilidade nos quais a dissipação de pressões intersticiais é quase instantânea, o coeficiente r_u toma valores próximos de zero. No limite, o coeficiente r_u pode igualar 0,5 se se estiver na presença de materiais saturados de baixa permeabilidade

- b) Definição de uma linha piezométrica

Esta hipótese foi utilizada para as fases de regime permanente e rebaixamento rápido, sendo a pressão neutra em cada ponto obtida a partir da altura de água entre esse ponto e a linha piezométrica. No que respeita ao regime permanente a linha piezométrica foi estabelecida com base nos resultados dos estudos de percolação. Para a fase de rebaixamento rápido recorreu-se à hipótese de Bishop na definição da linha superior de saturação

6.3.2.2 - Características mecânicas dos materiais

Apresenta-se no Quadro 1 as características mecânicas de cálculo dos vários materiais que constituem o corpo da barragem e respectiva fundação, cuja definição teve em conta a análise e ponderação dos resultados de prospeção geotécnica, nomeadamente os resultados dos ensaios triaxiais efetuados sobre amostras de material a utilizar no corpo da barragem

QUADRO 1

	Materiais	Peso Específico (KN/m ³)	Coesão Efetiva (KPa)	Ângulo De Atrito (°)	R _u
BARRAGEM	Corpo da barragem	20	5	31	0 1
	Preenchimento da vala de montante	19	0	28	0
	Pé em enrocamento de jusante	19	0	40	0
	Filtro	18	0	35	0
	Dreno	20	0	38	0
	Enrocamento de proteção de montante	18	0	45	0
	Enrocamento de proteção de jusante	19	0	40	0
	Material de transição a montante	19	0	38	0
FUNDAÇÃO	Camada de aluvião	17	0	28	0 1
	Camada de seixo	20	0	33	0
	Camada de saprolito	21	0	37	0
	Gnaisse / migmatito	24	0	38	0

6 3 2 3 - Coefficientes de Segurança Obtidos

a) Análise de estabilidade estática

No Quadro 2 apresentam-se os fatores de segurança que caracterizam a estabilidade global do perfil estudado

QUADRO 2

Fases de Vida da Obra	FATORES DE SEGURANÇA		
	Superfícies de Deslizamento		
	Superficiais	Intermediárias	Profundas
Final de Construção - Talude de Montante	1.56	1 58	1 61
Final de Construção - Talude de Jusante	1.45	1 49	1 69
Regime Permanente - Talude de Jusante	1.62	1 66	1 79
Rebaixamento Rápido - Talude de Montante	1 43	1.30	1 31

b) Análise sísmica

Nos cálculos efetuados o corpo da barragem é considerado como rígido, sendo a caracterização da ação sísmica realizada através do valor de aceleração máxima esperada na fundação, considerado constante ao longo do perfil da barragem, procedimento adequado tendo em conta as dimensões da obra e a pequena sismicidade da região em que esta se encontra. Os valores de fatores de segurança obtidos indicam-se no Quadro 3

QUADRO 3

Fases de Vida da Obra	FATORES DE SEGURANÇA		
	Superfícies De Deslizamento		
	Superficiais	Intermediárias	Profundas
Final de Construção - Talude de Montante	1.39	1.36	1.36
Final de Construção - Talude de Jusante	1.28	1.31	1.48
Regime Permanente - Talude de Jusante	1.27	1.32	1.40
Rebaixamento Rápido - Talude de Montante	1.23	1.13	1.12

6.3.3 - Estudos de Percolação da Barragem

6.3.3.1 - Introdução

Os estudos de percolação realizados tiveram como principal objetivo a avaliação dos valores de vazões percoladas pelo corpo da barragem e pela fundação

Os resultados obtidos, através deste estudo, permitiram não só basear o dimensionamento do sistema de drenagem previsto, mas também determinar os gradientes hidráulicos de saída imediatamente a jusante do pé da barragem

Os estudos de percolação incidiram sobre as seções mais representativas das diferentes condições hidráulicas ocorrentes ao longo do vale. Assim, foram objeto de estudo as seguintes seções

- a) Estaca 40+00 - ombreira direita,
- b) Estaca 45+10 - zona central do vale,
- c) Estaca 59+00 - ombreira esquerda,
- d) Estaca 65+00 - ombreira esquerda

Foram ainda realizadas diversas análises visando determinar a eficiência do tratamento de impermeabilização da fundação, em termos de vazões percoladas, na zona central do vale - estaca 45+10 - e ombreira esquerda - estaca 59+00 e 65+00

6.3.3.2 - Método utilizado e discretização do domínio

O estudo de percolação foi desenvolvido recorrendo ao programa de cálculo automático "SEEPW" que utiliza o método dos elementos finitos. Este método é perfeitamente adaptado à resolução de situações em que existem contrastes de permeabilidade e em meios anisotrópicos

6 3 3 3 - Permeabilidades dos materiais

Os valores de coeficiente de permeabilidade adotados para os varios materiais são os indicados no Quadro 4

No Quadro 5, resumem-se os valores das vazões percoladas através do corpo da barragem e fundação para as seções e situações analisadas

QUADRO 4

	MATERIAIS	COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE		
		K_v (m/s)	K_h (m/s)	
BARRAGEM	Corpo da barragem	1×10^{-8}	1×10^{-7}	
	Preenchimento da vala de montante	1×10^{-7}	1×10^{-7}	
	Pé em enrocamento de jusante	1×10^{-2}	1×10^{-2}	
	Filtro	1×10^{-4}	1×10^{-4}	
	Dreno	1×10^{-2}	1×10^{-2}	
FUNDAÇÃO	Camada de aluvião	1×10^{-6}	1×10^{-6}	
	Camada de seixo	1×10^{-4}	1×10^{-5}	
	Camada de saprolito	1×10^{-6}	1×10^{-6}	
	Coluvio	1×10^{-6}	1×10^{-6}	
	Solo residual	1×10^{-6}	1×10^{-6}	
	Gnaiss / migmatito - camada superficial	SITUAÇÃO A	1×10^{-5}	1×10^{-5}
		SITUAÇÃO B	1×10^{-6}	1×10^{-6}
		SITUAÇÃO C	2×10^{-7}	2×10^{-7}
	Gnaiss / migmatito - camada profunda	1×10^{-7}	1×10^{-7}	
Cortina de impermeabilização	1×10^{-7}	1×10^{-7}		

QUADRO 5

	Estaca	Tratamento da Fundação	Situação de Estudo (*)	VAZÃO ($m^3/s/m$)	
				Aterro	Fundação
OMBREIRA DIREITA	40+00	sem	C	$9\ 153 \times 10^{-7}$	$1\ 625 \times 10^{-6}$
VALE CENTRAL	45+10	com	B	$1\ 249 \times 10^{-6}$	$1\ 868 \times 10^{-6}$
		sem	B	$1\ 291 \times 10^{-6}$	$1\ 944 \times 10^{-6}$
OMBREIRA ESQUERDA	59+00	com	B	$7\ 635 \times 10^{-7}$	$2\ 190 \times 10^{-6}$
		com	A	$5\ 860 \times 10^{-7}$	$5\ 581 \times 10^{-6}$
		sem	A	$9\ 264 \times 10^{-7}$	$1\ 461 \times 10^{-5}$
	65+00	com	B	$2\ 709 \times 10^{-7}$	$1\ 677 \times 10^{-6}$
		com	A	$1\ 889 \times 10^{-7}$	$2\ 359 \times 10^{-6}$
		sem	A	$3\ 790 \times 10^{-7}$	$7\ 571 \times 10^{-6}$

(*) Situação de estudo definida no Quadro 4

Da análise do Quadro 5 pode constatar-se que a vazão percolada através da fundação para as seções das estacas 59+00 e 65+00 aumenta cerca de 15 vezes a 25 vezes quando a permeabilidade da camada migmatítica alterada é aumentada de 10^{-6} para 10^{-5} m/s. A modificação da permeabilidade desta zona tem elevada influência sobre a vazão total que atravessa a fundação, pelo que o dimensionamento da drenagem foi efetuado com base nos valores resultantes dos cálculos realizados para a situação A.

Os resultados das análises de percolação permitem também concluir que a realização de uma cortina de estanqueidade atravessando a camada mais alterada da formação migmatítica conduz a uma redução significativa da vazão percolada através da fundação. Esta redução é igual a 2,6 vezes e a 3,2 vezes, respectivamente para a seção da estaca 59+00 e para a seção da estaca 65+00, ambas na ombreira esquerda. No que diz respeito à zona central do vale a realização do tratamento de impermeabilização praticamente não altera a vazão percolada através da fundação. Esta situação verifica-se em consequência da reduzida espessura da camada de migmatito alterada nesta zona do vale. No entanto, e tendo em conta a elevada carga hidráulica e a possível existência de zonas de maior permeabilidade não detectadas nos ensaios realizados para o efeito, optou-se pelo prolongamento da cortina em toda a extensão do vale central.

Refere-se ainda que a execução da cortina de impermeabilização provoca uma concentração das linhas equipotenciais na zona da cortina em resultado do contraste de permeabilidade desta e da fundação e conduz a uma perda de carga de cerca de 63% e 75%, respectivamente na seção da estaca 59+00 e na estaca 65+00, para a situação de cálculo A.

No dimensionamento do sistema de drenagem, atendeu-se à diversidade das condições de permeabilidade da fundação, distinguindo-se três zonas fundamentais - a ombreira direita, a zona central do vale e a ombreira esquerda, conforme descrito no item 6.2.4.

Apresenta-se de seguida o dimensionamento do sistema de drenagem, cujos pormenores se encontram nos desenhos respectivos.

a) Ombreira Direita (até à seção da estaca 41+5)

Vala drenante longitudinal entre a estaca 31 e a estaca 35

$$Q_{\text{máx}}=1,27 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{inclinação}=10,6\%$$

$$K=10^{-2} \text{ m/s} \quad \text{Área mínima}=0,36 \text{ m}^2 \quad \text{Área adotada}=0,75 \text{ m}^2$$

Vala drenante longitudinal entre a estaca 35 e a estaca 40

$$Q_{\text{máx}}=3,39 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{inclinação}=10,6\%$$

$$K=10^{-2} \text{ m/s} \quad \text{Área mínima}=0,96 \text{ m}^2 \quad \text{Área adotada}=1,0 \text{ m}^2$$

Tapete filtrante entre a estaca 31 a 40

$$Q_{\text{máx}}=2,17 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{inclinação}=10,6\%$$

$$K=10^{-4} \text{ m/s} \quad \text{espessura mínima}=1\text{m} \quad \text{espessura adotada}=1\text{m}$$

Tapete misto entre a estaca 40 a 41-5

$$Q_{\max}=3,81 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{inclinação}=7\%$$
$$K=10^{-2} \text{ m/s} \quad \text{espessura mínima}=0,03\text{m} \quad \text{espessura adotada}=0,4\text{m}$$

Filtro sub - vertical

$$Q_{\max}=9,15 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s/m} \quad \text{inclinação}=1/0,4$$
$$K=10^{-4} \text{ m/s} \quad \text{largura mínima}=0,37\text{m} \quad \text{largura adotada}=1,5\text{m}$$

b) Zona central do vale (entre a seção da estaca 41+5 até à seção da estaca 51+5)

Tapete misto entre a estaca 41-5 e a estaca 51-5

$$Q_{\max}=2,54 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s/m} \quad \text{inclinação}=0,2\%$$
$$K=10^{-2} \text{ m/s} \quad \text{espessura mínima}=0,38\text{m} \quad \text{espessura adotada}=0,6\text{m}$$

Filtro sub - vertical

$$Q_{\max}=1,249 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s/m} \quad \text{inclinação}=1/0,4$$
$$K=10^{-4} \text{ m/s} \quad \text{largura mínima}=0,5\text{m} \quad \text{largura adotada}=1,5\text{m}$$

c) Ombreira Direita (a partir da estaca 51+5)

Tapete misto entre a estaca 51-5 e a estaca 65

$$Q_{\max}=1,52 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{inclinação}=4,3\%$$
$$K=10^{-2} \text{ m/s} \quad \text{espessura mínima}=0,18\text{m} \quad \text{espessura adotada}=0,4\text{m}$$

Vala drenante longitudinal entre a estaca 65 e a estaca 71

$$Q_{\max}=1,02 \times 10^{-4} \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{inclinação}=10,8\%$$
$$K=10^{-2} \text{ m/s} \quad \text{Área mínima}=0,28 \text{ m}^2 \quad \text{Área adotada}=0,75 \text{ m}^2$$

Tapete filtrante entre a estaca 65 e a estaca 71

$$Q_{\max}=9,44 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s} \quad \text{inclinação}=10,8\%$$
$$K=10^{-4} \text{ m/s} \quad \text{espessura mínima}=1\text{m} \quad \text{espessura adotada}=1\text{m}$$

Filtro sub - vertical

$$Q_{\max}=5,86 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s/m} \quad \text{inclinação}=1/0,4$$
$$K=10^{-4} \text{ m/s} \quad \text{largura mínima}=0,23\text{m} \quad \text{largura adotada}=1,5\text{m}$$

6.3.3.4 - Análise do gradiente hidráulico de saída

No estudo de percolação, procurou-se não só avaliar as vazões percoladas, como igualmente proceder a uma análise do gradiente hidráulico de saída, imediatamente a jusante da barragem

A comparação do valor desse gradiente com o do gradiente crítico estimado na fronteira de saída do escoamento, permite verificar a estabilidade à erosão interna, necessária para garantir a inexistência de fenômenos de "piping"

O valor do gradiente crítico é dado pela expressão

$$i_{crit} = \frac{G - 1}{1 + e}$$

Da fórmula anterior resulta que para valores correntes de densidade (G) e de índice de vazios (e), o valor do gradiente crítico seja próximo de 1, desprezando, do lado da segurança, todas as forças de coesão nos terrenos submetidos às forças ascensionais de percolação da água

Comparando os valores do gradiente hidráulico de saída com o gradiente crítico, obtém-se os fatores de segurança relativamente à estabilidade à erosão interna indicados no Quadro 6

Da observação do Quadro 6 é possível concluir que a realização da cortina de estanqueidade na fundação da ombreira esquerda, reduz o gradiente hidráulico crítico, com o conseqüente aumento do fator de segurança, uma vez que promove uma razoável perda de carga

QUADRO 6

	Estaca	Tratamento da Fundação	Situação de Estudo (*)	Gradiente De Saída	FS = $\frac{i_{crit}}{i_{saida}}$
OMBREIRA DIREITA	40+00	sem	C	0 021	48
VALE CENTRAL	45+10	com	B	0 007	140
		sem	B	0 007	140
OMBREIRA ESQUERDA	59+00	com	B	0 0042	240
		com	A	0 007	140
		sem	A	0 01	100
	65+00	com	B	0 01	100
		com	A	0 02	50
		sem	A	0 06	17

(*) Situação de estudo definida no Quadro 4

Os valores de fatores de segurança obtidos são adequados não se prevendo assim ser necessário introduzir sistemas de drenagem ou de estanqueidade adicionais para a redução do gradiente hidráulico de saída

6.3.4 - Estudos de Tensões-Deformações

6.3.4.1 - Introdução

O estudo de tensões-deformações abrangeu a análise das fases de construção e primeiro enchimento e teve como principal objetivo a caracterização das deformações máximas da barragem e respectiva fundação e a análise das tensões instaladas

O estudo incidiu sobre a seção de maior altura da barragem, considerada a mais condicionante no que respeita à análise de tensões-deformações

A finalidade destes estudos consiste na definição dos deslocamentos máximos do corpo da barragem por forma a definir a sobrelevação a conferir ao coroamento e a confirmação da inexistência de transferências importantes de tensões entre o maciço de montante e o filtro sub-vertical, de maior rigidez

A análise foi efetuada em estado de deformação plana, admitindo um comportamento elástico-plástico para os diferentes materiais do corpo da barragem e da fundação

O estudo de tensões-deformações foi efetuado recorrendo a um método de elementos finitos mediante a utilização de um programa de cálculo automático SIGMA/W

6 3 4 2 - Características dos materiais

Tendo em conta as características da barragem e dos materiais que constituem o corpo do aterro e respectiva fundação, admitiu-se um comportamento elasto-plástico para os diferentes solos. Para o efeito foi necessário definir as características de resistência ao corte, caracterizadas pelo ângulo de atrito interno e coesão e as características de deformabilidade dos materiais (módulo de deformabilidade e coeficiente de Poisson)

Os parâmetros que caracterizam o comportamento dos materiais foram definidos de acordo com os resultados da prospeção geotécnica efetuada e nos valores constantes da bibliografia da especialidade relativos a materiais análogos

No Quadro 7 indicam-se os valores dos parâmetros adotados nos cálculos

QUADRO 7

	MATERIAIS	Peso específico (kN/m ³)	Coesão efetiva (kPa)	Ângulo de atrito (°)	Módulo de deformabil. (kN/m ²)	Coefficiente de Poisson
BARRAGEM	Corpo da barragem	20	5	31	15000	0 4
	Preenchimento da vala de montante	19	0	28	15000	0 4
	Pé em enrocamento de jusante	19	0	40	50000	0 3
	Filtro	18	0	35	25000	0 35
	Dreno	20	0	38	25000	0 35
	Enrocamento de proteção montante	18	0	45	35000	0 3
	Enrocamento de proteção de jusante	19	0	40	35000	0 3
FUNDAÇÃO	Camada de aluvião	17	0	28	10000	0 4
	Camada de seixo	20	0	33	20000	0 35
	Camada de saprolito	21	0	37	200000	0 25
	Gnaisse / migmatito	24	0	38	2000000	0 2

6 3 4 3 - Cálculos efetuados

a) Fase de construção

A simulação da construção do aterro contempla três fases distintas. A primeira fase consiste na simulação das condições existentes previamente à execução da barragem. Na segunda fase simulase a escavação dos materiais a retirar da fundação. Finalmente, a última etapa consiste na colocação das camadas de aterro. De realçar que os resultados para cada fase (deslocamentos, tensões, etc) são adotados como condições iniciais das fases posteriores.

A fase construtiva do aterro é simulada através de um processo incremental, dependendo da precisão dos resultados do número de fases intermediárias consideradas, sendo apenas necessário considerar três a quatro etapas para se obterem os deslocamentos corretos. Neste caso foram consideradas 5 fases de construção.

O procedimento de cálculo consiste, simplificadamente, em desprezar os assentamentos de cada nova camada devido ao seu peso próprio. De notar que os valores assim obtidos só resultam corretos nas interfaces.

Para a análise de cada fase intermediária, ativam-se os pesos volúmicos dos materiais que a integram e as características de deformabilidade e resistência desses materiais e dos materiais

correspondentes às fases anteriores. As tensões e deslocamentos de cada fase são acumuladas como condições iniciais da fase seguinte. Os deslocamentos são guardados duma maneira específica, admitindo que os pontos nodais que integram cada nova camada têm deslocamentos nulos.

b) 1º Enchimento

O primeiro enchimento foi simulado em apenas uma etapa, uma vez que as características dos materiais que constituem o corpo da barragem, não fazem prever a ocorrência de fenômenos complexos, tais como eventuais colapsos do material por efeito de submersão.

Admitiu-se ainda, conservativamente, que o enchimento seria feito até à cota do nível de regime permanente apesar de, por razões de segurança, se prever uma subida gradual do nível da água por patamares de enchimento. Desta forma é possível esvaziar o reservatório com a segurança necessária, caso seja necessário. Assim, consideraram-se as pressões hidrostáticas aplicadas no talude de montante da barragem.

6.3.4.4 - Análise dos resultados obtidos

Os resultados obtidos constam da memória de cálculo apresentada no Volume II deste relatório.

Como se verifica da observação do gráfico em que se representa o andamento dos deslocamentos ao longo da seção da zona central para as várias fases de construção e os valores obtidos nas interfaces das diferentes etapas de subida dos aterros, quer o ponto de deslocamento máximo quer a curva de deslocamentos ao longo do eixo da barragem, apresentam um andamento crescente e de acordo com o que seria expectável.

O deslocamento máximo obtido, para a fase de construção, foi de 0,23m.

Ainda no que concerne à fase de construção nota-se uma transferência de tensões entre o aterro da zona central e o filtro sub-vertical que resulta da diferença de deformabilidade entre ambos os materiais.

A análise dos círculos de Mohr em vários pontos nodais da seção em estudo, permite verificar a rotação progressiva das tensões desde o paramento de montante, passando pela zona central da barragem e terminando no talude de jusante. Na zona central as tensões segundo a horizontal e a vertical coincidem com as tensões principais, não havendo tensões de corte instaladas de valor significativo. Junto ao filtro sub-vertical a transferência de tensões provoca uma rotação das tensões principais com a instalação de tensões de corte. Nas zonas vizinhas dos paramentos, quer a montante, quer a jusante, o desequilíbrio entre tensões verticais e horizontais, consequência da inclinação dos taludes, provoca um aumento das tensões de corte.

De realçar que as tensões de corte instaladas não são suficientes para que haja plastificação do material, em especial no que diz respeito à zona vizinha do filtro sub-vertical.

No que se refere à fase de primeiro enchimento, verifica-se uma rotação relativamente à fase de construção, no sentido de jusante, dos vetores de deslocamento, em consequência dos impulsos hidrostáticos aplicados no paramento de montante.

O deslocamento horizontal máximo resultante, exclusivamente, do primeiro enchimento é da ordem dos 5 cm. O deslocamento horizontal máximo após a construção do aterro e após a fase de primeiro enchimento é de cerca de 6 cm.

Os deslocamentos correspondentes à fase em análise são perfeitamente aceitáveis, estando garantido o adequado funcionamento da obra de acordo com os resultados obtidos.

No que diz respeito aos círculos de Mohr, os valores obtidos e as direções das tensões são coerentes com a fase em análise, verificando-se uma rotação, relativamente à fase de construção, em resultado da aplicação das pressões hidrostáticas ao paramento de montante. Em geral, verifica-se um aumento das tensões horizontais e uma diminuição das verticais em consequência da ação do primeiro enchimento.

6.4 - Instrumentação

A escolha dos tipos de instrumentos e seções a instrumentar levou em conta os seguintes aspectos:

- Os instrumentos a serem instalados deveriam ser de fácil instalação, manutenção e leitura,
- Características geológico-geotécnicas da fundação e do maciço,
- Os instrumentos deveriam ser instalados após a execução do maciço, reduzindo as interferências com a construção.

As características da obra, indicam a conveniência de se ter durante o funcionamento da mesma, informações relativas ao comportamento das pressões neutras na fundação e maciço e de deformações deste maciço.

A partir do exposto, definiu-se que os instrumentos a serem instalados deveriam ser limitados a piezômetros hidráulicos e marcos topográficos superficiais.

Os piezômetros hidráulicos possuem baixo custo e são de fácil instalação e manutenção, e apresentam grande confiabilidade nas leituras. Para medidas de pressões neutras na fundação este instrumento é o mais indicado. No caso de instalação no interior de maciços impermeáveis, apresentam um pequeno inconveniente de maior tempo de resposta.

Os marcos de referência a serem instalados na crista da barragem e na berma de jusante, cota 91.

Conforme detalhado no desenho AR-BT-3022E, foram definidas 4 seções a serem instrumentadas, sendo 2 no leito do rio (estacas 44 e 48), uma na ombreira esquerda (estaca 60) e outra na barragem esquerda (estaca 82).

As duas seções no leito do rio, se justificam pela maior altura da barragem e pelas condições geológico-geotécnicas da fundação.

A seção na ombreira esquerda, visa principalmente o conhecimento do comportamento da barragem no que se refere às percolações pela fundação.

A seção na barragem esquerda coincide com a sela topográfica, onde a barragem possui maior altura e onde está implantado o filtro de pé para saída das águas percoladas

6.5 - Definição da Largura da Crista

A definição da largura de coroamento da barragem depende do seu tipo, altura e importância da utilização do coroamento como rodovia, da necessidade de manutenção de equipamentos a ser feita pela crista e, ainda, da manutenção de um comprimento de percolação que garanta gradientes adequados no pleno armazenamento

Para regiões de fraco risco sísmico, é usual utilizar a expressão

$$L_c = 1.1 \sqrt{H + 1}$$

onde H é a altura máxima da barragem

Considerando $H = 35$ m, obtém-se $L_c = 7,5$

Atendendo ao valor do free-board, ao fato de ser uma barragem homogênea e não ser prevista a utilização da crista como rodovia de transposição adotou-se uma largura de 7,0 m

6.6 - Etapas de Construção e Ensecadeiras

6.6.1 - Geral

A implantação das estruturas previstas para o barramento impõe uma sequência construtiva e esquema de controle do rio condicionada à execução da barragem

A execução do aterro da barragem, além de exigir as maiores quantidades de serviços, fica restrita às condições climáticas favoráveis

O regime anual de chuvas da região de interesse da barragem de Aracoiaba apresenta dois períodos distintos, ou seja, de janeiro a junho é considerado o período chuvoso e no restante do ano ocorre o período seco, com pouca ocorrência de chuvas. Para efeito de sequência construtiva, considerou-se que no período de fevereiro a maio não será possível executar aterros na barragem

Visando o melhor aproveitamento das épocas do ano mais favoráveis para execução da barragem, admitiu-se que o início da obra deverá ocorrer no final do período chuvoso do ano, de forma a se ter durante o período de construção, dois períodos secos integrais

6.6.3 - Etapas de Construção

Conforme detalhado nos desenhos AR-FR-1012E e 1013E, a implantação das estruturas do barramento de Aracoiaba será feita em duas etapas conforme descrito a seguir

a) 1ª Etapa

Na 1ª Etapa iniciada no final do período chuvoso do ano, o rio é mantido no seu leito natural, tendo a zona da várzea na margem direita ensecada pela ensecadeira de 1ª etapa. A 1ª Etapa de construção abrange o período de junho do ano 1 a maio do ano 2, no qual prevê-se a execução dos seguintes serviços principais

- Execução da ensecadeira de 1ª etapa
- Execução da barragem esquerda
- Execução da cortina de injeção na área ensecada
- Execução da barragem no recinto ensecado até a cota 80
- Execução da galeria de desvio
- Início das escavações do vertedouro
- Escavação da fundação da barragem na várzea da margem esquerda e conclusão das injeções na área
- Início do concreto do vertedouro

b) 2ª Etapa

A 2ª Etapa iniciada em maio do ano 2 com o desvio do rio para a galeria de desvio, engloba todos os serviços restantes e previstos para a conclusão da obra. Nesta etapa os principais serviços são

- Construção da ensecadeira de 1ª etapa
- Execução da barragem do leito do rio até a cota 80 e em seguida até o coroamento
- Conclusão das escavações e concreto do vertedouro
- Execução da barragem direita e vertedouro de emergência
- Conclusão da montagem dos equipamentos hidromecânicos dos órgãos hidráulicos e conclusão da passarela
- Fechamento da galeria de desvio
- Instalação da instrumentação

6.6.4 - *Ensecadeiras*

O projeto das ensecadeiras de 1ª e 2ª Etapas está detalhado nos desenhos AR-BT-3020E e 3021E

As ensecadeiras serão construídas com os materiais retirados das escavações obrigatórias

A ensecadeira de 1ª Etapa na cota 73,0 a montante e a jusante na cota 71,0, tem a função de proteger a praça de trabalho na margem direita do rio, durante o período seco do 1º ano de construção. Neste período e para garantir o acesso para margem esquerda foi prevista uma passagem sobre o rio, constituída de células de concreto pré-moldado

A ensecadeira de 2ª Etapa, com crista na cota 75,0 a montante e 71,0 a jusante, tem como função, a proteção da praça de trabalho no período seco do 2º ano de construção, quando o rio estará desviado para a galeria

7 - PROJETO DO VERTEDOURO

7.1 - Considerações Iniciais

Conforme ilustrado nos desenhos AR-GR-1010E e AR-ET-4008E, o vertedouro será implantado na margem direita com eixo longitudinal interceptando a estaca 21+2,33 do eixo da barragem

O vertedouro é em canal com soleira descarregadora frontal, normalizada, tipo WES de 32,0 m de largura e implanta-se segundo um alinhamento retilíneo, sendo dotado, a jusante da soleira, de um convergente que faz a transição para a seção tipo do canal, de 20 m de largura

A montante do vertedouro será escavada uma plataforma de entrada com cerca de 300,0 m de extensão e largura variável de 70,0 a 40,0 m. Precedendo a soleira descarregadora, faz-se uma transição em 20,0 m, através de muros laterais em concreto com definição elíptica em planta. O desenvolvimento total do vertedouro, desde a soleira até à seção de controle que precede o canal de restituição, é de 295,5m. O canal de restituição a jusante tem um desenvolvimento de 172,0m

A soleira descarregadora, em concreto, tem a crista à 95,00 e um desenvolvimento de 19,5 m, a que se segue um trecho convergente revestido em concreto projetado com rasto entre as cotas 90,65 e 86,11 e desenvolvimento de 65,0 m, portanto com uma inclinação de 0,07. Todo o trecho do canal a jusante do convergente tem a seção hidráulica engastada no substrato rochoso de boa qualidade, com trechos de desenvolvimento de 151,0 m, 15,0 m e 15,0 m, respectivamente, com inclinações de 0,11 (entre as cotas 86,11 e 69,50), 0,18 (entre as cotas 69,50 e 66,80) e 0,22 (entre as cotas 66,80 e 63,50)

Os dois últimos trechos, de pequeno desenvolvimento total, 30,0 m, fazem a transição para a cota 63,50, cota do rasto da bacia de dissipação, criada através de um degrau de controle no seu final, com o topo à 66,43. O afundamento da cota do rasto da bacia contribuirá para assegurar boas condições de fixação de um ressalto estável. A jusante da bacia, começa o canal de restituição que se implanta ainda em cerca de 40,0 m com o rasto no substrato rochoso, após o que se desenvolve no material residual sobrejacente e/ou nos depósitos de cobertura. A pente do canal de restituição é de 0,0025, de modo a induzir velocidades de escoamento moderadas, da ordem de 3,0 m/s, neste trecho final de restituição das vazões ao rio.

A seção do canal é composta, tendo as paredes subverticais inclinadas a 5V 1H, na seção hidráulica e dispendo de banquetas de 5,0 m de largura no seu topo, para facilidade construtiva e em fase de exploração para acesso e manutenção, após o que a escavação se faz com taludes variáveis, função das condições geotécnicas ocorrentes.

Refira-se que a escavação em rocha é superabundante, dado que se prevê a sua utilização nos paramentos da barragem, volume para o qual ainda se verifica um déficit. Assim sendo, maximizou-se o volume possível de obtenção de enrocamento de boa qualidade nas escavações do canal, através da definição de uma seção conservativa, de fácil acesso e manutenção.

A seção do canal de restituição é também composta, com uma seção útil de forma trapezoidal, com 20,0 m de largura do rasto, taludes inclinados a 1V 2H e altura máxima de 3,5 m, que se implanta inferiormente, fazendo-se a transição para a seção superior, também trapezoidal e com lados inclinados a 1V 1,5H, por intermédio de banquetas laterais de 5,0 m de largura.

Os desenhos AR-ET-4009E a 4011E detalham a geometria das estruturas componentes do vertedouro bem como dos sistemas das juntas entre blocos, ancoragem e drenagem.

7.2 - Estudos Hidráulicos

7.2.1 - Amortecimento das Cheias

No Quadro 7.2.1 de síntese apresentam-se os diversos amortecimentos para os hidrogramas de cheias considerados que permitiram validar a solução adotada para o vertedouro e assegurar a necessária fiabilidade à folga da barragem. O nível máximo obtido no reservatório 98,31 corresponde à cheia que pretende simular a ocorrência de uma vazão extrema ($Q_p = 1,6 \times Q_{T=1000}$) perto da vazão máxima provável e acima da cheia decamlenar. Para a cheia milenar o valor obtido para o nível da água no reservatório é conservativo de NMC=97,19.

Face à grande importância que assume o encaixe de grande parte do volume da cheia no reservatório foram simuladas sucessões de cheias com período de retorno de 100 anos, que permitiram verificar a eficácia do vertedouro para essas situações, sendo a cota máxima obtida de 97,93. Refira-se ainda que para obstar às eventuais incertezas hidrológicas e adotando uma metodologia de elevado conservadorismo, a barragem foi ainda dotada de um vertedouro de emergência tipo dique fusível, junto ao extremo da ombreira direita, pela colocação de um trecho do coroamento com um desenvolvimento de 160,0 m à cota 99,00, ou seja, 1,0 m abaixo do coroamento.

Quadro 7.2.1 - Amortecimento de cheias

Tipo de Cheia (Período de Retorno)	Vazão Máxima Afluente (m ³ /s/m)	Vazão Máxima Descarregada (m ³ /s/m)	Cota Máxima da Água no Reservatório (m)
duas cheias com T=100 anos, afastadas $0,5 \times T_c$	1673,5	281,2	97,93
duas cheias com T=100 anos, afastadas $1,0 \times T_c$	998,6	265,5	97,82
duas cheias com T=100 anos, afastadas $1,5 \times T_c$	950,4	254,3	97,74
$Q_{m\acute{a}x} = 1,6 \times Q$ (T=1000 anos)	2208,0	395,4	98,31
$Q_{m\acute{a}x}$ (T=10 000 anos)	1831,7	310,4	97,82
$Q_{m\acute{a}x}$ (T=1000 anos)	1371,7	212,0	97,19
$Q_{m\acute{a}x}$ (T=500 anos)	1245,2	186,5	97,01
$Q_{m\acute{a}x}$ (T=100 anos)	950,4	129,6	96,58
$Q_{m\acute{a}x}$ (T=50 anos)	828,2	107,4	96,40

7.2.2 - Alturas e Velocidades de Escoamento

De modo a balizar os valores previsíveis da altura e velocidade do escoamento, foram simuladas, adotando-se rugosidades para os diferentes trechos do canal dentro do intervalo de valores expectáveis, as condições de escoamento aproximadas no vertedouro, para vazões com períodos

de retorno de T=100 anos, T=1 000 anos e, ainda, para uma cheia com vazão máxima igual a 1,6 vezes a vazão da cheia milenar, visando aproximar a simulação de uma cheia entre a PMF e a cheia decamilenar

No Quadro 7.2.2a de síntese apresenta-se o resumo dos resultados destas simulações e no Quadro 7.2.2b o resumo das principais características das bacias de dissipação

Para qualquer dos casos estudados, constatou-se que a altura da seção hidráulica assumida para a escavação no substrato rochoso é, como se referiu, conservativa para as condições de escoamento obtidas. Por outro lado, até cerca das vazões correspondentes à da cheia milenar, a bacia de dissipação obtida por sobrecavação na rocha e pela seção de controle a jusante, garantem a necessária dissipação de energia, de modo a atenuar as erosões a jusante, no trecho em que as condições geotécnicas são claramente mais fracas

Quadro 7.2.2a - Principais características dos regolfos para as cheias ensaiadas

Vazão _{máx} (m ³ /s)	x (m)	Z (m)	b (m)	ks (m ^{1/3} s ⁻¹)	h (m)	v (m/s)	Fr (m)	h _{muros} (m)
1129,6	00,00	95,00	32,00	80	1,58	2,56	0,65	2,29
	5,00	92,00	32,00	80	0,43	9,33	4,52	1,30
	9,50	91,35	32,00	80	0,41	9,81	4,87	1,28
	19,50	90,65	32,00	80	0,40	10,13	5,11	1,28
	84,50	86,11	20,00	60	0,62	10,45	4,24	1,55
	235,50	69,50	20,00	40	0,63	10,22	4,10	1,56
	250,50	66,80	20,00	40	0,59	11,02	4,59	1,53
	265,50	63,50	20,00	40	0,55	11,85	5,11	1,51
212,0	0,00	95,00	32,00	80	2,19	3,03	0,65	2,93
	5,00	92,00	32,00	80	0,67	9,92	3,87	1,59
	9,50	91,35	32,00	80	0,64	10,37	4,14	1,57
	19,50	90,65	32,00	80	0,61	10,77	4,39	1,55
	84,50	86,11	20,00	60	0,91	11,64	3,89	1,93
	235,50	69,50	20,00	40	0,89	11,94	4,04	1,91
	250,50	66,80	20,00	40	0,84	12,62	4,42	1,88
	265,50	63,50	20,00	40	0,78	13,54	4,88	1,85
212,0	0,00	95,00	32,00	70	2,19	3,03	0,65	2,93
	5,00	92,00	32,00	70	0,67	9,89	3,86	1,59
	9,50	91,35	32,00	70	0,64	10,32	4,11	1,57
	19,50	90,65	32,00	70	0,62	10,63	4,30	1,56
	84,50	86,11	20,00	50	0,98	10,77	3,47	1,98
	235,50	69,50	20,00	30	1,08	9,80	3,01	2,05
	250,50	66,80	20,00	30	1,00	10,65	3,41	1,99
	265,50	63,50	20,00	30	0,92	11,48	3,82	1,94
395,4	0,00	95,00	32,00	80	3,31	3,73	0,66	4,12
	5,00	92,00	32,00	80	1,14	10,84	3,24	2,16
	9,50	91,35	32,00	80	1,10	11,24	3,42	2,13
	19,50	90,65	32,00	80	1,06	11,70	3,63	2,10
	84,50	86,11	20,00	60	1,52	13,00	3,36	2,67
	235,50	69,50	20,00	40	1,38	14,36	3,91	2,57
	250,50	66,80	20,00	40	1,31	15,04	4,19	2,52
	265,50	63,50	20,00	40	1,24	15,89	4,55	2,48

☐ Valores à entrada da bacia de dissipação

Quadro 7.2.2b - Principais Características Das Bacias De
Dissipação Para As Cheias Calculadas

Cheia	q (m ³ /s/m)	v1 (m/s)	Fr	h1 (m)	h2 (m)	L (m)	Altura ótima de submerg.
T=100 anos	6,48	11,85	5,11	0,55	3,69	22,20	4,06
T=1 000 anos	10,60	13,54	4,88	0,78	5,03	30,00	5,53
T=1 000 anos ks=70/50/30	10,60	11,48	3,82	0,92	4,54	25,80	5,00
Vmáx=1,6 x Vmáx(T=1 000)	19,77	15,89	4,55	1,24	7,40	43,50	8,15

Valores de dimensionamento

Para vazões superiores, o controle da dissipação de energia é deficiente, o que se considera aceitável, face à sua fraca probabilidade de ocorrência

Ao longo do desenvolvimento do canal de seção não revestida, muito embora a sua implantação se faça em substrato rochoso de boa qualidade, ocorrerão seguramente erosões que não é possível quantificar, face às velocidades importantes em presença, o mesmo sendo de esperar na bacia de dissipação obtida por sobrecavação na rocha. O revestimento de toda a seção do canal e da bacia até à restituição permitiria obstar a estas erosões, solução que, essencialmente por razões econômicas, foi considerado pertinente não implementar. O processo erosivo será ainda estendido ao trecho do canal de restituição, embora aí a incidência dos problemas esteja atenuada pelas velocidades moderadas que ocorrerão.

A segurança da barragem estará devidamente acautelada, face às erosões que ocorrerão, pela existência de um trecho a montante em concreto, devidamente protegido portanto de problemas de erosão e pela boa qualidade do substrato rochoso a jusante. Do mesmo modo, as velocidades moderadas no canal de restituição a jusante, devido à dissipação promovida a montante da seção de controle, permitem assegurar que o processo aí ocorrente não provocará interferências significativas na restituição ao rio, seja das vazões do vertedouro seja, sobretudo, das vazões de tomada correspondentes à situação habitual de exploração do reservatório.

7.3 - Dimensionamento das Estruturas

7.3.1 - Geral

Apresentam-se aqui os elementos gerais considerados no dimensionamento das estruturas componentes do vertedouro. O detalhamento dos dimensionamentos em questão constam do memorial de cálculo (Volume II) deste relatório.

7.3.2 - Soleira Descarregadora

a) Seção Típica

A seção típica transversal adotada para a soleira descarregadora está apresentada no desenho AR-ET-4009E e os detalhes no desenho AR-ET-4011E.

b) Esforços

Os esforços considerados no dimensionamento foram

- Peso próprio da estrutura $\gamma_c = 24,0 \text{ KN/m}^3$
- Impulso de água $\gamma_w = 10,0 \text{ KN/m}^3$

Considerou-se um diagrama trapezoidal de subpressões, admitindo-se a jusante uma carga hidráulica igual a da altura da lâmina descarregada

Não foi considerada a participação das ancoragens

c) Estabilidade

A estabilidade foi verificada para o deslizamento, para várias alturas de lâmina descarregada, conforme consta do memorial de cálculo e resumido a seguir

Nível d'água (m)	FS
0,00	2,52
1,00	1,78
2,00	1,36
3,00	1,10

d) Armaduras

Face à grande espessura da estrutura, a armadura adotada visa apenas controlar a fendilhação e monolitizar a estrutura

7.3.3 - Muros

a) Seções Típicas

O vertedouro é constituído por muros de suporte em concreto armado em T invertido e em consola, com alturas variáveis de 9,0m a 5,0m, para além de uma soleira e uma laje com 0,40m de espessura

As seções típicas relativas aos muros do vertedouro estão apresentadas no desenho AR-ET-4010E. A seguir estão resumidas as principais características destes muros

b) Esforços

Os esforços considerados no dimensionamento dos muros foram

- Peso próprio da estrutura $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
- Peso das terras $\gamma_s = 20 \text{ kN/m}^3$
- Impulsão da água $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

Os impulsos do terreno foram determinados recorrendo à teoria de Coloumb, utilizando-se um coeficiente de atrito interno do solo de 32°

c) Crterios de Dimensionamento

Todos os elementos foram verificados aos estados limites últimos de resistência. Os muros em T invertidos foram adicionalmente verificados à estabilidade global, deslizamento e ao tombamento. Verificaram-se igualmente as tensões de contato no solo, sendo a tensão admissível de 250 kPa, para os muros em T invertido mais baixos e 500 kPa nos restantes casos.

8 - PROJETO DA GALERIA DE DESVIO/DESCARREGADOR

8.1 - Descrição do Projeto

Conforme detalhado nos desenhos AR-ET-4013E a 4015E o circuito hidráulico de desvio provisório, tomada de água e descarga de fundo implanta-se na margem direita, cerca da cota 75,00 e terá como seção corrente uma galeria em concreto armado de seção útil em ferradura de 2,0 m de diâmetro. O desenvolvimento total do circuito é de cerca de 152,0 m.

A seção da galeria foi escolhida após otimização dos principais aspectos técnico-econômicos, designadamente, tendo em conta o interesse da sua acessibilidade para inspeção e manutenção e, ainda, que do ponto de vista estrutural e hidráulico a seção fosse eficiente, face às condicionantes do problema. Procurou-se ainda que o escoamento dentro da galeria se fizesse sempre em superfície livre, aquando da sua utilização como obra definitiva, minimizando assim problemas de pressão interna e de estanqueidade na seção e tornando-a mais fiável.

Na fase de desvio do rio, a entrada da galeria terá o seu rasto à cota 70,50. Após o trecho plano de entrada, que será obturado por um rolhão em 2ª fase e que tem um desenvolvimento de cerca de 11,0 m, a inclinação da galeria é de 1,765%, fazendo-se o escoamento em regime rápido para os vazões habituais do rio. Para a cheia de dimensionamento de desvio TR=50 anos, a galeria funcionaria em pressão, atingindo-se a montante, no reservatório, a cota 82,00. Ressalta-se que pelo cronograma de construção, a estrutura para desvio do rio deverá operar somente no período seco, quando a vazão média mensal para TR=50 anos não supera a 30 m³/s.

Para adaptação do circuito de desvio, a tomada de água e descarga de fundo, implantar-se-á, à entrada da galeria, uma torre de tomada, dotada de duas comportas planas, atuando num trecho com 10,0 m de extensão a concretar em segunda fase. O trecho inicial em que se instalarão as comportas tem seção retangular de 0,90x1,25 m² (b x h), aumentando a seção logo a jusante da comporta de regulação.

À saída da galeria, à cota 68,50, será efetuada uma soleira parabólica divergente em concreto, com 10,0 m de extensão que passa a largura da seção retangular de 2,0 para 4,0 m e promove a ligação à bacia de dissipação com o rasto à cota 65,00.

A bacia de dissipação é uma pequena obra em concreto, de seção retangular, com 4,0 m de largura e de altura e 9,0 m de comprimento, extensão que garante o seu adequado funcionamento para os valores habituais da vazão da tomada de água e que, por estar dotada de blocos de impacto, de amortecimento e soleira terminal continua, permite ainda a restituição adequada das vazões máximas escoadas pelo sistema como obra definitiva, com a necessária dissipação de energia. Como órgão de derivação, caso se verifique a cheia de dimensionamento, T=50 anos, a bacia terá um comportamento insuficiente, podendo verificar-se algumas erosões acima e a jusante, que se consideram aceitáveis face à fase de obra em causa e ao eventual período previsível de funcionamento nestas condições.

A soleira terminal da bacia terá ainda funções de controle do escoamento, face à indefinição dos níveis de jusante, tendo o seu topo à 66,80. A jusante, a restituição ao rio é feita por um canal não revestido de seção trapezoidal, com 6,0 m de largura, que se inicia à cota 66,50 e que, no seu final, encontra o canal de restituição do vertedouro com o rasto a 66,00.

Para adaptação a descarga de fundo e tomada de água, será efetuado à entrada da galeria um rolhão, sendo ainda construído um pequeno trecho, acima da entrada da galeria, que após uma transição de formas elípticas protegida à entrada por uma grade grossa com $2,5 \times 2,2 \text{ m}^2$, terá uma seção retangular de $1,25 \times 0,90 \text{ m}^2$, no qual se definirão as seções de obturação para as comportas. No final deste trecho de seção retangular, faz-se a passagem para a seção em ferradura de 2,0 m de diâmetro, garantindo-se, através do arejamento e alargamento adequado da seção, o funcionamento em superfície livre para todas as condições de escoamento, para utilização do circuito como obra definitiva. O desenvolvimento do trecho com seção tipo em ferradura é, no circuito definitivo, de 142,0 m.

Conforme detalhado nos desenhos AR-ET-4022E e 4023E, a tomada d'água e descarga de fundo dispõem de um circuito comum, com duas comportas implantadas, próximo a entrada de montante.

A comporta de guarda, instalada a montante, é uma comporta de segurança, funcionando totalmente aberta ou totalmente fechada, tendo uma válvula de equilibragem que se destina exclusivamente à abertura do tabuleiro para equalização das pressões. As rodas funcionam com casquilhos autolubrificadas e as estanqueidades são inteiramente em borracha natural.

A comporta de regulação instalada a jusante da comporta de guarda é responsável pelo controle de vazões funcionando com aberturas entre 15% a 85% da abertura total. As estanqueidades são a montante e as rodas funcionam com rolamentos de rolos autocompensadores em aço inoxidável. As estanqueidades são em neoprene com recobrimento a PTFE na zona de apoio do aço inoxidável das peças fixas para diminuição do atrito.

Ambas as comportas funcionam com órgão de manobra manual.

A blindagem vai do caminho de rolamento da comporta de montante até a seção de saída de jusante do orifício de descarga. Entre os caminhos de rolamento das comportas a chapa de blindagem é em aço macio. No trecho a jusante a blindagem é em aço inoxidável.

A cota do rasto à entrada da obra definitiva de tomada de água e descarga de fundo é a 74,00, garantindo-se a necessária segurança a deposições de vazão sólida e a eventuais obstruções da entrada.

A capacidade máxima de vazão do circuito como obra definitiva é de cerca de $20 \text{ m}^3/\text{s}$. A comporta de regulação permitirá, com abertura de 20%, a passagem de uma vazão mínima da ordem de $3,5 \text{ m}^3/\text{s}$ e de $2,0 \text{ m}^3/\text{s}$ com o nível no reservatório à 95,00 e à 80,00, respectivamente. Os órgãos de controle do circuito permitem pois cobrir perfeitamente a gama de vazões que interessa considerar na exploração da barragem.

O acesso à torre de tomada far-se-á por um passadiço em concreto armado apoiado em viga metálica, com uma extensão de cerca de 67,0 m e apoiado em dois pilares intermediários fundados no aterro. O passadiço é dotado de carris em que correrá uma vagonete para transporte dos equipamentos, simplificando e agilizando assim a construção desta estrutura.

8.2 - Comportamento Hidráulico

8.2.1 - Galeria de Desvio

O gráfico 8.2.1a, mostra a curva de capacidade de vazão da estrutura quando a mesma estiver funcionando como galeria de desvio

O gráfico 8.2.1b, mostra o amortecimento da onda de cheia com TR=50 anos, utilizada para dimensionamento da estrutura de desvio. As condições do reservatório permitem o encaixe da cheia (pico de 828,0 m³/s), com o nível de montante atingindo a cota 82,00 e a vazão máxima liberada para jusante de 30,0 m³/s

Ressalta-se que as condições de dimensionamento da galeria são bastante severas, uma vez que a estrutura de desvio deverá operar apenas no período seco (junho a novembro), período que para TR=50 anos a vazão média mensal máxima não supera a 30,0 m³/s

8.2.2 - Rebaixamento do Reservatório

O gráfico 8.2.2a mostra a curva de vazão do circuito de tomada d'água e descarga de fundo

No gráfico 8.2.2b é apresentada a simulação do rebaixamento do nível do reservatório, a partir do nível da cota 95,00 e considerando uma vazão afluyente média de 5,0 m³/s. Pelos dados apresentados, observa-se que o esvaziamento do reservatório pode ser feito em cerca de 100 dias

Gráfico 8.2.1a

Curva de vazão da derivação provisória de Aracoíaba

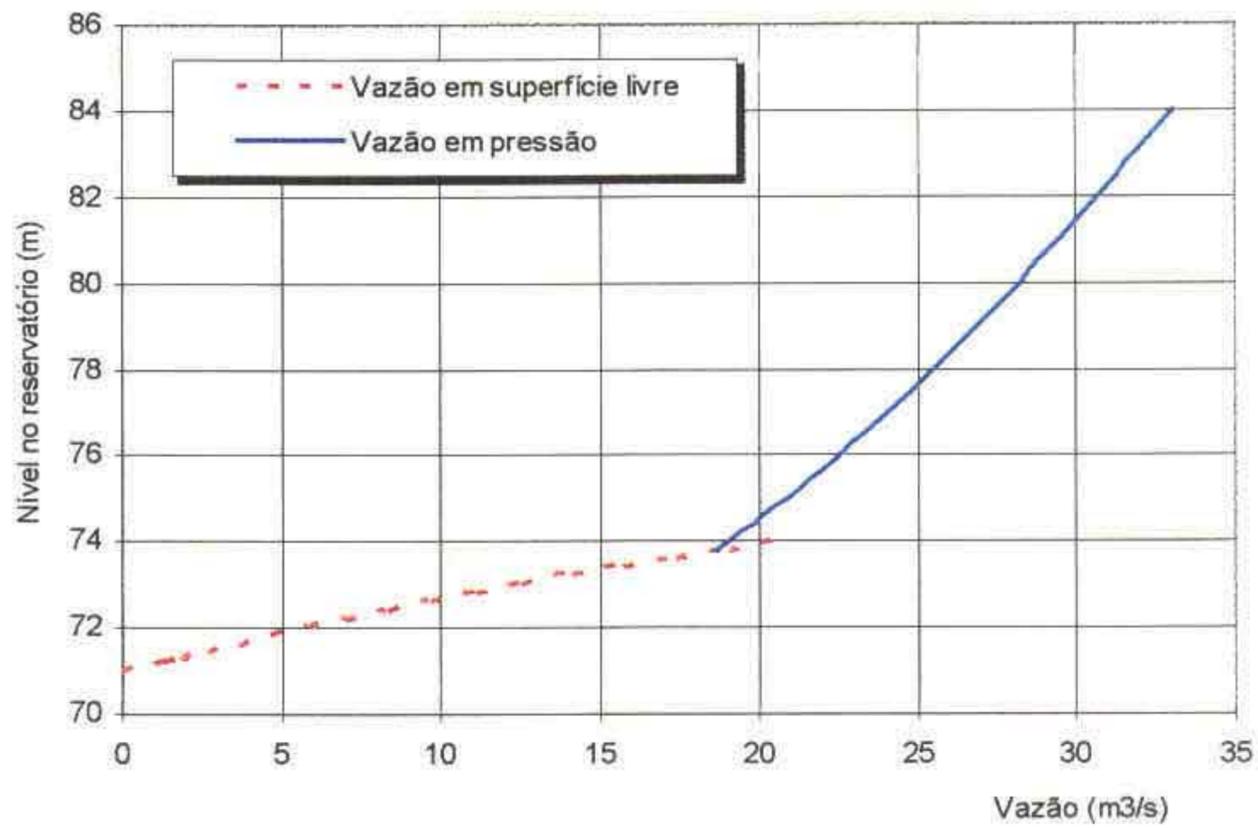


Gráfico 8.2.1b

Amortecimento da onda de cheia com T=50 anos

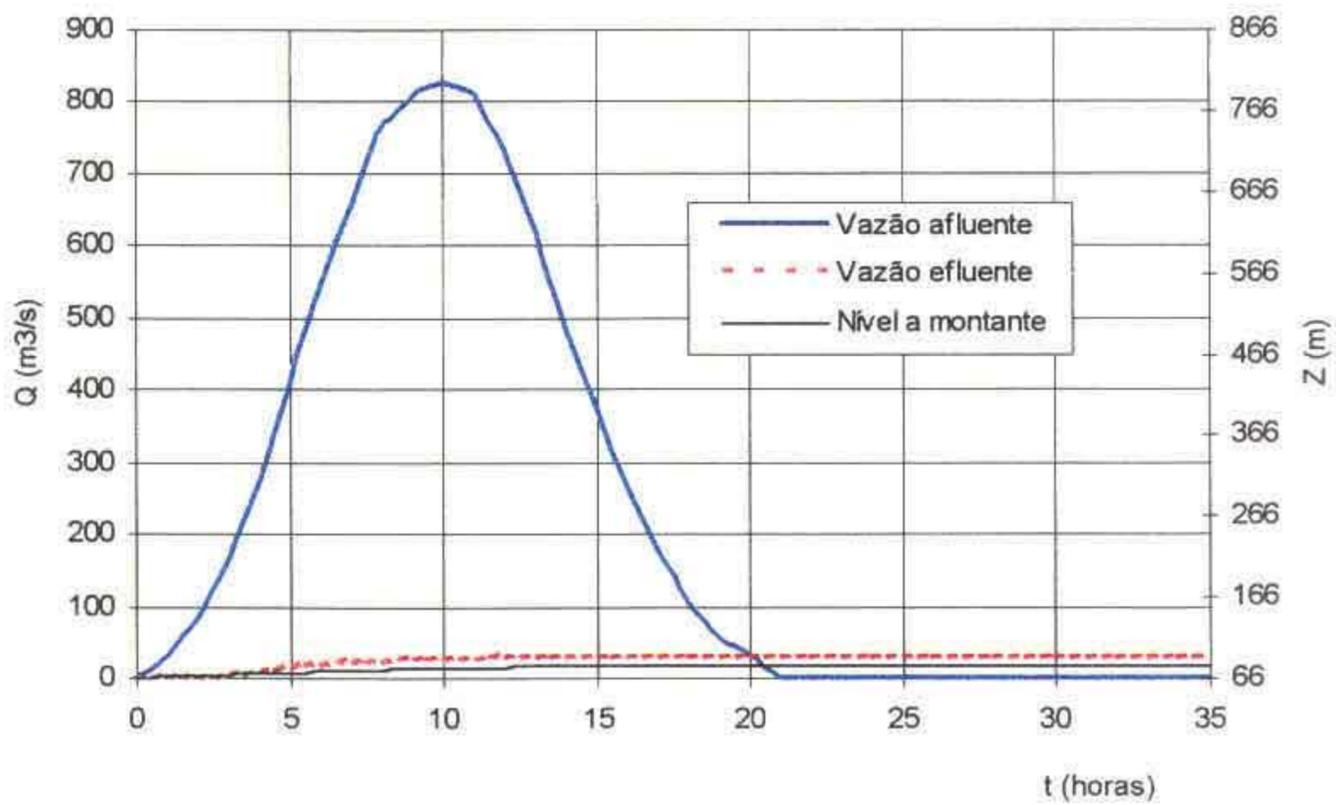


Gráfico 8.2.2a

Curva de vazão do circuito de tomada de água e descarga de fundo de Aracoiaba

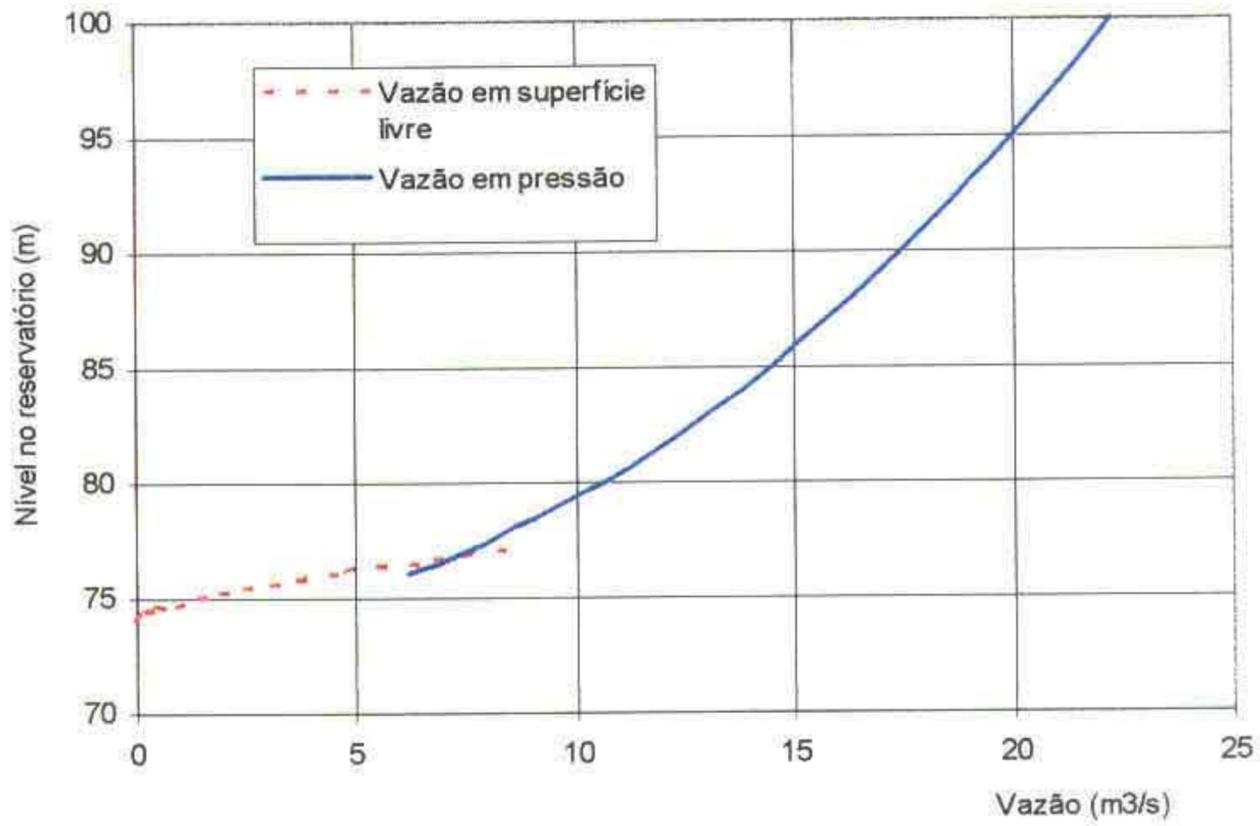
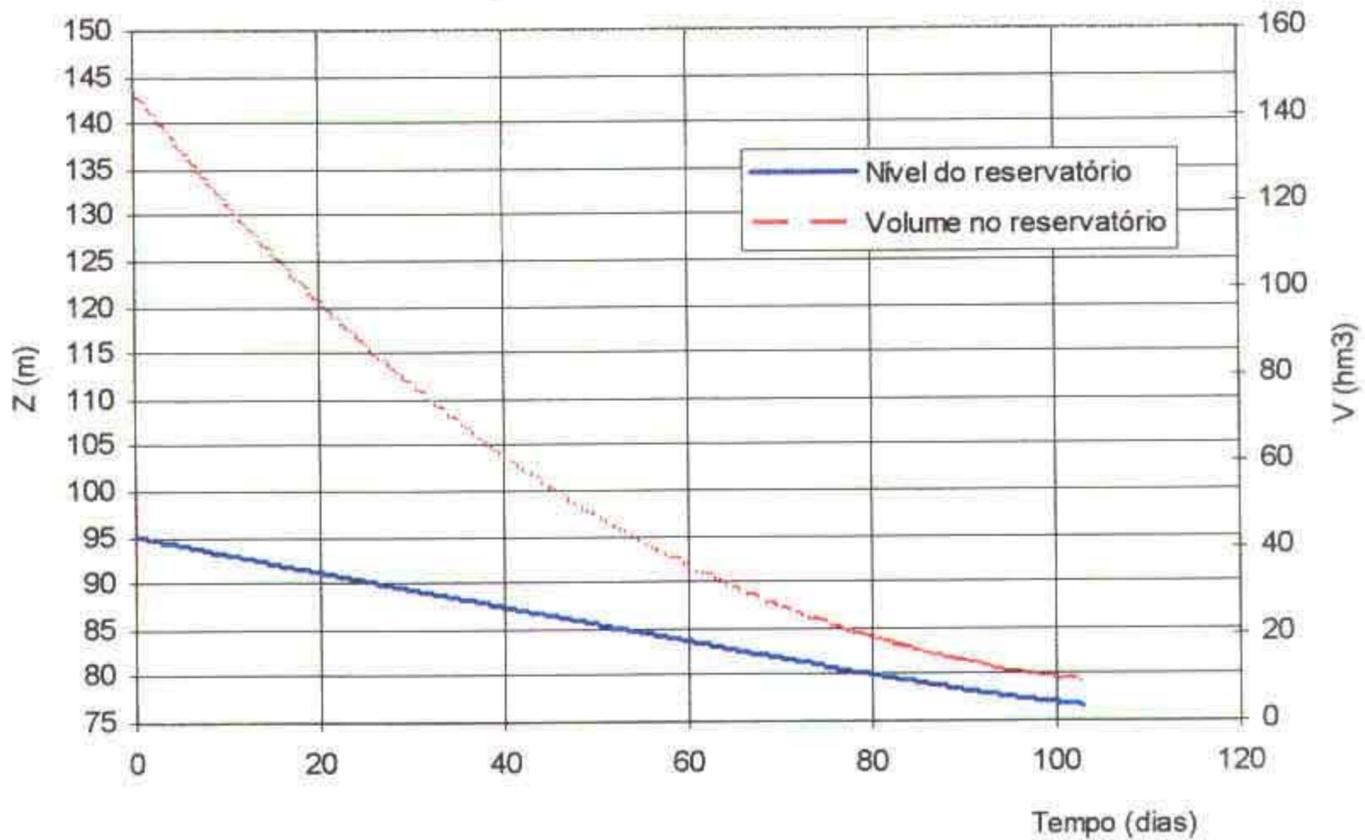


Gráfico 8.2.2b

Esvaziamento do reservatório de Aracoiaba
(Vazão afluente = 5 m³/s)



8.3 - Dimensionamento das Estruturas

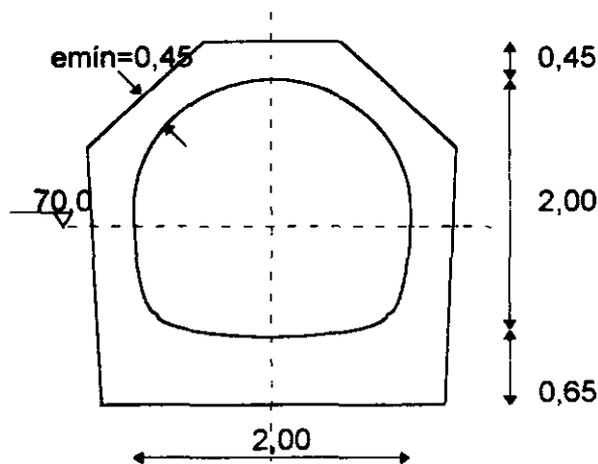
8.3.1 - Geral

Apresenta-se aqui os elementos gerais considerados no dimensionamento das estruturas componentes da galeria de desvio/d Descarregador de fundo. O detalhamento dos dimensionamentos em questão constam do memorial de cálculo (Volume II) deste relatório.

8.3.2 - Galeria

a) Seção Típica

A seção transversal da galeria em "ferradura" é a ilustrada esquematicamente na figura seguinte. A espessura mínima das paredes é de 0,45m, tendo um diâmetro interior de cerca de 2,0m.



b) Esforços

As ações consideradas no dimensionamento da galeria foram:

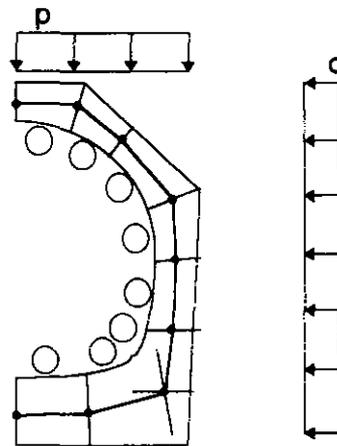
Peso próprio da estrutura	$\gamma_e = 25,0 \text{ kN/m}^3$
Peso do terreno	$\gamma_s = 20,0 \text{ kN/m}^3$
Impulso do terreno	$k_s = 0,50, 0,30 \text{ e } 0,00$
Impulso da água	$\gamma_w = 10,0 \text{ kN/m}^3$

Analisaram-se 3 zonas, correspondentes as diferentes alturas de aterro e tomaram-se níveis de água distintos que se indicam no quadro seguinte:

Trecho	Nível do Aterro (NS)	Nível de Água (NA)
A (Montante)	82,0	70,0
		95,0
B	100,0	70,0
		95,0
C (Jusante)	82,0	70,0
		82,0

c) Modelo de Cálculo

Atendendo à simetria da estrutura e do carregamento, analisou-se somente metade da estrutura, com a discretização indicada



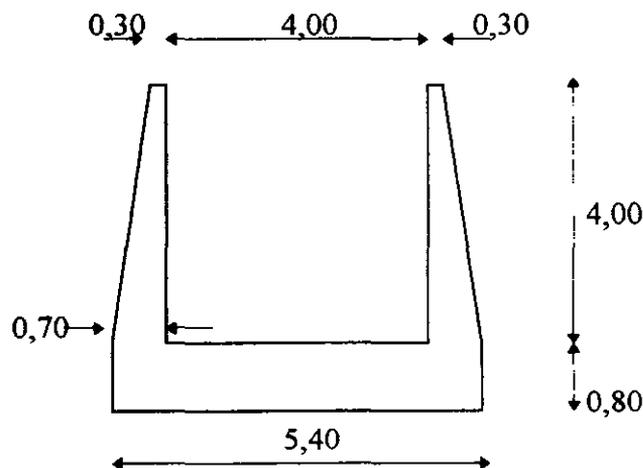
As cargas consideradas para as os diversos trechos e hipótese de carga são as indicadas no quadro seguinte

Trecho	NA (m)	p (kPa)	q (kPa)		
			ko=0 50	ko=0 30	ko=0 00
A	70	240	120	72	0
	95	370	310	286	250
B	70	600	300	180	0
	95	600	425	355	250
C	70	240	120	72	0
	82	240	180	156	120

8.3 3 - *Bacia de Dissipação*

a) Seção Típica

Para o cálculo estrutural da bacia considerou-se a geometria indicada esquematicamente na figura



b) Crêterios de dimensionamento

Considerou-se dois casos extremos para o dimensionamento. No primeiro considera-se a se o cheia com água até ao topo sem terras no exterior, enquanto que no segundo tomou-se a se o a resistir aos impulsos do terreno, não existindo água no interior da mesma.

O coeficiente de impulso adotado foi de 0,50, correspondendo ao impulso em repouso para um ângulo de atrito de 30 . O peso específico do solo é de 20 kN/m³.

c) Esforços de dimensionamento

- *Se o de base das paredes*

Os esforços de dimensionamento são

Hipótese de carga 1 ( gua no interior)

$$V_{Sd} = 1,5 \times \frac{40 \times 40}{2} = 120 \text{ kN/m}$$

$$M_{Sd} = 1,5 \times \frac{40 \times 40^2}{6} = 160 \text{ kNm/m}$$

Hipótese de carga 2 (terreno no exterior)

$$V_{Sd} = 1,5 \times \frac{0,5 \times 20 \times 40 \times 40}{2} = 120 \text{ kN/m}$$

$$M_{Sd} = 1,5 \times \frac{0,5 \times 20 \times 40 \times 40^2}{6} = 160 \text{ kNm/m}$$

- *Se o de meio vão da base*

O caso mais desfavorável para esta se o é obviamente a hipótese com água no interior, dispensando-se o dimensionamento para a outra hipótese. Têm-se assim os seguintes esforços de dimensionamento:

$$N_{Sd} = 120 \text{ kN/m (Traço)}$$

$$M_{Sd} = 160 + 1,5 \times 2 \times \frac{0,30 + 0,70}{2} \times 25 \times 40 \times \frac{4,70}{8} = 248 \text{ kNm/m}$$

8.3.4 - *Dimensionamento da Passarela*

8.3.4.1 - Descri o

A passarela tem uma largura total de 2,00m e vence três v os de cerca de 22,50m.   constituída por uma laje de concreto de 0,15m de espessura suportada por dois perfis metálicos HEA600 afastados entre si 0,90m ao eixo.

Os apoios intermediários da passarela são pilares circulares maciços com 1,20m de diâmetro e alturas de 22,0 m e 14,0 m respectivamente. As extremidades da passarela assentam na torre tomada de água e num encontro.

8 3 4 2 - Esforços

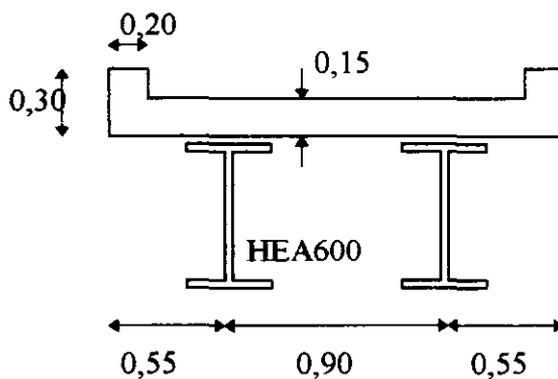
As ações consideradas no dimensionamento foram

Peso próprio do tabuleiro	$g_c=25,0 \text{ kN/m}^3$
Revestimento com 8cm	$g=20 \text{ kN/m}^3$
Guarda corpos	$2 \times 1,0 \text{ kN/m}$
Sobrecarga	$5,0 \text{ kN/m}^2$ ou 100 kN

8 3 4 3 - Dimensionamento do tabuleiro

a) Análise transversal

A seção transversal do tabuleiro é a ilustrada esquematicamente na figura



Dimensionou-se a consola e o vão entre os perfis metálicos

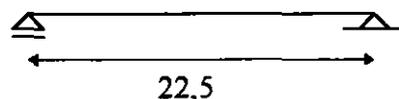
As ações consideradas no dimensionamento transversal foram

Peso próprio da laje de concreto	$0,15 \times 25$	$3,75 \text{ kN/m}^2$
Peso próprio dos perfis metálicos HEA600		$1,78 \text{ kN/m}$ (cada)
Revestimento	$0,08 \times 20$	$1,60 \text{ kN/m}^2$
Bordo	$0,20 \times 0,15 \times 25$	$0,75 \text{ kN/m}$
Guarda corpos	$1,0$	$1,0 \text{ kN/m}$
Sobrecarga		$70,0 \text{ kN/m}^2$

A sobrecarga foi determinada considerando um veículo de 100 kN com 4 rodas de $0,60 \times 0,20$. Considerou-se uma degradação de carga de 1,2 no revestimento e 1,1 no concreto.

b) Análise longitudinal

Atendendo a que não existe continuidade do tabuleiro sobre os apoios, dimensionou-se o mesmo como simplesmente apoiado. O vão a vencer pelo tabuleiro é de $22,5 \text{ m}$.



As ações consideradas no dimensionamento longitudinal foram as indicadas anteriormente.

8 3 4 4 - Dimensionamento dos Pilares

a) *Critério de dimensionamento*

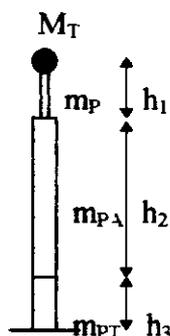
Os pilares foram dimensionados para suportarem o tabuleiro, sujeito às diversas ações verticais, e acessoriamente resistirem a uma ação sísmica assimilável a uma aceleração horizontal de $1,0 \text{ ms}^{-2}$. É de salientar que, encontrando-se os pilares dentro de água, houve necessidade de considerar a “massa associada” da mesma.

b) *Esforços*

Os esforços considerados no dimensionamento dos pilares são as ações verticais anteriormente referidas, bem como a ação sísmica assimilável a uma aceleração horizontal de $1,0 \text{ ms}^{-2}$.

c) *Modelo de cálculo*

O modelo de cálculo dos pilares, para a ação sísmica, é o de uma consola, como ilustrado



A massa do tabuleiro (M_T) é

$$M_T = \frac{PL}{g} = \frac{0,36 \times 25 + 16 \times 0,08 \times 20 + 20 + 2 \times 178}{10} \times 22,5 = 385 \text{ ton}$$

A massa do pilar é

$$m_p = \frac{\frac{\pi \times 120^2}{4} \times 25}{10} = 283 \text{ ton / m}$$

A massa associada pode, de forma simplificada e do lado da segurança ser tomado igual à massa de água deslocada pelo pilar, permitindo assim determinar a massa total da zona imersa (m_{PA})

$$m_{PA} = \frac{\frac{\pi \times 120^2}{4} \times (25 + 10)}{10} = 396 \text{ ton / m}$$

A zona enterrada do pilar foi considerado com uma massa igual à zona imersa

$$m_{PT} = m_{PA} = 396 \text{ ton / m}$$

As alturas indicadas no modelo de cálculo estão indicadas no quadro seguinte para ambos os pilares

Alturas (m)	P1	P2
h_1	4,0	4,0
h_2	16,0	8,0
h_3	2,0	2,0

Atendendo a que a aceleração sísmica é de $1,0 \text{ ms}^{-2}$, têm-se forças horizontais numericamente iguais às massas dos elementos

8 3 4 5 - Dimensionamento das Fundações

a) *Generalidades*

As fundações dos pilares P1 e P2 são respectivamente sapatas com $4,5 \times 4,5 \times 2,0 \text{ m}^3$ e $4,0 \times 4,0 \times 1,5 \text{ m}^3$. A tensão admissível para a combinação rara de ações é de 250 kPa

b) *Esforços de dimensionamento das fundações*

Os esforços de dimensionamento para as fundações são

Combinação com ação base SOBRECARGA

$$N_{\text{raro.P1}}^{(SC)} = 385 + 180 + 622 + 4,5 \times 4,5 \times (2,0 \times 24 + 2,0 \times 20) = 2969 \text{ kN}$$

$$N_{\text{raro.P2}}^{(SC)} = 385 + 180 + 396 + 4,0 \times 4,0 \times (1,5 \times 24 + 2,0 \times 20) = 2177 \text{ kN}$$

Combinação com ação base SISMO

$$N_{\text{raro.P1}}^{(E)} = 385 + 622 + 4,5 \times 4,5 \times (2,0 \times 14 + 2,0 \times 10) = 1979 \text{ kN}$$

$$M_{\text{raro.P1}}^{(E)} = 1715 + 1211 \times 2,0 = 1957 \text{ kNm}$$

$$N_{\text{raro.P2}}^{(E)} = 385 + 396 + 4,0 \times 4,0 \times (1,5 \times 14 + 2,0 \times 10) = 1437 \text{ kN}$$

$$M_{\text{raro.P2}}^{(E)} = 873 + 894 \times 1,5 = 1007 \text{ kNm}$$

É de salientar que se empregaram os pesos volúmicos submersos

8.3 5 - *Dimensionamento da tomada de água e transição para a galeria*

8 3 5 1 - Descrição

A tomada de água tem uma altura total de cerca de $30,0 \text{ m}$, com uma seção corrente retangular de $3,1 \text{ m} \times 3,1 \text{ m}$. Englobado nesta estrutura considerou-se igualmente a transição para a galeria

8 3 5 2 - Esforços

As ações consideradas no dimensionamento destas estruturas foram

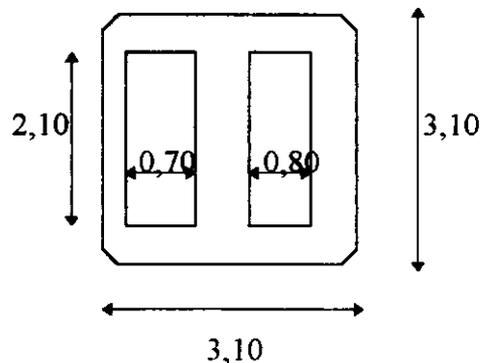
Peso próprio da estrutura	$g_c = 25 \text{ kN/m}^3$
Impulsão da água	$g_w = 10 \text{ kN/m}^3$
Ação do Vento	$v = 250 \text{ km/h}$

Assimilou-se a ação sísmica a uma aceleração horizontal na base de $1,0 \text{ ms}^{-2}$

8 3 5 3 - Tomada de água

a) Estabilidade global

A torre de tomada de água tem 30,0 m de altura, uma seção transversal corrente com ilustrado na figura e um volume de concreto total de cerca de $345,0 \text{ m}^3$. O volume exterior da torre é de cerca $432,0 \text{ m}^3$



O modelo de cálculo para a análise da tomada de água sujeita às ações horizontais é o de uma consola com 30,0 m de altura

No caso da ação sísmica aplicam-se forças horizontais iguais às forças de inércia correspondentes à aceleração na base, para além do efeito hidrodinâmico da água exterior à estrutura

Atendendo a que a aceleração considerada é de $1,0 \text{ ms}^{-2}$, conclui-se que as forças de inércia são numericamente iguais às massas das diversas seções

Relativamente ao efeito hidrodinâmico pode de forma simplificada e do lado da segurança considerar-se que a massa associada de água é igual à massa de água de um cilindro de diâmetro igual à dimensão transversal da seção

b) Dimensionamento das paredes da tomada de água

Algumas das paredes da torre de tomada de água ficam sujeitas a pressões hidroestáticas desequilibradas. Enquanto que a parede interior poderá estar com pressões desequilibradas em fase de serviço, nas outras duas tal só acontecerá em fase construtiva. Assim sendo dimensionou-se a parede interior para um desnível de água de 25,0 m e para a combinação fundamental de ações, enquanto que as restantes foram dimensionadas para uma situação de acidente com um desnível de água de 15,0 m

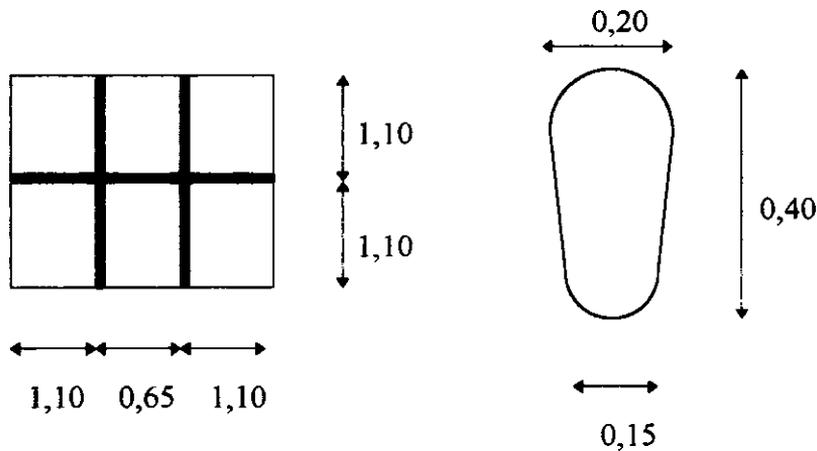
As espessuras das paredes e os vãos a vencer constam do quadro seguinte

Parede	e (m)	L (m)
1	0,50	1,50
2	0,45	2,70
3	0,80	4,50

8 3 5 4 - Dimensionamento da grelha da descarga de fundo

a) *Descrição*

A disposição dos elementos da grelha, bem como a secção transversal dos elementos constituintes da mesma são ilustrados esquematicamente na figura seguinte



b) *Esforços*

Considerou-se unicamente a ação dinâmica da água sobre a grelha. A altura de água considerada foi de 26,0 m, sendo o coeficiente de forma 1,5. A força a atuar sobre os diversos elementos estruturais é

$$F_w = \delta_f \gamma_w h b = 1,5 \times 10 \times 26 \times 0,20 = 78 \text{ kN/m}$$

c) *Modelo de cálculo*

O modelo de cálculo empregado foi obviamente o de uma grelha, como ilustrada na secção da descrição, tendo-se considerado que a mesma se encontra engastada na descarga de fundo, o que é perfeitamente legítimo, dada a disposição da grelha, bem como a pormenorização de armaduras da mesma.

O modelo estrutural foi resolvido por um programa de cálculo automático.

9 - PLANEJAMENTO DE CONSTRUÇÃO

9.1 - Generalidades

O planejamento de construção elaborado a partir dos dados do projeto executivo da barragem de Aracoíaba, engloba os seguintes estudos

- Cronograma de construção das estruturas componentes do barramento
- Listagem e dimensionamento da quantidade mínima de equipamentos necessários ao atendimento do cronograma de construção
- Balanceamento dos Materiais
- Cronograma de desembolso dos recursos necessários à construção da obra, segundo o cronograma estabelecido e o orçamento da mesma apresentado no Volume III, Parte III-D

9.2 - Cronograma de Construção

9.2.1 - Considerações Iniciais

O cronograma de construção apresentado no desenho AR-GR-1014E, está compatibilizado com a sequência construtiva mostrada nos desenhos AR-GR-1012E e AR-GR-1013E e foi concebido com base nas seguintes premissas

- A obra deverá ser iniciada no final do período chuvoso, concentrando os serviços de execução dos aterros da barragem para os dois períodos secos (junho a janeiro), subsequentes ao início das obras
- No período chuvoso subsequente ao início das obras, o rio deveria ser mantido no seu leito natural, com a seção do vale estrangulada
- O rio seria desviado para a galeria somente no início do 2º período seco subsequente ao início das obras, efetuando-se o tamponamento desta galeria no fim deste período seco
- As escavações foram programadas de forma a se obter o máximo aproveitamento direto dos materiais escavados e ainda em função das necessidades de liberação de frentes para a concretagem
- Os serviços foram programados de forma a garantir a maior continuidade de trabalhos, procurando-se reduzir os picos de produção

9.2.2 - Comentários sobre o Cronograma

Sobre o cronograma apresentado ressaltamos

9.2.2.1 - Prazo de Construção

O prazo previsto para construção é de 22 meses, com início em 01/06/ANO 1 e conclusão em 31/03/ANO 3

Pela sequência construtiva estabelecida, o cumprimento do cronograma fica condicionado ao início das obras no final de um período chuvoso. Este início previsto para 01/06/ANO 1, poderá ser retardado em até 1 mês (01/07), sem contudo comprometer a data de conclusão da obra, desde que se promova pequenos ajustes no cronograma, principalmente no 1º ano de construção.

Na realidade o prazo de construção pode ser considerado como de 20 meses, uma vez que após este período as estruturas do barramento estarão concluídas e o reservatório em condição de plena operação, ficando os 2 últimos meses de construção para os acabamentos finais e desmobilização da empreiteira.

A operação plena do reservatório prevista para o final do período seco do ANO 2, permitirá o total aproveitamento do volume d'água decorrente do período chuvoso do ANO 3.

9 2 2 2 - Construção da Barragem

Para definição das produções máximas mensais de aterro da barragem, necessárias ao cumprimento do cronograma, considerou-se conservativamente 22 dias trabalhados por mês, em um turno de 10 horas de trabalho por dia e uma produção diária média máxima de aterro argiloso compactado de 6 000 m³/dia.

Na primeira etapa de construção, quando será executada a barragem esquerda e a barragem do leito do rio (est 35 a 48) até a cota 80, as produções mensais não superam a 100 000 m³, com produção diária inferior a 5 000 m³.

Na 2ª Etapa, a construção do restante da barragem do leito do rio até a cota 80,0, exige uma produção máxima mensal de solo argiloso compactado, da ordem de 110 000 m³.

A conclusão da barragem do leito do rio, na 2ª Etapa, exigirá produções mensais de solo argiloso compactado da ordem de 130 000 m³, com produções diárias de 6 000 m³.

Considerando a grande trabalhabilidade dos materiais das áreas de empréstimo e a serem utilizados na barragem e ainda as condições favoráveis de distância, acesso e climáticas, estamos convencidos que as produções de aterro previstas poderão ser facilmente atingidas.

9 2 2 3 - Galeria de Desvio/ Descarregador de Fundo

O cronograma de implantação da galeria de desvio/ descarregador de fundo foi estabelecido em função das seguintes premissas:

- A construção da galeria deveria permitir a execução da barragem sobre a mesma, até a cota 80, até o final do período seco do 1º ano de construção.
- A torre deveria estar concluída até uma data que permitisse a colocação das blindagens e guias das comportas, antes do desvio pela galeria (Marco 5).
- As comportas deveriam estar instaladas antes do tamponamento da galeria de desvio.

9 2 2 4 - Vertedouro

As escavações do vertedouro e canais foram programadas em função das necessidades de utilização dos materiais escavados e ainda da necessidade de liberação das frentes de concretagem

O concreto das estruturas foi programado em defasagem com a construção da galeria, de forma a garantir continuidade dos trabalhos e a redução dos picos de concretagem

9 2 3 - *Considerações Finais*

O início da obra no final de um período chuvoso é sem dúvida a condição mais favorável para implantação da obra, pelo fato de permitir o aproveitamento integral de 2 períodos secos para construção dos aterros e permitir o aproveitamento total do volume de água das cheias logo após a conclusão da barragem

Se por qualquer motivo for necessário retardar o início da obra em até 4 meses (01/10/ANO 1), o prazo de conclusão poderá ser mantido com a introdução das seguintes modificações na sequência construtiva e no cronograma

a) Até o final do período seco (30/01/ANO 2), serão feitas

- Injeções e escavações na barragem do leito do rio abaixo da cota 75
- Execução da barragem esquerda (estaca 65 a 101+10,00)

b) Até o final do período chuvoso do Ano 2 (30/05) quando o rio será desviado para a galeria será construído

- A galeria de desvio incluindo a colocação de blindagens e guias
- Conclusão das injeções e escavação da barragem do leito do rio

c) No período seco (junho/ANO 2 a janeiro/ANO 3) a barragem do leito do rio será executada desde a fundação até o coroamento e conclusão da barragem direita

A execução da barragem do leito do rio em um único período seco, exigirá uma subida do aterro da ordem de 6,0 m por mês, com produções mensais de 220 000 m³ e produções diárias da ordem de 10 000 m³ de aterro. Estas produções são perfeitamente factíveis, considerando-se 2 turnos diários de trabalho

9.3 - **Balanceamento dos Materiais**

9.3 1 - *Considerações Iniciais*

Para efeito de balanceamento dos materiais foram considerados os seguintes índices e consumos médios

a) Concreto (consumo médio por m³)

- cimento - 320 kg
- areia - 0,90 m³
- agregado graúdo (brita) - 0,85 m³

b) Rocha

Para 1,0 m³ de rocha (medido no corte) escavado em pedra ou em escavação obrigatória, incluindo perdas, corresponde a

- 1,50 m³ de rocha medido no estoque
- 1,35 m³ medido na seção da barragem (zonas 5, 6 e 7)
- 1,30 m³ de brita medida na seção da barragem (zonas 3 e 4)
- 1,30 m³ de brita medida na pilha de estoque

c) Areia

Para 1,0 de areia extraída e beneficiada corresponde a

- 1,0 m³ de concreto
- 0,85 m³ de filtro compactado e medido na barragem

d) Solo escavado na linha de projeto

Para 1,0 m³ de solo escavado corresponde a

- 0,80 m³ de maciço compactado na barragem (zona 1)
- 0,90 m³ de maciço dos diques ou enchimento (zona 1A)
- 0,95 m³ de maciço de ensecadeira (zona 1B)

e) Solo escavado na área de empréstimo

Para 1,0 m³ escavado na área de empréstimo corresponde

- 0,80 m³ de aterro na barragem (zona 1)

9.3.2 - Quantitativos Medidos no Projeto

9.3.2.1 - Aterros da Barragem, Diques e Ensecadeiras

No quadro 9.3.2.1 estão apresentados os volumes estimados para as várias zonas da barragem e diques. Sobre estes volumes ressalta-se

- Do volume total previsto para o maciço argiloso (zona 1), cerca de 57 000 m³ serão executados com material oriundo das escavações obrigatórias e o restante com material de áreas de empréstimo
- O volume de 57 900 m³ correspondente ao filtro de areia (zona 2) será obtido da exploração das jazidas de areia natural
- As zonas 3 (dreno) e 4 (transição) serão constituídas de material rochoso das escavações obrigatórias e britado
- As zonas 5 (enrocamento fino), 6 (rip-rap) e 7 (enrocamento) serão constituídas de rocha detonada obtida das escavações obrigatórias, diretamente ou de estoques intermediários ou ainda diretamente de pedreiras

Quadro 9.3.2.1

Estimativa dos Volume dos Aterros da Barragem, Diques e Ensecadeiras (m³)

LOCAL	ZONAS	Barragem Esquerda			Leito do Rio Est. 28 + 15,0 à 65 + 0,0	Margem Direita Est. 0 + 10,0 à 28 + 15,0	TOTAL
		Estaca 65+0,0 à 90 +0,0	Estaca 90 à 101 + 10,0	Total			
Barragem	1	81 400	15 500	96 900	1 342 930	16 000	1 455 830
	2	6 300	1 150	7 450	50 200	250	57 900
	3	750	100	850	13 700	100	14 650
	4	2 850	650	3 500	8 100	20	11 620
	5	2 100	600	2 700	12 940	600	16 240
	6	6 600	1 900	8 500	20 020	-	28 520
	7	400	-	400	33 560	1 200	35 160
	1A	1 400	850	2 250	49 900	650	52 800
	8	950	450	1 400	1 400	1 200	4 000
TOTAL		102 750	21 200	123 950	1 532 750	20 020	1 676 720
Diques	1A					4 050	4 050
Ensecadeiras	1B		1ª Etapa	25 100	2ª Etapa	17 700	42 800

- A zona 8 será construída por cascalhos de jazidas
- As zonas 1A e 1B serão construídas com material das escavações obrigatórias

9 3 2 2 - Escavações na Linha de Projeto

No quadro 9 3 2 2 apresentamos a estimativa dos volumes de escavação comum e em rocha necessárias à implantação das estruturas do barramento

Sobre os dados apresentados ressaltamos

- O planejamento de construção foi direcionado no sentido do máximo aproveitamento direto dos materiais escavados, minimizando as necessidades de estocagem intermediária
- O material comum escavado será utilizado diretamente na barragem, nas ensecadeiras, nos diques ou lançado em bota-fora
- O solo coluvionar e/ou residual escavado na barragem esquerda será utilizado na construção da barragem esquerda (Estacas 90 a 101+10,0)
- O solo aluvionar escavado no leito do rio será utilizado na construção das ensecadeiras
- O solo coluvionar e/ou residual escavado nas ombreiras da barragem do leito do rio e dos canais de restituição serão utilizados nas ensecadeiras, diques e enchimento (zonas 1A e 1B)
- Os solos escavados na margem direita, acima da cota 95 (Formação Barreiras) serão usados na barragem direita e na barragem do leito do rio entre as cotas 97 e 100
- A rocha escavada na fundação da estrutura de desvio será aplicada diretamente na central de britagem e na barragem
- A escavação em rocha no vertedouro e no canal de restituição será programada em função das necessidades do uso de rocha e em função da liberação de áreas para concreto, objetivando a minimização das necessidades de estocagem do material

9 3 2 3 - Volumes de Concreto

O volume total de concreto, referente ao vertedouro e a galeria/d Descarregador é da ordem de 4 400 m³ Para efeito de balanceamento de materiais será considerado um volume de concreto de 5 000 m³

9 3 3 - *Destino dos Materiais Referentes à Escavação Comum na Linha do Projeto*

No quadro 9.3 3 apresentado a seguir está um resumo dos destinos dos materiais escavados Os volumes indicados referem-se aos volumes medidos no corte da escavação Para transformação dos volumes dos aterros deverão ser considerados os índices constantes do item 9 3 2

Sobre os dados apresentados ressalta-se

Quadro 9.3.2.2

Estimativa dos Volumes de Escavação na Linha de Projeto

Estrutura	Local	Escavação Comum	Escavação em Rocha		
			Normal	Cuidadosa	TOTAL
Barragem	Margem Esquerda	28 000	-	-	-
	Leito do Rio	218 800	-	-	-
	Margem Direita	2 500	-	-	-
	Vertedouro de Emergência	16 150	-	-	-
	Total	265.450	-	-	-
Estrutura de Desvio e Descarregador de Fundo	Canal de Entrada	1 500	-	-	-
	Galeria e Bacia	1 300	-	4 530	4 530
	Canal de Restituição	11 350	-	-	-
	Total	14.150	-	4.530	4.530
Vertedouro	Canal de Aproximação	73 100	-	-	-
	Vertedouro	17 100	-	2 310	2 310
	Canal de Restituição	35 500	30 220	19 360	49 580
	Total	125.700	30.220	21.670	51.890
Total Geral		405.300	30.220	26.200	56.420
Reescavação de Ensecadeiras		7 000	-	-	-

Quadro 9.3.3

Local de Escavação	Volume de Escavação (m ³)	Destino dos Materiais (m ³)								Botafora
		Barragem Esquerda		Bar. Direita e Diques		Bar. Leito do Rio		Ensecadeiras		
		Zona 1	Zona 1A	Zona 1	Zona 1A	Zona 1	Zona 1A	1ª Etapa	2ª Etapa	
Vertedouro de Emergência(MD)	16 150	-	-	10 000	5 220	-	-	-	-	930
Canal de Aproximação do Vert	73 100	-	-	10 000	-	56 250	-	-	-	6 850
Vertedouro	17 100	-	-	-	-	16 250	-	-	-	850
Canal de Saída do Vertedouro	35 500	-	-	-	-	-	4 440	-	5 260	25 800
Descarregador de Fundo	1 300	-	-	-	-	-	-	1 000	-	300
Canais do Desc de Fundo	12 850	-	-	-	-	-	-	-	5 260	7 590
Barragem Esquerda	28 000	19 375	2 500	-	-	-	-	-	-	6 125
Barragem Direita	2 500	-	-	-	-	-	-	-	-	2 500
Bar do Leito do Rio+Reesc Ensec	225 800	-	-	-	-	-	51 000	25 420	8 110	141 270
TOTAL	412 300	19 375	2 500	20 000	5 220	72 500	55 440	26 420	18 630	192 215
Volume Medido no Aterro (m³)	-	15 500	2 250	16 000	4 700	58 000	49 900	25 100	17 700	-

a) Com o material escavado do vertedouro de emergência serão construídos

- Os diques e a zona de enchimento da barragem direita (volume de aterro 4 700 m³)
- Parte da zona 1 da barragem direita (volume de aterro 8 000 m³)

b) O material escavado do canal de aproximação do vertedouro será utilizado na

- barragem do leito do rio (1ª Etapa), no trecho montante (zona 1), abaixo da cota 72,0 (volume de aterro 25 000 m³)
- barragem do leito do rio (zona 1), acima da cota 97,0 (volume de aterro 20 000 m³)
- barragem direita (zona 1) (volume de aterro 8 000 m³)

c) A escavação comum do vertedouro e região dos muros será utilizada na

- barragem do leito do rio (1ª Etapa), no trecho montante (zona 1), abaixo da cota 72,0 (volume de aterro 13 000 m³)

d) A escavação comum no canal de saída do vertedouro fornecerá material para

- execução da zona 1A na barragem do leito do rio (1ª Etapa) (volume de aterro 4 000 m³)
- execução da ensecadeira de 2ª Etapa (volume de aterro 5 000 m³)

e) A escavação comum do descarregador de fundo será utilizada na ensecadeira de 1ª etapa (volume de aterro 950 m³)

f) O material escavado nos canais do descarregador de fundo serão utilizados na construção da ensecadeira de 2ª Etapa (volume de aterro 5 000 m³)

g) Com o material escavado na barragem do leito do rio serão executados

- zona 1A na barragem do leito do rio (volume de aterro 8 000 m³)
- ensecadeiras de 1ª Etapa (volume de aterro 26 150 m³)
- ensecadeiras de 2ª Etapa (volume de aterro 11 000 m³)

h) Dependendo das condições encontradas no campo durante a escavação, parte do material aluvionar escavado na várzea do leito do rio e previsto para lançamento em bota-fora, poderá ser utilizado na zona 1 da barragem, no trecho a jusante do filtro ou junto ao talude de montante

i) O solo coluvionar e/ou residual escavado na fundação da barragem esquerda será utilizado na

- zona 1 da barragem esquerda, entre as estacas 95 e 101+10,0 (volume de aterro 15 500 m³)
- zona 1A da barragem esquerda (volume de aterro 2 250 m³)

9.3.4 - Material Pétreo

9.3.4.1 - Necessidades

A partir dos volumes previstos nas várias zonas da barragem, constante do quadro 9.3.2.1 e os índices estabelecidos no item 9.3.1, chega-se ao quadro 9.3.4.1, onde são mostradas as necessidades de materiais pétreos

Quadro 9.3.4.1

Local de Aplicação	Volume do Aterro ou do Concreto	Volume Medido na Cava de Escavação
Zona 3 - Dreno	14 650	11 270
Zona 4 - Transição	11 620	8 940
Zona 5 - Enrocamento fino	16 240	12 000
Zona 6 - Rip-Rap	28 520	21 125
Zona 7 - Enrocamento	35 160	26 045
Concreto	5 000	3 270
	Total	82 650

Do volume (medido na cava) total necessário, 56 420 m³ serão supridos pelas escavações obrigatórias e 26 230 m³ serão extraídos em pedra

Durante a execução da obra será analisada a possibilidade de substituir o material rochoso do enrocamento fino de proteção (zona 5) por cascalho grosso, material existente em abundância na região. Caso isto seja possível, a necessidade de exploração em pedra ficaria da ordem de 14 000 m³.

9 3 4 2 - Destino dos Materiais Rochosos Escavados (volumes medidos no corte)

a) Escavações Obrigatórias - volume 56 420 m³

- Central de Britagem - 23 420 m³

Este volume é o suficiente para atender as necessidades de material britado para os concretos e para a barragem (drenos e transições)

- Zona 6 - Rip-rap - 12 000 m³

aplicação direta - 9 000 m³
colocação em estoque - 3 000 m³

- Zona 5 - Enrocamento fino - 6 000 m³

aplicação direta - 4 000 m³
colocação em estoque - 2 000 m³

- Zona 7 - Enrocamento - 15 000 m³

b) Escavação em Pedreira

- Zona 5 - Enrocamento fino 6 030 m³

- Zona 6 - Rip-rap 9 125 m³

- Zona 7 - Enrocamento 11 045 m³

Obs Os volumes mencionados referem-se aos medidos na cava de escavação

9.3 5 - Exploração de Jazida de Areia

9 3 5 1 - Necessidades

No quadro 9 3 5 1 mostrado a seguir apresentamos as necessidades de exploração de jazida de areia natural

Quadro 9.3.5.1

Local de Aplicação	Volume na Estrutura (m³)	Volume a ser Extraído na Jazida (m³)
Zona 2 - Filtro da barragem	57 900	68 100
Concreto	5 000	5 000
	Total	73 100

9 3 5 2 - Destino

A necessidade e conveniência da execução de estoques intermediários de areia natural será definida pela Contratada, uma vez que os custos desta estocagem não será objeto de pagamento por parte da SRH

9.3 6 - Exploração de Áreas de Empréstimo

9 3 6 1 - Considerações Gerais

A partir dos dados apresentados no quadro 9 3 2 1, referentes aos volumes estimados para a zona 1 da barragem e os dados relativos ao aproveitamento dos materiais escavados e apresentados no quadro 9 3 3 , foi possível quantificar os volumes de zona 1, os quais serão executados com materiais a serem retirados de áreas de empréstimo Estes volumes de aterro compactado são apresentados a seguir

Local	Volume no Aterro (m³)
Barragem Esquerda	81 400
Barragem do Leito do Rio	1 284 930
Total	1 366 330

9 3 6 2 - Volumes Disponíveis nas Áreas de Empréstimo

A área de empréstimo da margem direita (EMP-01), possui um volume disponível (medido no corte) e explorável economicamente da ordem de 1 500 000 m³, numa distância de transporte média para a barragem do leito do rio, da ordem de 1 300 m

Na área de empréstimo (EMP-04) da margem esquerda o volume disponível é da ordem de 1 250 000 m³, com uma distância média de transporte da ordem de 2 000 m para a barragem do leito do rio e 1 500 m para a barragem esquerda

9 3 6 3 - Utilização dos Materiais

Em princípio foi prevista exploração das duas áreas de empréstimo mencionadas e conforme detalhado a seguir

• Área de Empréstimo da Margem Esquerda

- Barragem esquerda - volume de aterro de 81 400 m³

- Barragem do leito do rio, abaixo da cota 80,0 e entre estacas 48 e 61 (2ª etapa de construção - volume do aterro de 400 000 m³)

- Volume total do aterro = 481 400 m³

• Área de Empréstimo da Margem Direita

- Barragem do leito do rio, abaixo da cota 80,0 e entre estacas 48 e 35 -
volume aterro 314 930 m³

- Barragem do leito do rio, acima da cota 80,0 - volume do aterro 570 000 m³

- Volume de aterro a ser construído = 884 930 m³

Considerando que para executar 1,0 m³ de aterro compactado será necessário escavar 1,25 m³ no empréstimo, obteu-se os volumes a serem escavados nas duas áreas de empréstimo

- Área de Empréstimo da Margem Esquerda - 600 000 m³

- Área de Empréstimo da Margem Direita - 1 100 000 m³

9.4 - Listagem e Dimensionamento das Quantidades Mínimas dos Equipamentos de Construção

9.4.1 - Considerações Gerais

As definições dos tipos e quantidades dos equipamentos levou em conta os seguintes aspectos

- Os tipos e quantidades dos equipamentos de construção estão compatibilizados com o cronograma de construção
- Os equipamentos foram identificados pelo tipo e marca para maior facilidade. Qualquer equipamento poderá ser substituído por outro de marca diferente mas com características semelhantes

A listagem e quantidades aqui apresentadas tem um caráter meramente orientativo, uma vez que cada Proponente deverá definir na sua proposta o planejamento de construção, no qual deverá conter a definição dos tipos e quantidades de equipamentos que deverão ser mobilizados

9.4.2 - Listagem e Quantidades dos Equipamentos

- Central de britagem portátil Faço (80 m ³ /h)	1 unidade
- Central dosadora CIBI (30 m ³ /h)	1 unidade
- Caminhão betoneira CIBI - capac 5 m ³	2 unidades
- Central de armação - capac 200 t/mês	1 unidade
- Central de carpintaria completa	1 unidade
- Guindaste sobre pneus PH 650TC	1 unidade
- Bomba PARTEK-610	1 unidade
- Trator de esteira D-8	5 unidades
- Trator de esteira D-6	1 unidade
- Trator de esteira D-4	1 unidade
- Trator agrícola CBT com grade	2 unidades
- Carregadeira CAT-966	4 unidades
- Carregadeira CAT-930	1 unidade
- Retroescavadeira FIAT - FE10S	1 unidade
- Motoniveladora CAT-120B	2 unidades
- Rolo compactador DYNAPAC-CA-25-PD	2 unidades
- Rolo compactador DYNAPAC-CA-15	1 unidade
- Caminhão basculante SCANIA (18 t)	18 unidades
- Caminhão MB-1113 com Munc	1 unidade
- Caminhão pipa MB - (8 000 litros)	2 unidades
- Caminhão MB-1113 com carroceria	1 unidade
- Caminhão basculante MB-1414 (5 m ³)	2 unidades
- Perfuratriz A COPCO-ROC-601	2 unidades
- Marteleto A COPCO RH 658	4 unidades
- Caminhão Brooks com caçamba (2 m ³)	2 unidades
- Compressor portátil XA-350 (750 rpm)	3 unidades

10 - DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

A seguir apresentamos uma listagem dos documentos referentes ao projeto da barragem de Aracoíaba

RELATÓRIOS EMITIDOS

- RHAR-970415-PI - Programa de Investigações e Ensaio Geotécnicos
- RHAR-970422-RE - Relatório de Atividades Iniciais
- RHAR-970520-RE - Estudo de Alternativas para Seleção do Eixo da Barragem
- RHAR-970610-RE - Relatório dos Estudos Básicos - Estudos Hidrometeorológicos
- RHAR-970930-RE - Relatório dos Estudos Básicos - Estudos Geológico-Geotécnicos
- RHAR-971210-RE - Relatório de Concepção
 - Volume I - Texto
 - Volume II - Desenhos
 - Volume III - Memórias de Cálculo
- RHAR-980109-PI - Programa Complementar de Investigações de Campo e Ensaio Geotécnicos
- RHAR-980203-RE - Relatório dos Estudos Básicos - Estudos Topográficos

Para os desenhos executados na fase de projeto executivo ver relação a seguir, Vol IV.