

GOVERNO DO ESTADO



CEARÁ
AVANÇANDO NAS MUDANÇAS

GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ
SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICOS - SRH

AÇUDE ARREBITA MUNICÍPIO DE FORQUILHA

VOLUME II RELATÓRIO FINAL

MECIL

FORTALEZA- CE
1991



RELATÓRIO FINAL

AÇUDE ARRIBITA

VOLUME II

Lote: 01247 - Prep (X) Scat () Index ()

Projeto Nº 135/02

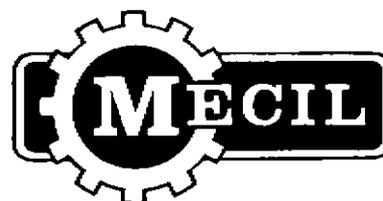
Volume 1

Qtd. A4 _____ Qtd. A3 _____

Qtd. A2 _____ Qtd. A1 _____

Qtd. A0 _____ Outros _____

0115/02





MEMÓRIA DESCRITIVA E JUSTIFICATIVA DO PROJETO DO AÇUDE
ARRIBITA

I N D I C E

1.0	- Apresentação.....	01
2.0	- Características Técnicas das Obras.....	03
3.0	- Dados Básicos do Projeto.....	06
3.1	- Topografia.....	07
3.2	- Hidrologia.....	07
3.3	- Estudos Geológicos e Geotécnicos.....	07
3.3.1	- Geologia Regional.....	07
3.3.2	- Estudos Geotécnicos.....	08
3.3.3	- Geotecnia.....	09
4.0	- Materiais Construtivos.....	10
4.1	- Materiais Sílico-argilosos.....	11
4.1.2	- Materiais Granulares.....	12
4.1.3	- Estudo de Pedreira	12
5.0	- Projeto.....	13
6.0	- Descrição das Obras.....	16
6.1	- Barragem.....	17
6.2	- Tomada d'água.....	34
6.3	- Sangradouro.....	34
7.0	- Quadro de Quantitativos e Custos.....	36
8.0	- Especificações Técnicas para a Construção das Obras.....	42
9.0	- Memória de Cálculo.....	64

000003



01 - APRESENTAÇÃO

01

000004





Este relatório descreve o Projeto Básico da Barragem ARRIBITA a ser construída sobre o riacho Sabonete, pertencente ao Sistema Hidrográfico do Rio Acaraú, no município de Forquilha, Estado do Ceará.

O boqueirão fica situado aos 40°14' de latitude Oeste e 3°52' de longitude Sul, distando, aproximadamente 6 km da sede do município, cidade de Forquilha.

O acesso à obra, é feito, a partir de Fortaleza, pela BR-222, num trecho de, aproximadamente, 220 km, atingindo-se a cidade de Forquilha, que dista 6 km do local da barragem, por uma estrada carroçável, em bom estado de conservação.

Os estudos básicos realizados para a execução do Projeto da Barragem Arribita se concentraram nas seguintes atividades:

- Estudos Topográficos
- Estudos Hidroclimáticos
- Estudos Geológicos
- Estudos Geotécnicos

Estes relatórios encontram-se detalhados no Volume I - Estudos Básicos que compõe este Projeto.

O açude terá como finalidade principal, a acumulação d'água para o abastecimento humano e animal, piscicultura, além de permitir a irrigação de áreas situadas a jusante do lago. Mencionável, também, o aproveitamento das vazantes, em torno do lago, aspecto de fundamental importância na fixação da população circunjascente ao açude.

O presente trabalho corresponde ao Volume II do Projeto Executivo da Barragem Arribita, que se constitui de três (03) volumes:

Volume I.....Estudos Básicos

Volume II.....Memória Descritiva e Justificativa do Projeto e Memória de Cálculos

Volume III....Plantas



**2 - CARACTERISTICAS TECNICAS
DAS OBRAS**



FICHA TÉCNICA

1.0 - Características Gerais

- 1.1 - Nome da barragem: ARRIBITA
- 1.2 - Município: FORQUILHA
- 1.3 - Estado : CEARÁ
- 1.4 - Rio barrado : RIACHO SABONETE
- 1.5 - Sistema : ACARAÚ ³
- 1.6 - Capacidade : 19.600.600 m
- 1.7 - Precipitação média anual : 760 mm ²
- 1.8 - Área da bacia hidrográfica : 80 km
- 1.9 - Área da bacia hidráulica : 413,00 ha

2.0 - Características da Barragem Principal

- 2.1 - Tipo : terra homogênea
- 2.2 - Extensão pelo coroamento : 394,00 m
- 2.3 - Largura do coroamento : 6,00 m
- 2.4 - Altura máxima acima da fundação : 17,40 m
- 2.5 - Cota do coroamento : 115,00
- 2.6 - Taludes:
 - a)- montante: cota 215,00: 2,5:1 (H,V)
variando, a cada 10 m, até
terreno natural:3,5:1 (H,V)
 - b)- jusante: cota 215,00: 2:1 (H,V), até
encontrar o rock-fill;
- 2.7 - Volume do maciço: 154.000 m ³
- 2.8 - Volume da fundação: 14.000 m ³
- 2.10 - Área dos taludes da barragem: 23.000 m ²

3.00 - Tomada d'água

- 3.1 - Localização: Estaca 10 + 0,00
- 3.2 - Tipo: Galeria em tubulação de aço
- 3.3 - Diâmetro: 300 mm
- 3.4 - Comprimento: 65,00 m ³
- 3.5 - Descarga regularizada: 0,16 m /s
- 3.6 - Cota da galeria: 102,00 ³
- 3.7 - Volume de concreto ciclópico: 200 m ³
- 3.8 - Volume de concreto estrutural : 84 m

000007



4.0 - Características do Sangradouro

- 4.1 - Tipo: Corte com Canal de Restituição
- 4.2 - Largura: 70,00 m
- 4.3 - Revanche: 3,00 m
- 4.4 - Lâmina máxima de sangria: 1,50 m
- 4.5 - Cota da soleira do vertedouro: 112,00 m
- 4.6 - Descarga máxima (TR = 100 anos): 183,70 m³/s
- 4.7 - Volume de corte: 1.600m³
- 4.8 - Volume de concreto: 17,50 m³
- 4.9.- Cota da Soleira: 112,00

5.0 - Barragens Auxiliares

Barragem Auxiliar I - Ombreira Direita

- 5.1.-Tipo : Terra homogênea
- 5.2.-Extensão pelo coroamento: 170,00m
- 5.3.-Largura do coroamento: 6,00m
- 5.4.-Altura máxima acima das fundações: 8,00m
- 5.5.-Cota do coroamento: 215,00
- 5.6.-Taludes:
 - a) Montante: 2:1 (H,V)
 - b) Jusante: 2:1 (H,V)

Barragem Auxiliar II - Ombreira Esquerda

- 5.7.-Extensão pelo coroamento: 351,00 m
- 5.8.-Altura máxima: 6,00 m
- 5.9.-Largura do coroamento: 6,00m

000008





3.0 - DADOS BÁSICOS DO PROJETO



3.0 - Dados Básicos do Projeto

3.1 - Topografia

Os estudos topográficos disponíveis constam de um levantamento plani-altimétrico da bacia hidráulica na escala 1 : 5.000 , com curvas de nível a cada metro , realizados pelo DNOCS, em 1932.

Estes estudos foram devidamente analisados e utilizados para atender as necessidades do projeto básico, uma vez verificado em campo que sua precisão atendia às necessidades do Projeto Básico.

3.2 - Hidrologia

3.2.1 - Sinópse climática:

O tipo de clima dominante na região é o semi-árido, ocorrendo baixos índices de precipitação anual e elevados valores de evaporação e evapotranspiração. Possui temperaturas elevadas e de amplitudes reduzidas, sendo a média anual igual a 27°C.

3.2.2 - Estudo de Cheias

A vazão de cheia de projeto e a máxima secular, foi calculada através do Método Empírico do Engº Francisco de Aguiar, e é apresentada no item B.0.

A fórmula utilizada fornece a descarga em função do tipo de bacia, da sua área e de sua linha de de fundo.

3.3 - Estudos Geológicos e Geotécnicos

3.3.1 - Geologia Regional

A barragem Arribita se situará na região Norte do Estado do Ceará, fazendo parte integrante do Complexo Nordestino. Este Complexo se constitui de um conjunto litológico, correspondente ao Pré-Cambriano, sendo sua litologia formada por um conjunto de rochas que, por



3.0 - Dados Básicos do Projeto

3.1 - Topografia

Os estudos topográficos disponíveis constam de um levantamento plani-altimétrico da bacia hidráulica na escala 1 : 5.000 , com curvas de nível a cada metro , realizados pelo DNOCS, em 1932.

Estes estudos foram devidamente analisados e utilizados para atender as necessidades do projeto básico, uma vez verificado em campo que sua precisão atendia às necessidades do Projeto Básico.

3.2 - Hidrologia

3.2.1 - Sinópse climática:

O tipo de clima dominante na região é o semi-árido, ocorrendo baixos índices de precipitação anual e elevados valores de evaporação e evapotranspiração. Possui temperaturas elevadas e de amplitudes reduzidas, sendo a média anual igual a 27°C.

3.2.2 - Estudo de Cheias

A vazão de cheia de projeto e a máxima secular, foi calculada através do Método Empírico do Eng.º Francisco de Aguiar, e é apresentada no ítem B.O.

A fórmula utilizada fornece a descarga em função do tipo de bacia, da sua área e de sua linha de de fundo.

3.3 - Estudos Geológicos e Geotécnicos

3.3.1 - Geologia Regional

A barragem Arribita se situará na região Norte do Estado do Ceará, fazendo parte integrante do Complexo Nordestino. Este Complexo se constitui de um conjunto litológico, correspondente ao Pré-Cambriano, sendo sua litologia formada por um conjunto de rochas que, por

000011

sua complexidade, assume as mais diversas denominações, segundo vários estudiosos da Região.

A impossibilidade de uma separação ou individualização das unidades cronoestratigráficas que compõem o Complexo Nordestino, talvez tenha sido a causa da origem de sua denominação.

O Complexo Nordestino tem sido exaustivamente estudado, desde Crandall (1910), que subdividiu a região em duas grandes unidades estratigráficas, segundo critérios litológicos; Small (1913/14), Oliveira e Leonardos (1943), Kegel & alli (1953), até os mais recentes estudos levados a cabo pelo Projeto Radambrasil (1981).

O Complexo Nordestino se constitui uma unidade geológica formada por rochas de cristalinidade e xistosidade mais ou menos avançada, constituída de maneira bem variada, sobressaindo-se como elemento predominante, um paragnaisse, com presença de ortognaisses. Existem ainda, os micaxistos, filitos e quartzitos/gnaisses. Estão presentes, também, filões de calcários que cortam toda a estrutura filítica.

Na região da barragem Arribita, o Complexo Nordestino é caracterizado pelo interzoneamento de duas Unidades geológicas:

Unidade Cariré-Sobral: - PS -

Nesta Unidade, predominam os quartzitos puros e muscovitos, em parte feldspáticos, associados a rochas metacalcissilicáticas, aparecendo, ainda, granada-biotita-cianita-xistos e gnaisses metacalcários.

Unidade Sem Denominação PI(B)

Esta denominação talvez se deva à complexidade geológica observada no Complexo Nordestino. Nela predominam os migmatitos, gnaisses diversos, com corpos metacalcários, anfíbolitos e quartzitos.

3.3.2 - Geologia Local

Na área da barragem ocorre uma tectônica similar à que se apresenta em toda a bacia hidrográfica, notadamente na bacia hidráulica, em que se sobressai a presença de duas grandes falhas que, em parte, formam esta última: as Falhas de Forquilha e Humberto Monte.

A geomorfologia local, empresta ao local do boqueirão, aspecto ondulado a altiplano, com vales

encaixados, notadamente nas proximidades do rio Sabonete. O posicionamento assumido pelo gnaisse está contido no Pré-Cambriano Inferior, segundo Crandall. A configuração geomorfológica da região deu origem a um sistema fluvial bem encaixado, sem elevações notáveis, decorrendo deste fato a necessidade de barramentos auxiliares, para a acumulação desejada na barragem, objeto que foi dos estudos realizados.

No local a ser barrado, próximo ao rio, a feição estrutural está relacionada com a repetição do anticlinais e sinclinais observada em toda a região. Os gnaisses raramente se exibem, por força do intemperismo acentuado, o que gerou uma camada de solo residual, mais ou menos espessa.

Ainda que não se apresente com intensidade, o gnaisse no local do barramento se mostra com predominância de biotita associada ao feldspato, testemunhada ao longo da calha do rio, pelas suas margens.

O intemperismo provocado por fenômenos físico-químico-biológicos, deu origem a solos de procedência residual, variando de jovens a maduros, advindo daí, pouca dificuldade na identificação de jazidas que foram devidamente analisadas quando dos estudos geotécnicos.

3.3.3 - Estudos Geotécnicos

A programação dos estudos geotécnicos previu uma série de prospecções com sonda rotativa, a seguir especificadas:

Nas ombreiras do boqueirão a ser barrado, seis sondagens rotativas, com diâmetro BX, sendo duas com o mínimo de 15m de profundidade e duas estabelecidas para 10 m e mais duas com 5m de profundidade, respectivamente. Uma sondagem no leito do riacho, com uma profundidade de 15m.

No sangradouro, foram executadas tres sondagens, com uma profundidade de cerca de 5m.

Foram executados 4 poços de coleta de material para exame dos horizontes, na ombreira esquerda.

Na ombreira direita, foram executados seis poços.

Jazidas: Foram locadas jazidas suficientes para a construção do maciço sílico-argiloso da barragem, Procedimento igual foi dado à identificação de empréstimos para a exploração de areia e de rocha para os filtros e enrocamentos projetados. Todas as jazidas estão locadas em plantas, amarradas ao levantamento topográfico da bacia hidráulica.

Amostras: As amostras coletadas foram levadas ao laboratório, fornecendo os elementos carecterísticos indispensáveis ao desenvolvimento do projeto básico da barragem.



4.0 - MATERIAIS CONSTRUTIVOS

10

000014



4.0 - Materiais Construtivos

O estudo de materiais teve início com um reconhecimento de toda a área em volta do barramento, de modo a localizar possíveis ocorrências de materiais, examinando a qualidade e estimando os valores de materiais disponíveis.

4.1 - Materiais sílico-argilosos

Foi identificada e estudada uma jazida de material sílico-argiloso, além de um areal ao longo do leito do riacho.

Os materiais terrosos são abundantes em toda a área e localizados nas proximidades da barragem.

Para detalhamento dessas jazidas, foi realizada uma malha quadrática de furos a pá e picareta (poços de inspeção), distantes 100 m, que permitiu a cubação do material terroso existente na jazida e possível de ser utilizado no maciço da barragem, bem como a coleta de amostra para realização de ensaios laboratoriais.

4.1.1 - Dados Gerais da Jazida JT - 1

Área total estudada.....	360.000 m ²
Número de furos realizados.....	25
Profundidade média dos furos.....	1,20 m 3
Volume total do material.....	432.000m
Camada média de expurgo.....	0,1 m
Espessura média útil.....	1,10 m 3
Volume do material utilizável....	396.000 m
Distância em linha reta ao eixo..	0,4 Km

Nos Desenhos G/6 e G/7, são mostrados os esquemas das sondagens realizadas nesta jazida.

O areal JA.1 estudado detalhamento através de uma malha de sondagens e trato, realizadas ao longo do depósito, conforme mostra o desenho G.6/7.

As sondagens realizadas permitiram a cubação dos volumes de materiais disponíveis e a coleta de amostra para a realização de análises granulométricas.

Este areal encontra-se no próprio leito do rio Sabonete, a montante do eixo barrável (Desenho G.5/7).



4.1.2 - Dados Gerais do Areal JA.1

Comprimento do trecho.....	320 m
Largura média do trecho.....	30 m
Número de sondagens realizadas.....	7
Espessura média da camada.....	1,9 m 3
Volume de material explorável.....	18.240 m
Distância do areal ao eixo.....	0,5 Km

No trecho do rio onde será implantada a barragem encontram-se pequenos e até maiores depósitos isolados de material de boa qualidade , que sem dúvida poderão ser aproveitados na construção da barragem.

4.1.3 - _ Estudo de Pedreira

Não foi realizado nenhum estudo de pedreiras, pois na região já existem atividades de pedreiras que podem atender às necessidades da obra.



5.0 - PROJETO



5.0 - Projeto

5.1 - Generalidades

Após a análise das diversas alternativas, a solução escolhida para o barramento do riacho Sabonete em Forquilha, resultou no projeto das seguintes obras:

- Barragem principal de terra compactada, homogênea, com altura máxima de 17,40m, com filtro vertical, tapete drenante horizontal e enrocamento de pé;

- Sangradouro, situado na ombreira direita, composto de corte em rocha com cordão de fixação e um canal de restituição escavado parcialmente em rocha;

- Tomada d'água em galeria, composta de um tubo de 300 mm de diâmetro, assente sobre estrutura de concreto ciclópico e revestido de concreto estrutural crivo montante, dois registros

5.2 - Desenhos:

O projeto executivo elaborado consta de nove pranchas de desenhos contendo:

- N.1/09 - Bacia Hidráulica - escal 1:2000
- N.2/09 - Bacia Hidráulica - escala 1:2000
- N.3/09 - Bacia Hidráulica - escala 1:2000
- N.4/09 - Perfil longitudinal do boqueirão, Barragem Principal e Auxiliares
- N.5/09 - Tomada d'água
- N.6/09 - Seções transversais da barragem
- N.7/09 - Seção máxima
Seções transversais das barragens auxiliares



- N.8/09 - Sangradouro; Seções longitudinais; Detalhes e Perfil
- N.9/09 - Sistema de drenagem; Lay-out
- N.5/07 - Seção Máxima - Detalhes
Seções Transversais da Barragem Principal
Seções Transversais da Barragem Auxiliar
Detalhes
- N.6/07 - Drenagem Superficial
- N.7/07 - Tomada d'água - Detalhes
Sangradouro - Detalhes
Muros Guia - Detalhes



6.0 - DESCRIÇÃO DAS OBRAS



6.0 - Descrição das Obras

6.1 - Barragem

A barragem do açude Arribita consta de um maciço de terra compactada, homogênea, com seção trapezoidal, constituída de material sílico-argiloso proveniente dos empréstimos estudados; assente sobre fundação estável, em sua maior parte, sendo escavada à montante um "cut-off" em alteração de rocha seguindo as seguintes instruções:

N.A	PROFUNDIDADE (p)	LARGURA DA BASE
$\leq 3,00$ m	1,00 m	$d = ha - p \geq$
$3 \leq N.A < 5,00$		4,00
$> 5,00$		

OBS: ha = altura d'água na seção

A cava de fundação deverá receber um tratamento através de injeção de cimento e em seguida deverá ser preenchida pelo mesmo material sílico-argiloso compactado, utilizado no maciço.

Definidas a cota de sangria (112,00), lâmina máxima (1,50 m) e o "felch" do reservatório, igual a 1 km, foi possível estabelecer a revanche requerida para a obra, que atingiu o valor de 3,00 m. Com estes elementos, a cota do coroamento da barragem resultou igual a 115,00, ficando a barragem com altura máxima de 18,40 m.

Para a largura do coroamento, utilizando-se a fórmula de Preece, calculou-se o valor de 6,00 m.

Os taludes da barragem foram fixados com base no tipo de solo a ser usado na construção do maciço e nos resultados obtidos através do cálculo de estabilidade do que resultou fatores de segurança aceitáveis.



6.1.1.-Análise de estabilidade:

O método utilizado para a análise de estabilidade da seção máxima da barragem é o desenvolvimento por BISHOP, que consiste em supor o deslizamento se dando no talude, segundo uma superfície cilíndrica, a qual no estudo bidimensional apresenta-se como um círculo.

6.1.1.1-Ensaaios

As amostras foram retiradas das jazidas 01 de material terroso ST.1 e submetidas a ensaios normais de caracterização, constando de determinação dos limites de consistência (LL e LP), granulometria por peneiramento e sedimentação, permeabilidade e densidade real.

Do areal JA.1, foram retiradas amostras e submetidas ao ensaio de granulometria por peneiramento.

6.1.1.2-Resultados dos ensaios de laboratório

Pesos específicos e Teores de umidade:

a)Material Argiloso

Peso específico aparente seco : $\gamma_d = 1,67 \cdot 10^3$ tf/m³

Peso específico real dos grãos: $\gamma_g = 2,57 \cdot 10^3$ tf/m³

Teor ótimo de umidade : $w_{ot} = 20,13,50\%$

Peso específico da água : $\gamma_w = 1,00$ tf/m³

Índice de vazios:
$$e = \frac{\gamma_g}{\gamma_d} - 1 = \frac{2,57 \cdot 10^3}{1,90} - 1 = 0,534$$



Peso específico aparente total de compactação (γ):

$$\gamma = \gamma_d (1 + W_{ot}) = 1,67 (1 + 0,2050) = 2,02 \text{ tf/m}^3$$

Umidade de saturação (W_{max}) :

$$W_{max} = \frac{100 \times e \times \gamma_w}{\gamma_g} = \frac{100 \times 0,534 \times 1,00}{2,57} = 20,78\%$$

Peso específico aparente total saturado (γ_{sat}):

$$\gamma_{sat} = \gamma_d (1 + W_{max}) = 1,67 (1 + 0,2078) = 2,02 \text{ tf/m}^3$$

b) Areia :

Não foram realizados ensaios de densidade para a areia , sendo adotados os seguintes valores:

Peso específico aparente total :
-de compactação : $\gamma = 1,90 \text{ tf/m}^3$

Teor de umidade :

-de compactação : $W_{ot} = \text{zero}$



c)Enrocamento

Peso específico aparente total :

-de compactação : $\gamma = 2,65 \text{ tf/m}^3$

Teor de umidade:

-de compactação : $W_{ot} = \text{zero}$

d)Fundação em solo (areia média a grossa com pedregulhos)

Foram adotados os mesmos valores obtidos para a areia.

6.1.1.4.Parâmetros de resistência ao cisalhamento

a)Material Argiloso

Não foram realizados ensaios de compactação , portanto não se dispõe de parâmetros de resistência ao cisalhamento .

Assim foram adotados os seguintes parâmetros , baseados na classificação unificada dos solos do U.S.B.R , para solos do tipo CL.

-coesão de atrito: $c = 0,50 \text{ Kg/cm}^2$

-ângulo de atrito: $\phi = 28^\circ$

b)Areia

-coesão : $c = \text{zero}$

-ângulo de atrito: $\phi = 35^\circ$

c) Enrocamento

- coesão : $c = \text{zero}$
- ângulo de atrito : $\phi = 40^\circ$

d) Fundação em solo

- coesão : $c = \text{zero}$
- ângulo de atrito : $\phi = 30^\circ$

6.1.1.5. Tipo de análise efetuada

Pela geometria da barragem apresentada ,
verifica-se que as condições críticas de estabilidade são
as de:

- Esvaziamento rápido do reservatório , para o talude
de montante , e ,
- Final de construção do maciço , para o talude de
jusante.

Para simular a pior situação para os dois
casos foram admitidas as seguintes hipóteses:



- Esvaziamento rápido:

a) Saturação total das zonas de montante , estabelecendo-se o regime permanente de percolação com linha freática na cota do nível d'água do reservatório.

b) Rebaixamento instantâneo e total do nível d'água do reservatório.

c) Na ausência de rede de fluxo para a estimativa da pressão neutra , foi adotado o valor de \bar{B} igual a 20% , ou seja, o acréscimo de pressão vertical causado pela eliminação do empuxo hidrostático é representado pelo aumento da percentagem de pressão neutra com relação a pressão total.

d) A análise é realizada em termos de pressões totais atuantes com estimativa de pressões neutras.

- Final de construção

a) Foi utilizado o peso específico do solo compactado na umidade ótima , nas zonas de jusante do maciço.

b) Os parâmetros de resistência ao cisalhamento adotados foram os relativos a pressão total.

c) O valor de \bar{B} para o solo compactado do tipo silte - argiloso varia entre 10 a 20 % , com \bar{B} médio igual a 15 % , valor este utilizado.



6.1.1.6.-Resultado das Analise de Estabilidade

Os fatores de segurança mínimos para barragens acima de 15 metros de altura , segundo Ramich e Chickanagappa - "Handbook of Soil Mechanics and Foundation Engireering " - são os seguintes:

Para esvaziamento rápido de todo o reservatório:1,2

Para final de construção : 1,4

Os resultados apresentados no Anexo I representa mas situações mais críticas e os coeficientes calculados são satisfatórios , tendo em vista as condições bastante severas admitidas no cálculo.

Os fatores de segurança encontrados são os seguintes :

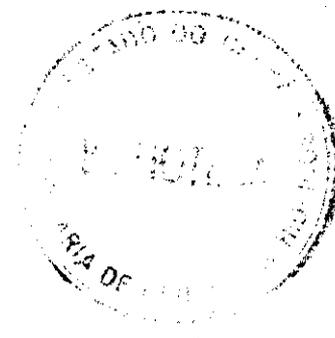
Para o esvaziamento rápido: FS = 1,50

Para o final de construção: FS = 1,59

6.1.3.-Proteção dos Taludes

Para proteção do talude de montante foi dimensionada uma camada de 0,80 m de "bica corrida" através do método do Tennessee Valley Authority (TVA).

O talude de jusante será protegido por uma plantação de salsa e drenado por um sistema de calhas em concreto armado, tipo "escama de peixe".



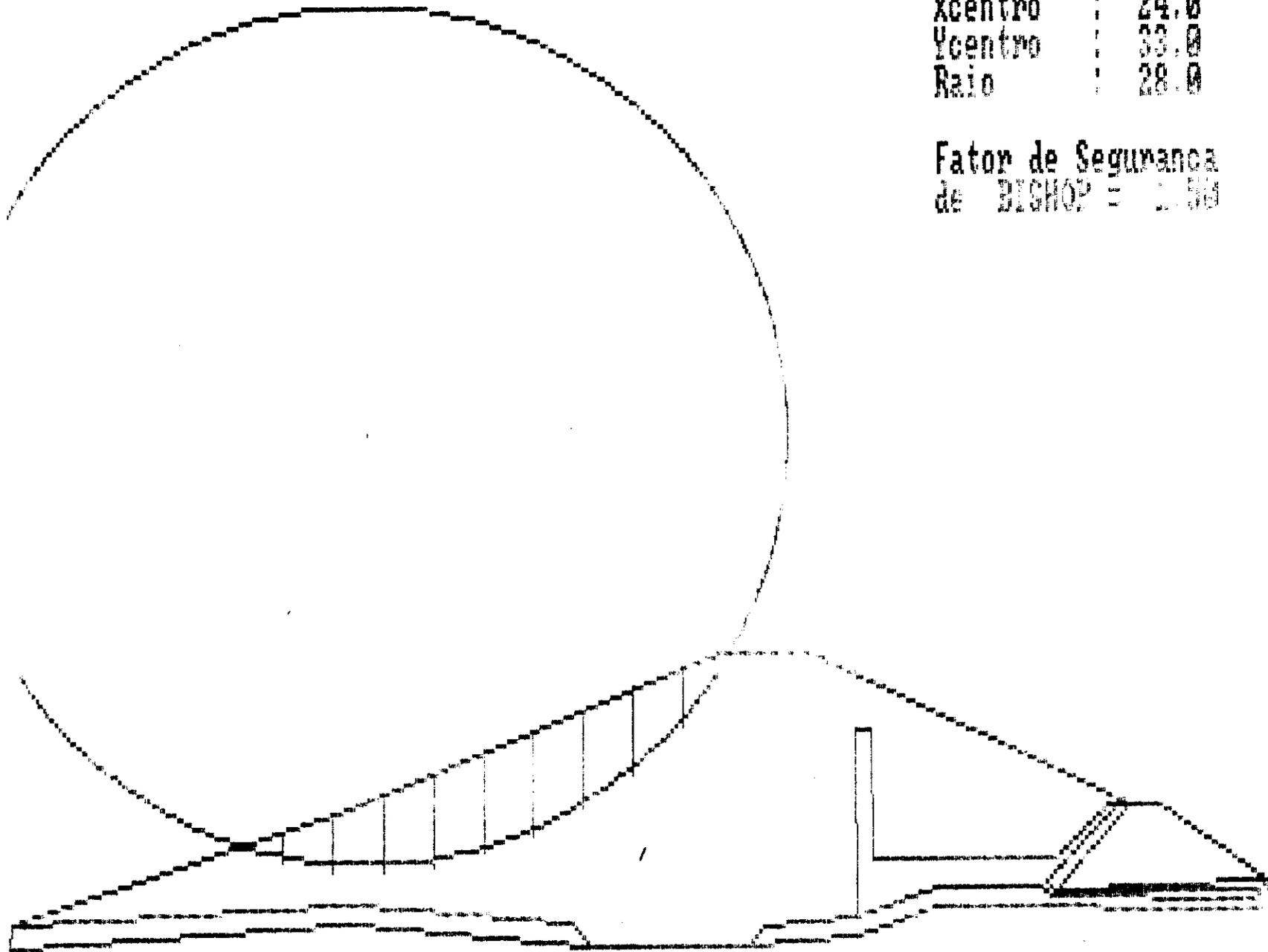
ANALISE DE ESTABILIDADE:- ARRIBITA - Esvaziamento Rapido
 RETAS QUE DEFINEM A SECAO DA BARRAGEM



X1	Y1	X2	Y2	DENSIDADE	COESAO	FI
0.00	0.00	0.10	1.70	1.900	0.000	35.000
0.10	1.70	22.80	9.00	2.020	0.500	28.000
22.80	9.00	47.40	19.00	2.020	0.500	28.000
47.40	19.00	53.40	19.00	2.020	0.500	28.000
74.40	8.90	76.40	8.90	2.650	0.000	40.000
76.40	8.90	83.50	3.90	2.650	0.000	40.000
83.50	3.90	83.60	2.30	1.900	0.000	35.000
83.50	3.90	83.10	3.40	1.900	0.000	35.000
83.10	3.40	82.60	2.90	1.900	0.000	35.000
83.50	3.90	69.50	3.50	2.650	0.000	40.000
74.40	8.90	69.50	3.50	2.650	0.000	40.000
73.70	8.90	74.40	8.90	2.650	0.000	40.000
73.70	8.90	68.80	4.00	2.650	0.000	40.000
68.80	4.00	69.50	3.50	1.900	0.000	30.000
69.50	3.50	83.10	3.40	1.900	0.000	30.000
83.10	3.40	82.60	2.90	1.900	0.000	35.000
82.60	2.90	69.20	3.00	1.900	0.000	35.000
68.40	3.70	69.20	3.00	1.900	0.000	35.000
73.00	8.90	73.70	8.90	1.900	0.000	30.000
73.00	8.90	69.50	5.50	1.900	0.000	30.000
83.50	2.30	61.80	2.50	2.650	0.000	40.000
68.40	3.70	61.80	3.70	1.900	0.000	35.000
61.80	3.70	56.40	1.80	1.900	0.000	35.000
56.40	1.80	50.30	1.20	1.900	0.000	35.000
50.30	1.20	49.20	0.60	1.900	0.000	35.000
56.40	0.70	49.20	0.60	1.900	0.000	35.000
56.30	14.00	57.30	14.00	1.900	0.000	30.000
56.30	14.00	56.40	1.80	2.020	0.500	28.000
57.30	14.00	57.40	5.50	1.900	0.000	30.000
57.40	5.50	69.50	5.50	1.900	0.000	30.000
49.20	0.60	39.60	0.60	2.650	0.000	40.000
39.60	0.60	37.70	1.40	1.900	0.000	35.000
39.00	0.60	22.80	1.50	2.650	0.000	40.000
37.70	1.40	22.80	2.70	1.900	0.000	35.000
22.80	2.70	0.10	1.70	1.900	0.000	35.000
22.80	1.50	0.00	0.60	2.650	0.000	40.000
53.40	19.00	74.40	8.90	2.020	0.500	28.000
61.80	2.50	56.40	3.70	2.650	0.000	40.000

Xcentro : 24.0
Ycentro : 33.0
Raio : 28.0

Fator de Seguranca
de BISHOP = 1.56



25

000029



ANALISE DE ESTABILIDADE:- ARRIBITA - FINAL DE CONSTRUCAO
 RETAS QUE DEFINEM A SECAO DA BARRAGEM



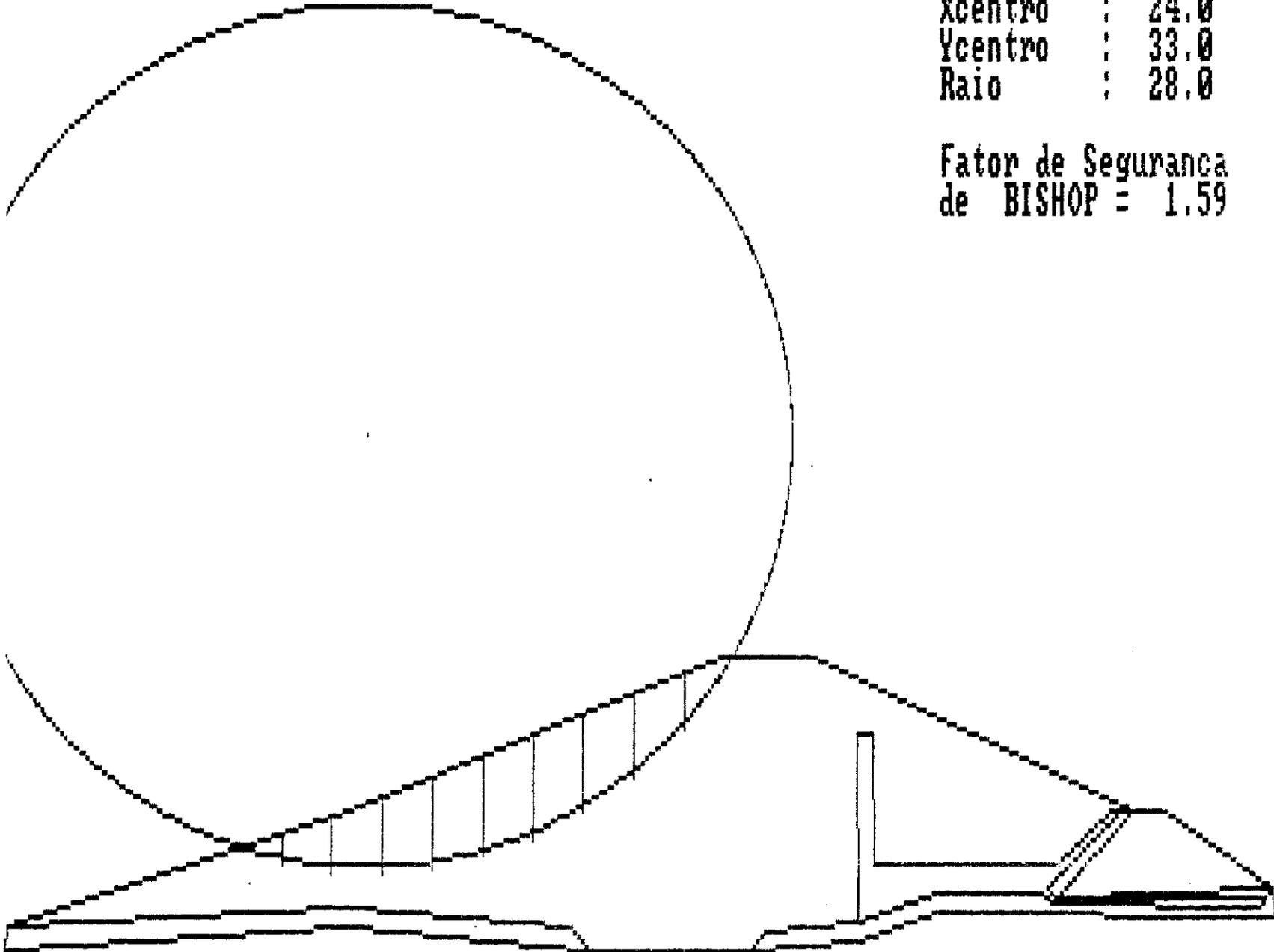
X1	Y1	X2	Y2	DENSIDADE	COESAO	FI
0.00	0.00	0.10	1.70	1.900	0.000	35.000
0.10	1.70	22.80	9.00	2.010	0.500	28.000
22.80	9.00	47.40	19.00	2.010	0.500	28.000
47.40	19.00	53.40	19.00	2.010	0.500	28.000
74.40	8.90	76.40	8.90	2.650	0.000	40.000
76.40	8.90	83.50	3.90	2.650	0.000	40.000
83.50	3.90	83.60	2.30	1.910	0.000	35.000
83.50	3.90	83.10	3.40	1.900	0.000	35.000
83.10	3.40	82.60	2.90	1.900	0.000	35.000
83.50	3.90	69.50	3.50	2.650	0.000	40.000
74.40	8.90	69.50	3.50	2.650	0.000	40.000
73.70	8.90	74.40	8.90	2.650	0.000	40.000
73.70	8.90	68.80	4.00	2.650	0.000	40.000
68.80	4.00	69.50	3.50	1.900	0.000	30.000
69.50	3.50	83.10	3.40	1.900	0.000	30.000
83.10	3.40	82.60	2.90	1.900	0.000	35.000
82.60	2.90	69.20	3.00	1.900	0.000	35.000
68.40	3.70	69.20	3.00	1.900	0.000	35.000
73.00	8.90	73.70	8.90	1.900	0.000	30.000
73.00	8.90	69.50	5.50	1.900	0.000	30.000
83.50	2.30	61.80	2.50	2.650	0.000	40.000
68.40	3.70	61.80	3.70	1.900	0.000	35.000
61.80	3.70	56.40	1.80	1.900	0.000	35.000
56.40	1.80	50.30	1.20	1.900	0.000	35.000
50.30	1.20	49.20	0.00	1.900	0.000	35.000
56.40	0.70	49.20	0.00	1.900	0.000	35.000
56.30	14.00	57.30	14.00	1.900	0.000	30.000
56.30	14.00	56.40	1.80	2.010	0.500	28.000
57.30	14.00	57.40	5.50	1.900	0.000	30.000
57.40	5.50	69.50	5.50	1.900	0.000	30.000
49.20	0.00	39.00	0.00	2.650	0.000	40.000
39.00	0.00	37.70	1.40	1.900	0.000	35.000
39.00	0.00	22.80	1.60	2.650	0.000	40.000
37.70	1.40	22.80	2.70	1.900	0.000	35.000
22.80	2.70	0.10	1.70	1.900	0.000	35.000
22.80	1.60	0.00	0.00	2.650	0.000	40.000
53.40	19.00	74.40	8.90	2.010	0.500	28.000
61.80	2.50	56.40	0.70	2.650	0.000	40.000

Xcentro : 24.0
Ycentro : 33.0
Raio : 28.0

Fator de Seguranca
de BISHOP = 1.59

28

000032



ANALISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES



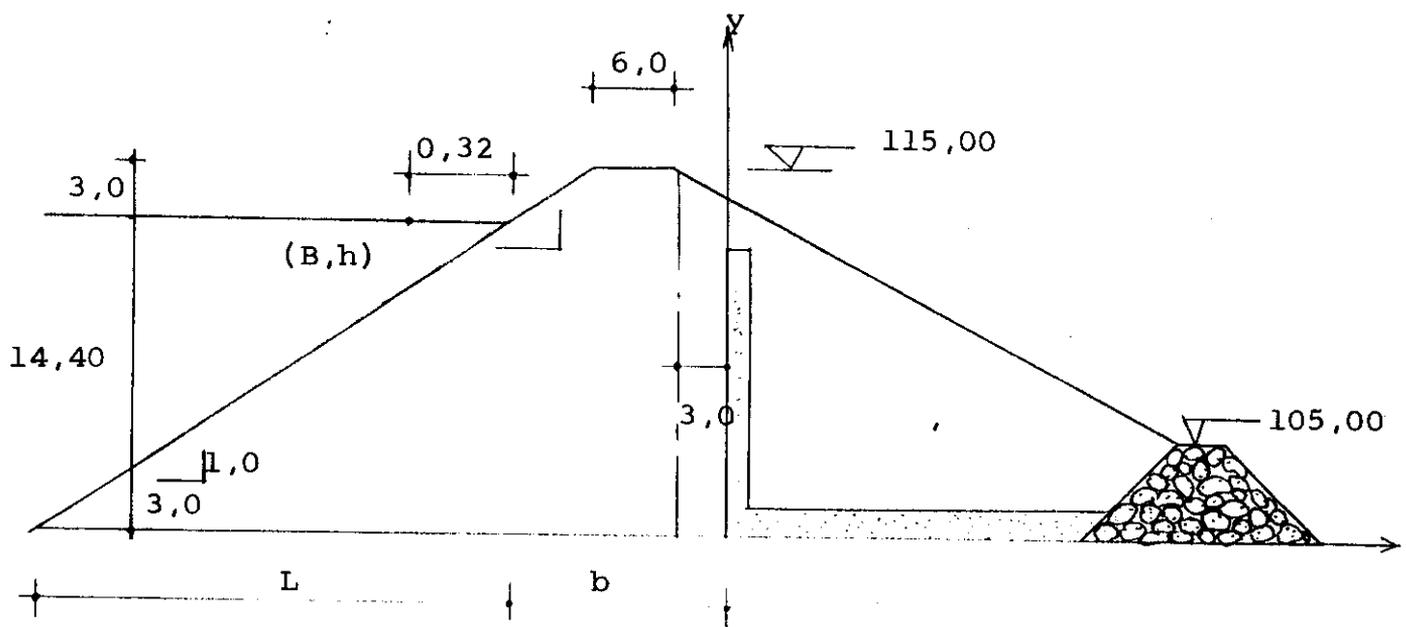
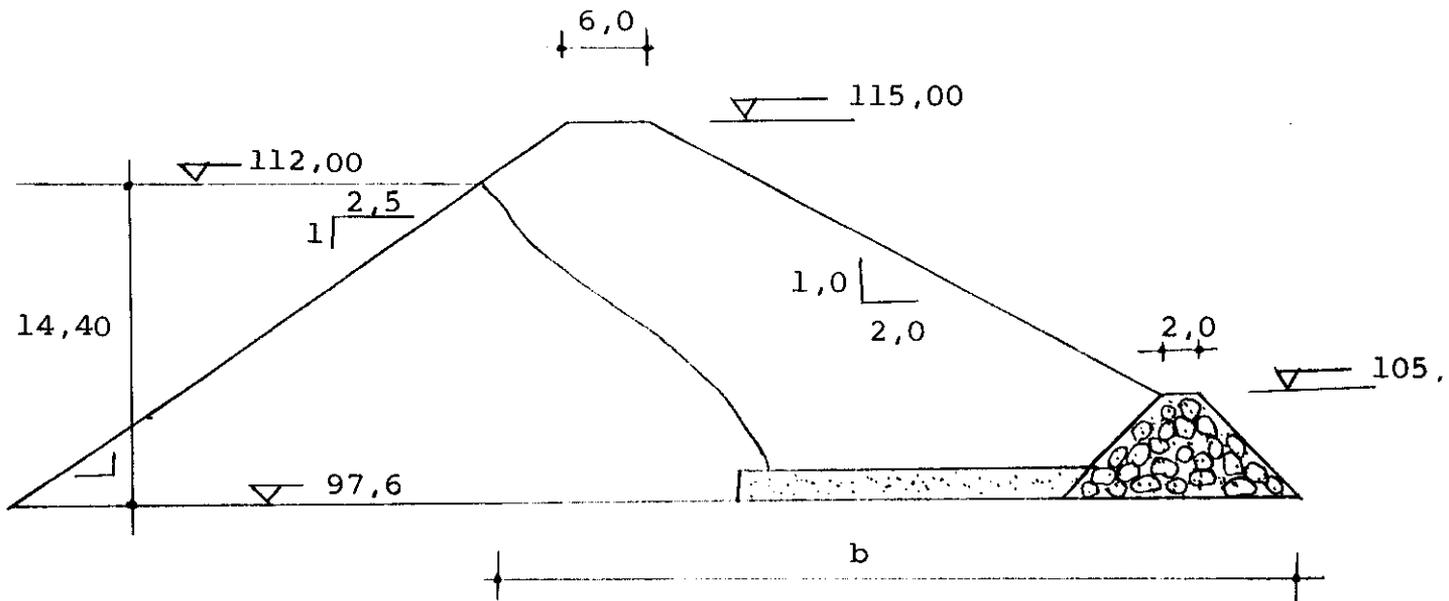
PROJETO:ARRIBITA - TALUDE DE MONTANTE - FINAL DE CONSTRUCAO

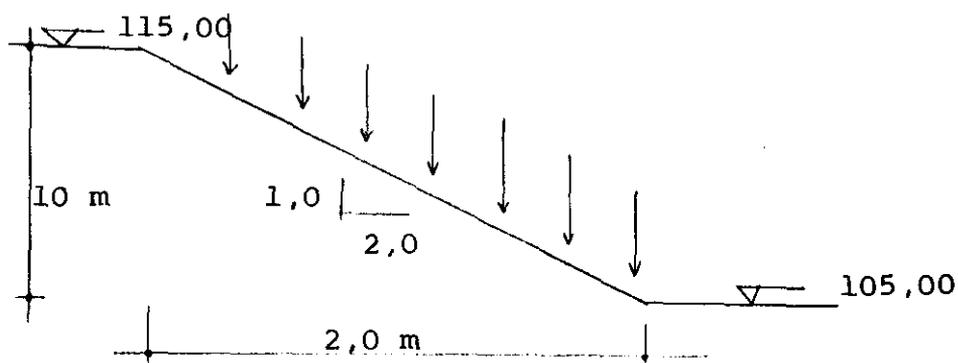
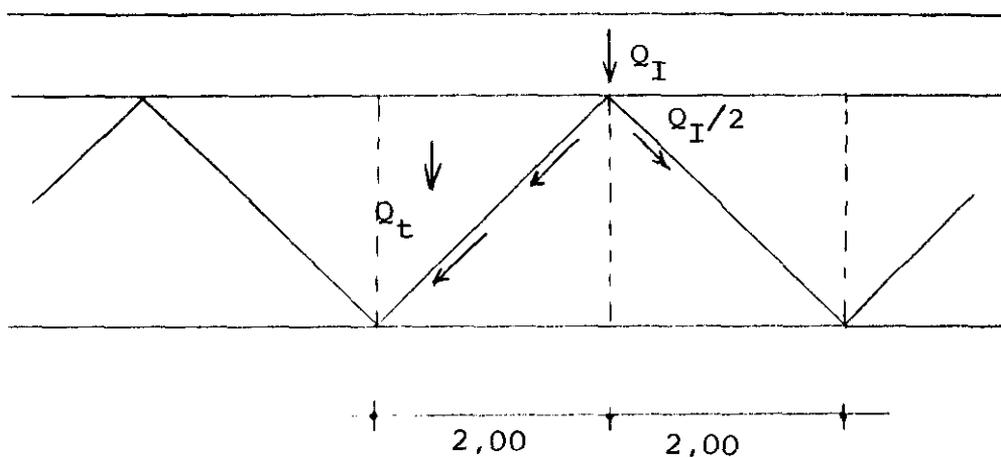
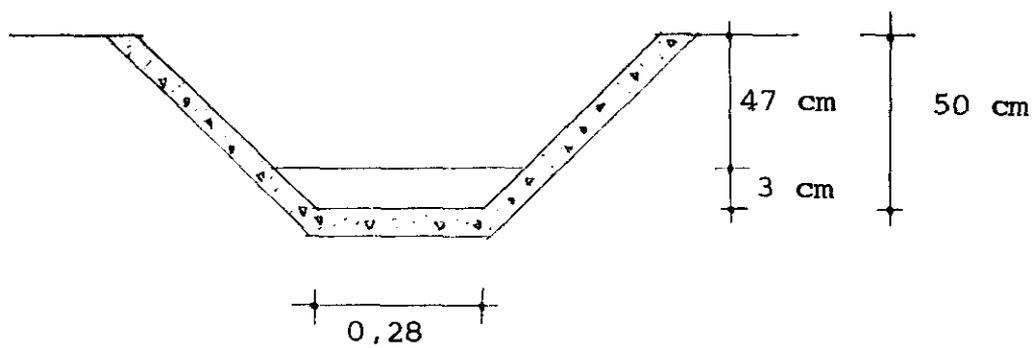
Pressao Neutra: 15% do Peso da fatia
Numero de Fatias: 10 Raio: 28.0m

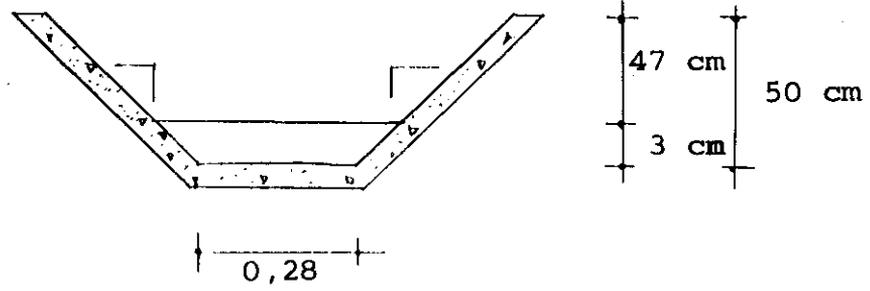
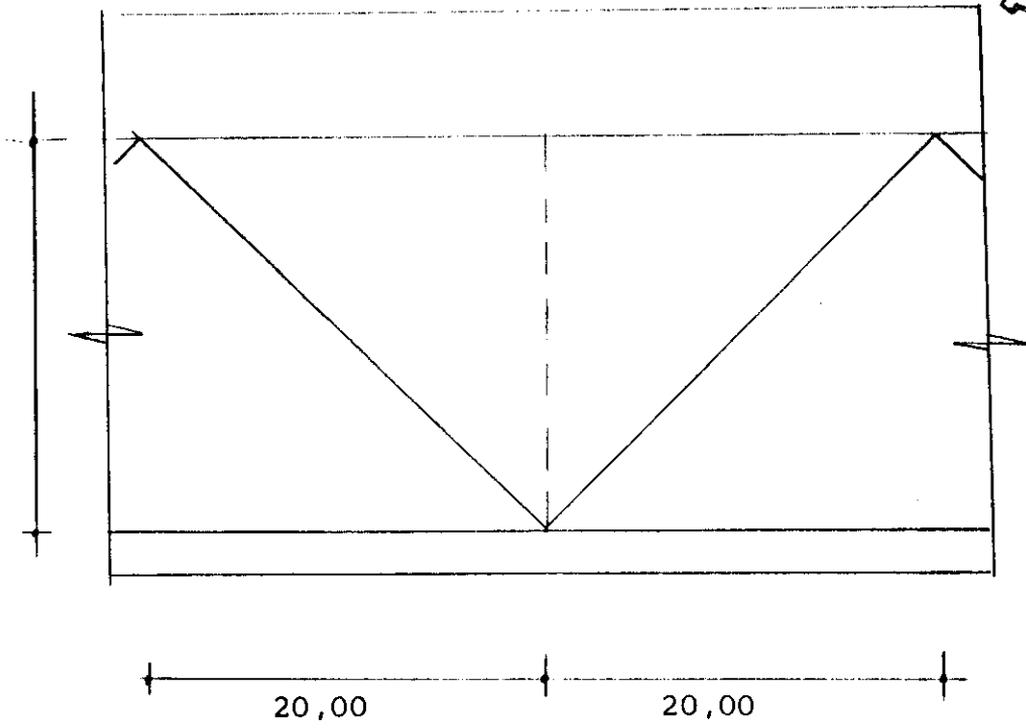
QUADRO RESUMO COM OS FATORES DE SEGURANCA DE BISHOP

	A	b	c	i	s	s	a	s (m)
Ordenadas(m)	22			23			24	
31	1.67			1.67			1.68	
32	1.63			1.63			1.63	
33	1.60			1.59			1.59	

Fator de Seguranca Minimo = 1.59







1



6.1.4.-Proteção do Coroamento

O coroamento da barragem deverá ser revestido por uma camada de 0,40 m de espessura de cascalho ou material GC, com menos de 30% de argila, apresentando declividade de 1% do eixo para montante e jusante, com a finalidade de facilitar o escoamento das águas de chuva. O coroamento possuirá em toda sua extensão, meio - fio de concreto simples, traço 1:3:6.

6.1.5.-Sistema de Drenagem Interna:

Para o controle de percolação através do maciço, foi previsto um sistema de drenagem interna, constituído por um enrocamento de pedras jogadas "rock-fill" situado na extremidade do talude de jusante, ligado ao filtro vertical, por meio de um tapete drenante.

O dreno de pé é formado por um prisma de pedras jogadas, atingindo a cota 105,00, com taludes de 1:1 e banquetas de 2,00 m de largura, cuja finalidade é baixar a linha freática, aumentar a estabilidade de jusante e facilitar a drenagem das águas freáticas e pluviais. Entre o dreno de pé e o maciço compactado, foi prevista uma zona de transição, composto de duas camadas de 0,50 m de espessura cada, sendo uma de brita com granulometria variada (tamanhos de 1 a 3) e a outra de areia, que obedece aos critérios de Sherard, para dimensionamento de filtros.

O tapete drenante, constituído de areia, que liga o filtro vertical ao dreno de pé, terá espessura mínima de 1,00 m. Situa-se entre as estacas 02 a 08 e atingindo a cota máxima de 105,00, a mesma do "rock-fill".

O filtro vertical terá seu topo fixado na cota 110,10 e uma espessura de 1,00 m. A face de montante do filtro ficará a 6,00 m do eixo da barragem, sendo seu posicionamento escolhido em função de garantir a coleta das águas de percolação, com o reservatório cheio, mesmo podendo ocorrer fissuras hidráulicas, próximas ao coroamento da barragem.

6.2 - Tomada d'água

Foi projetada uma tomada d'água direta, localizada na estaca 10 + 11,00m, fazendo um ângulo de 90° com o eixo da barragem. A tomada d'água será composta de uma tubulação de aço ASTM 36 com chapas de espessura de 3/8", diâmetro de 300 mm e 60,00 m de comprimento total.

A cota do eixo da tubulação será igual a 102,00, ao longo de toda extensão. Esta tomada será controlada do lado de jusante através de dois registros de gaveta para regulagem da vazão necessária ao atendimento das demandas.

O tubo de descarga será envolvido por concreto simples, com $f_{ck} = 15$ MPa e 0,30 m de espessura. Estará assente sobre embasamento de concreto ciclópico com $f_{ck} = 10$ MPa e 12% de pedras-de-mão.

6.3 - Sangradouro

O sangradouro foi projetado para dar vazão a uma descarga de 183,70 m³ / s. A lâmina máxima de sangria prevista foi de 1,50m, em uma largura de 70,00 m.

O sangradouro se constituirá de um canal de aproximação escavado na cota 112,00, um vertedouro com um cordão de fixação que desaguará em um canal escavado em ganisse alterado, que restituirá as águas de sangria ao leito do rio, na cota 112,00, segundo uma soleira fixa.

O vertedouro possuirá um cordão de fixação e restituirá as águas ao rio Sabonete, a jusante da barragem auxiliar, mediante um canal escavado na rocha.

6.4.-Barragens Auxiliares

As barragens auxiliares foram projetadas nas ombreiras direita e esquerda, tendo, a exemplo da barragem principal, sua cota de coroamento em 115,00.

Apresentam a mesma largura do coroamento da Barragem Principal, 8,00m, e, têm como altura máxima 5,20m com taludes de montante e jusante de 2:1 (H:V).

O coroamento das barragens auxiliares



será protegido por uma camada de 0,40m de cascalho , a declividade de 1% para montante e jusante , e o meio - fio em concreto.

As barragens auxiliares terão seu talude de montante protegido por um rip-rap em bica - corrida com 0,80m de espessura e o de jusante , por plantação de salsa e o sistema de drenagem superficial "escama de peixe".



7.0 - QUADRO DE QUANTITATIVOS E
ORÇAMENTO

ITEM	SERVICO	UNID.	QUANTIDADE	P.UNT.	P.TOTAL
1	IMPLANTACAO DA OBRA				
1.1	Mobilizacao	%	3		14386806
1.2	Instalacao	vb	-		20000000
1.3	Desmobilizacao	%	3		14386806
1.4	Divulgacao	%	1		4795602
2	TRABALHOS PREPARATORIOS				
2.1	Melhoria das estradas de acesso	km	8	30000	240000
2.2	Caminhos de servico	km	8	185825	1486600
2.3	Desmatamento, desboscamento e limpeza	ha	6	290000	1740000
2.4	Remocao de terra vegetal (0, 30 m) com botafora ate 0, 30 km	m3	15000	879	13185000
3	BARRAGEM				
3.1	Fundacao				
3.1.1	Bacovacao em material de 1a categoria com botafora ate 0, 30 km	m3	7000	778	5446000
3.1.2	Bacovacao em material de 2a categoria com botafora ate 0, 30 km	m3	6000	1204	7224000
3.1.3	Bacovacao em material de 3a categoria com botafora ate 0, 30 km	m3	1000	2945	2945000
3.1.4	Bacovacao em material de 1a categoria com botafora ate 0.30 km e rebaix do lencol freat.	m3	1000	1168	
3.2	Tratamento das Fundacoes				
3.2.1	Perfuracao por rotativa - diametro BX	m	1500	64350	96525000
3.2.2	Bonao de perda d'agua	ud	50	8250	412500
3.2.3	Fornecimento de cimento para injecao	saco	500	2900	1450000
3.2.4	Injecao de calda de cimento	saco	500	1078	539000

ITEM	SERVICO	UND.	QUANTIDADE	P.UNIT.	P.TOTAL
3.3	Narico				
3.3.1	Escavacao, carga, descarga e transporte de material silico-argiloso ate 0, 30km dos emprestimos	m3	142000	778	110476000
3.3.2	Bapalhamento, umedecimento e compactacao do item 3.3.1				
	3.3.1	m3	142000	206	29252000
3.3.3	Escavacao, carga, descarga e transporte de areia ate 0, 30 km dos emprestimos	m3	4000	778	3112000
3.3.4	Bapalhamento, umedecimento e adensamento do item 3.3.3	m3	4000	206	824000
3.3.5	Fornecimento e confercao de brita para as zonas de transicao da barragem, inclusive transporte ate 0, 30 km	m3	2000	8870	17740000
3.3.6	Retracao, carga, descarga e transporte ate 0, 30 km de material de 3a cat. para o item 3.3.7	m3	8000	2945	23560000
3.3.7	Recusao de enrocamento para o rock-fill	m3	8000	1577	12616000
3.3.8	Fornecimento e confercao de bica-corrida para protecao do talude de montante	m3	7000	380	2660000
3.3.9	Preparo e regularizacao de taludes	m2	23000	342	7866000
3.3.10	Plantacao de salsa no talude de juante	m2	10000	445	4450000
3.3.11	Revestimento de cascalhinho para o coroaemento	m3	1000	1750	1750000
3.3.12	Meio-fio no coroaemento em concreto simples no trac 1:3:6	m	1510	9651	14573010
3.3.13	Escavacao manual em terra compactada ou em canal de 1, 50 m de profundidade para implantacao das calhas de concreto e das ombreiras	m3	700	1680	1176000
3.3.14	Concreto armado com fck = 15MPa, para as calhas preparo e aplicacao	m3	80	120000	9600000
3.3.15	Calhas pluviais para as ombreiras	m	150	3178	476700

ITEM	SERVICO	UNID.	QUANTIDADE	P.UNIT.	P.TOTAL
3.3	Nacico				
3.3.1	Escavacao, carga, descarga e transporte de material silico-argiloso ate 0, 30km dos emprestimos	m3	142000	778	110476000
3.3.2	Repalhamento, umedecimento e compactacao do item 3.3.1				
	3.3.1	m3	142000	206	29252000
3.3.3	Escavacao, carga, descarga e transporte de areia ate 0, 30 km dos emprestimos	m3	4000	778	3112000
3.3.4	Repalhamento, umedecimento e adensamento do item 3.3.3	m3	4000	206	824000
3.3.5	Fornecimento e confercao de brita para as zonas de transicao da barragem, inclusive transporte ate 0, 30 km	m3	2000	8870	17740000
3.3.6	Extracao, carga, descarga e transporte ate 0, 30 km de material de Sa cat. para o item 3.3.7	m3	8000	2945	23560000
3.3.7	Execucao de enrocamento para o rock-fill	m3	8000	1577	12616000
3.3.8	Fornecimento e confercao de bica-corrida para protecao do talude de montante	m3	7000	380	2660000
3.3.9	Preparo e regularizacao de taludes	m2	23000	342	7866000
3.3.10	Plantacao de salsa no talude de jusante	m2	10000	445	4450000
3.3.11	Revestimento de cascalhinho para o corrimento	m3	1000	1750	1750000
3.3.12	Meio-fio no corrimento em concreto simples no traco 1:3:6	m	1510	9651	14573010
3.3.13	Escavacao manual em terra compactada ou em canal de 1, 50 m de profundidade para implantacao das calhas de concreto e das ombreiras	m3	700	1680	1176000
3.3.14	Concreto armado com fck = 15MPa, para as calhas preparo e aplicacao	m3	80	120000	9600000
3.3.15	Calhas pluviais para as ombreiras	m	150	3178	476700

ITRM	SERVICO	UND.	QUANTIDADE	P.UNIT.	P.TOTAL
3.4	Transporte Complementar				
3.4.1	De material silico-argiloso para o item 3.3.1 a uma distancia de 1, 00 km	m ³ xkm	142000	267	37914000
3.4.2	De areia para o item 3.3.3 a uma distancia de 0, 70 km	m ³ xkm	2800	267	747600
3.4.3	De material de 3a categoria para o item 3.3.6 a uma distancia de 3, 00 km	m ³ xkm	24000	380	9120000
4.0	TONADA D'AGUA				
4.1	Fundacao				
4.1.1	Recavacao em material de 1a categoria, com nota-fra ate 0, 30 km	m ³	1500	778	1167000
4.1.2	Recavacao em material de 2a categoria, com nota-fra ate 0, 30 km	m ³	600	1204	722400
4.1.3	Recavacao em material de 3a categoria, com nota-fra ate 0, 30 km	m ³	500	2945	1472500
4.2	Estrutura				
4.2.1	Concreto ciclogico com 12% de pedra de mao fck=10MPa, inclusive forma e escoramento	m ³	300	68111	20433300
4.2.2	Concreto estrutural armado, fck=15MPa, para a galeria, inclusive formas e escoramento (taxa de armadura = 50 kg/m ³)	m ³	300	90038	27011400
4.3	Equipamentos Hidroceramicos				
4.3.1	Tubo de aco ASTM 36, em chapa de espessura igual a 3/8" e 300 mm de diametro	m	100	60000	6000000
4.3.2	Crivo de 300 mm	ud	1	35000	35000
4.3.3	Registro de gaveta de 300 mm	ud	2	40000	80000
4.3.4	Junta de dilatacao tipo Pungenband - 0 - 22	m	30	11360	340800

ITEM	SERVICO	UND.	QUANTIDADE	P.UNIT.	P.TOTAL
5.0	SANGRADOURO				
5.1	Fundacao				
5.1.1	Escavacao em material de 1a categoria com bota-fra ate 0,30 km	m3	300	778	233400
5.1.2	Escavacao de material de 2a categoria com bota-fra ate 0,30 km	m3	500	1204	602000
5.1.3	Escavacao de material de 3a categoria com bota-fra ate 0,30 km	m3	800	2945	2356000
TOTAL GERAL					533129424

(Quinhentos e trinta e tres milhoes, cento e
vinte nove mil, quatrocentos e vinte e quatro
cruzeiros)

DATA : SETEMBRO -1991



8 - ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS



8.0 - ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS GERAIS PARA A EXECUÇÃO DAS OBRAS DO PROJETO DA BARRAGEM ARRIBITA

8.1 - GENERALIDADES

As obras a que se referem as presentes especificações compreendem as obras civis e mecânicas da Barragem Arribita.

As presentes especificações têm por objetivo o estabelecimento das condições técnicas básicas que deverão ser obedecidas durante a construção das obras, a fim de garantir o comportamento das mesmas de acordo com as hipóteses de projeto.

Tendo em vista as peculiaridades técnicas do projeto, se faz imperativo que o cumprimento destas especificações seja fiscalizado por uma equipe especializada e com experiência na construção de barragens de terra e enrocamento, e por um técnico da projetista por todo o período construtivo. Isto se faz necessário, uma vez que a introdução em tempo hábil, de otimizações de projeto e revisões nas especificações, para melhor atender a condicionamentos que irão se revelar de maneira mais precisa durante a execução da obra, será adotada somente após criteriosa revisão por técnicos inteirados das premissas de projeto, das análises de estabilidade, de deformações e das condições de percolação pela fundação e maciço, e, pela presença do Consultor Técnico da Projetista.

8.2 - ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS PARA CONSTRUÇÃO DAS OBRAS DE TERRA E ENROCAMENTO

8.2.1 - Objetivos

As presentes especificações têm por objetivo o estabelecimento das Condições Técnicas Básicas que, juntamente com os Desenhos de Projeto e Instruções Complementares de Campo da Projetista e da Fiscalização, deverão ser obedecidas durante a construção das Obras de Terra e Enrocamento.

8.2.2 - Limpeza geral da área

A limpeza consistirá na remoção de todo material de origem vegetal de dentro da área a ser designada pela Fiscalização. A limpeza incluirá, onde necessário, as operações de desmatamento, destocamento e remoção dos detritos de origem vegetal de forma que a superfície resultante se apresente completamente livre de qualquer detrito. Por desmatamento entende-se a derrubada, remoção e transporte de todas as árvores, arbustos,

000047



capoeiras e macegas existentes na área. O destocamento significa a remoção dos tocos e raízes existentes dentro da área designada pela Fiscalização.

O material removido na operação de limpeza deverá ser transportado para locais previamente indicados pela Fiscalização. As madeiras aproveitáveis, a critério da Fiscalização, deverão ser depositadas pela Executante em locais apropriados a serem também indicados pela Fiscalização, ficando as mesmas à disposição desta. O restante, após colocado nos locais indicados, será queimado ou enterrado. Em nenhuma hipótese será permitido o lançamento no rio de galhos, troncos, raízes ou detritos provenientes da operação de limpeza.

As áreas a serem limpas serão as correspondentes àquelas em que se realizarão as escavações programadas ou as que serão utilizadas como empréstimo, bota-fora ou destinadas à estocagem. Além disso, a Executante deverá limpar, às suas expensas, a região em que instalar seu canteiro de serviços. Os limites das áreas a serem limpas se estenderão pelo menos 10 (dez) metros além das linhas de demarcação das escavações, saias de aterros, pilhas de agregados ou bota-foras.

O acabamento das áreas sujeitas a operação de limpeza consistirá em regularização do terreno, de forma que este se mantenha estável e com drenagem adequada, para evitar a formação de bolsões onde possa haver acumulação de água.

8.2.3 - Escavações e preparo das fundações

Todas as escavações deverão ser levadas até as linhas, declividades e taludes mostrados nos Desenhos de Projeto ou indicados pela Fiscalização e acompanhadas por um técnico da Projetista.

As profundidades das escavações deverão obedecer aos resultados geotécnicos provenientes dos estudos realizados e indicados em Projeto, podendo ser alteradas durante a execução das mesmas, para atender às condições encontradas no campo.

8.2.3.1 - Fundações das ombreiras

As escavações deverão compreender a remoção dos solos húmidos, bem como os matacões soltos ou parcialmente enterrados, areias e siltes inconsolidados e

camadas de solos compressíveis. O material removido deverá ser depositado em bota-foras ou depósitos, como determinado pela Fiscalização.

Após a remoção dos materiais indesejáveis, será regularizado e compactado o terreno, nas regiões entre os blocos ou onde ocorrerem solos, antes de receber a primeira camada de material do maciço.

Na região da cava de fundação, deverá ser assegurada uma perfeita ligação entre a fundação e o maciço, sem planos preferenciais de percolação.

No trecho de contato do maciço com a rocha, a mesma deverá ser limpa de modo a se assegurar uma perfeita ligação fundação-maciço.

As reentrâncias e/ou as saliências da superfície da rocha de fundação deverão ser aparadas, ou então, o espaço sob as mesmas, preenchido com concreto ou argamassa de cimento, de modo que nenhuma superfície da fundação tenha uma declividade maior do que 0.75 horizontal para 1.00 vertical. Mediante aprovação da Contratante, os excessos poderão ser preenchidos com concreto dental. Se, num plano próximo da vertical forem encontradas falhas ou camadas de material decomposto ou de qualquer forma inaceitável como fundação, estas deverão ser escavadas a uma profundidade de, pelo menos, um (1) metro e reenchidas com concreto dental, ou como determinar a Fiscalização. Em nenhum caso essa escavação deverá se estender a uma profundidade superior ao dobro da largura da falha ou camada escavada.

8.2.3.2 - Fundação do leito do rio

As escavações da cava de fundação no leito do rio, obedecerão às profundidades indicadas nos desenhos do Projeto Executivo a ser desenvolvido.

Fora da cava de fundação, a escavação na região do depósito aluvionar arenoso do leito principal do rio, compreenderá apenas a remoção das areias que se encontram acima da cota do depósito normal do aluvião e dos bolsões de areia fofa com SPT ≤ 4 a 5, procurando assim, promover uma homogeneização da área de apoio da barragem, conforme os desenhos do projeto.

Nas áreas das margens do boqueirão a ser barrado e em regiões fora da cava de fundação onde ocorrem depósitos aluvionares siltosos, deverá ser feita apenas a regularização da superfície natural do terreno, em cotas variáveis, que deverão ser definidas pela Projetista e/ou



Fiscalização.

Nos casos citados, o terreno da fundação, após remoção dos materiais indesejáveis, será compactado antes de receber a primeira camada de material do aterro. A compactação far-se-á com o equipamento que melhor se adaptar a cada caso em particular e deverá ser liberado pela Fiscalização para início do lançamento. Na compactação dos terrenos de apoio, deverão ser consultadas as exigências contidas nestas Especificações para a execução do maciço compactado e filtros.

Todas as fundações deverão ser submetidas à Fiscalização para mapeamento e liberação antes do lançamento de qualquer camada de aterro ou transição.

8.2.3.3 - Desmoronamentos

A Executante deverá tomar todas as providências para evitar a ocorrência de desmoronamentos. Caso estes ocorram, a reparação dos danos e a retirada do material resultante serão feitas pela Executante e as suas expensas.

8.2.3.4 - Utilização e rejeição do material escavado

Todo o material aproveitável retirado das escavações programadas, deverá, sempre que possível, ser usado na construção da barragem. O material deverá ser separado por cargas de caminhão durante as operações de escavação, e será lançado nos locais definitivos sem estocagem intermediária, a menos que se faça necessário, com prévia autorização da Fiscalização. O material não aproveitável deverá ser depositado em bota-foras que serão formados em áreas aprovadas pela Fiscalização. Esses bota-foras deverão, uma vez completados, ser estáveis e apresentar taludes uniformes e regulares.

8.2.4 - Execução do maciço de terra

Antes de se iniciar a construção do maciço de terra da barragem, deverão estar concluídos todos os serviços relativos a escavação, preparo e tratamento das fundações em solo e rocha.

O maciço da barragem será construído de acordo com os desenhos de projeto, bem como com as presentes Especificações e Instruções complementares de campo a serem emitidas pela Projetista e Fiscalização.

000050



8.2.4.1 - Materials para o maciço

Na construção do maciço da barragem serão empregados materiais silico-argilosos encontrados nas jazidas previamente estudadas. Referidos materiais terão suas características geotécnicas confirmadas através de ensaios realizados por laboratório de campo.

8.2.4.1.1 - Solos silte-argilosos

Para a construção do maciço impermeável da barragem, está previsto a utilização do solo residual oriundo das jazidas estudadas.

É mostrado em desenho os locais determinados para a utilização de cada área de empréstimo, especificamente.

As características geotécnicas dos materiais destas áreas, suas localizações e seus volumes disponíveis, serão definidos pela equipe geotécnica de campo ao longo do desenvolvimento dos trabalhos.

Imediatamente antes da exploração destas áreas de empréstimos, deverão ser realizados estudos visando a caracterização e seleção dos materiais a serem lançados no maciço.

Somente será considerado liberado para a exploração e lançamento, os materiais que atenderem as seguintes características:

- umidade ótima $\geq 10\%$
- percentagem de grãos passando na peneira #200 $\geq 30\%$
- IP $\geq 7\%$

8.2.4.1.2 - Transição fina

Para a zona de transição fina de areia adensada, será utilizada areia existente no leito principal do rio.

8.2.4.1.3 - Transições

Para a construção das zonas de transições, está previsto o beneficiamento através da britagem da rocha.



8.2.4.1.4 - Enrocamentos

Nas zonas de enrocamento será utilizada rocha proveniente de exploração de pedreiras selecionadas e aprovadas pela Fiscalização. Toda a rocha utilizada deverá sofrer um processo de seleção para que se enquadre nas especificações de projeto.

8.2.5 - Construção do maciço

O processo de construção do maciço consistirá em depositar os materiais nos locais convenientes, segundo as suas características e indicações de projeto, lançá-los e espalhá-los com espessuras pré-determinadas, corrigir a umidade, quando necessário, e fazer a compactação obedecendo as especificações ou instruções de campo.

O maciço deverá apresentar características de resistência, deformabilidade e permeabilidade que permitam ao mesmo, a plenitude de suas funções. Estas características deverão ser obtidas através do controle da variação de umidade e grau de compactação.

8.2.5.1 - Lançamento e Espalhamento

O lançamento das camadas de solo serão sempre em camadas horizontais e dispostas em faixas paralelas ao eixo da barragem.

O trajeto do equipamento de transporte do material, quando passar numa zona de material impermeabilizante, deverá ser mudado frequentemente, a fim de evitar um excesso prejudicial de compactação.

Este trajeto deverá ser sempre paralelo ao eixo da barragem a fim de que, no caso de produzir uma estratificação nessa direção, seja menor o perigo de infiltração, gerando plano preferencial de percolação.

Deverá ser prevista a drenagem natural do maciço impermeável, a fim de evitar que as águas provenientes de chuvas elevem a umidade do material trabalhado, além dos limites prescritos.

Quando esta drenagem for insuficiente, os trabalhos serão interrompidos a fim de permitir a evaporação. Quando uma forte chuva se prenunciar, deverá,

sempre que possível, ser passado um rolo liso sobre o maciço, a fim de aumentar a estanqueidade do solo



trabalhado. A superfície do aterro será inclinada para montante de 4% ou menos quando o trabalho estiver sujeito a interrupções em virtude de chuvas fortes. Serão necessários cuidados especiais a fim de que seja assegurado um espalhamento uniforme entre as diversas camadas lançadas. Uma vez dispostos os solos em camadas uniformes, a umidade deverá ser medida e corrigida, se necessário.

8.2.5.2 - Espessuras das camadas; número de passagens do rolo; umidade e grau de compactação

A espessura máxima das camadas, bem como o número de passadas do equipamento de compactação no maciço impermeável, serão determinados, conforme os equipamentos a serem empregados, em função dos resultados obtidos no início dos trabalhos, após ensaios realizados em praças de ensaio para determinação destes elementos.

Inicialmente será adotada a espessura de material solto, de cerca de 25 cm, que será lançada com controle lateral de espessuras, por intermédio de cruzetas. Estas deverão ser consideradas como controle orientativo e preliminar da espessura das camadas, a serem confirmadas pelos ensaios de controle de compactação de campo.

O controle efetivo deverá ser realizado pelo Executante, por meio de nivelamento de vários pontos da praça, a cada 10 camadas sucessivas.

O número de passadas do rolo, para os diversos equipamentos empregados, será definido no item 8.2.5.4 destas Especificações.

O teor de umidade situar-se-á ao redor da ótima do Proctor Normal, com uma faixa de tolerância de 2,0% para baixo, até 0,5% para cima da ótima. Os materiais que se encontram na barragem com umidade fora destes limites, serão submetidos a rega ou secamento, antes da compactação.

O grau de compactação deverá ser no mínimo de 95 %, ficando a média em torno de 98 %. Quando não atingido o valor mínimo, a camada deverá ser recompactada. O número de camadas rejeitadas, retrabalhadas e recompactadas não deverá exceder a 5 %, considerando o intervalo de 80 ensaios de controle.

8.2.5.3 - Ligação entre camadas

Para assegurar uma boa ligação entre as camadas do maciço é necessário que os materiais em contacto estejam nas mesmas condições de umidade, e que seja

escarificada a superfície da camada compactada antes da colocação de nova camada. As rugosidades deixadas pelos rolos de compactação que penetre uns 3 cm na camada compactada são suficientes. Entretanto, grande parte dessas rugosidades são muitas vezes suprimidas pela passagem dos equipamentos de transporte, devendo, então, as trilhas deixadas por estes equipamentos serem revolvidas por uma grade de disco até uma profundidade de 3 a 6 cm, ou escarificadas.

8.2.5.4 - Equipamento de compactação

A compactação pode ser feita por meio de sapos, rolos pé-de-carneiro, rolos vibratórios ou rolos de impacto (damping).

O sapo mecânico ou pneumático será usado nos locais inacessíveis a outros tipos de compactadores.

A fixação do número de passadas dos equipamentos será feita na fase inicial da compactação do aterro, com fundamento nos resultados obtidos na praça de ensaio.

Como sugestão inicial, recomenda-se 10 passadas com o rolo pé-de-carneiro, e 8 passadas no caso de rolos vibratórios.

Quando indicado o rolo pé-de-carneiro, o pé desse rolo deve penetrar pelo menos até 3/4 da espessura da camada fofa, por ocasião da primeira passagem do rolo, a fim de assegurar a compactação da parte inferior da camada e permitir boa aderência com a camada subjacente.

A velocidade de deslocamento do rolo compactador não deve exceder a 5 km/h para o rolo pé-de-carneiro e 4 a 6 km/h para os rolos de impacto.

8.2.5.5 - Material para o Maciço

O material para o maciço da barragem deverá ser obtido das áreas dos empréstimos indicados nos desenhos do projeto, e devidamente compactado de acordo com as especificações vigentes.

A umidade será corrigida antes da compactação. O acréscimo de água, quando necessário, poderá ser feito por meio de carros pipas, aspersores ou mangueiras. Em seguida a esta operação, se necessário, a camada de terra será destorroada e gradeada por meio de grade de discos, que, simultaneamente, uniformizará a umidade.

A critério da Fiscalização, sempre que for

mais econômico, deve corrigir-se o teor de umidade desejado no próprio empréstimo, irrigando-se a superfície. Quando o material não absorver água rápido e uniformemente será prático molhar a superfície do terreno a medida que se for fazendo a escavação. Neste caso a correção da umidade no local da construção se limitará às perdas por evaporação.

Na hipótese do material no empréstimo ter teor de umidade mais elevado do que o apropriado para utilização na obra, a Executante procederá a aeração e secagem na área do empréstimo através de drenagens, escarificação e ou revolvimento por meio de grades de discos.

Os valores das umidades ótimas, densidades secas máximas e características granulométricas dos materiais serão sempre fornecidos pelo Laboratório de Campo, com a supervisão da Consultoria e o aprova da Fiscalização.

8.2.5.6 - Zonas de Transição

As zonas de transição devem ser compostas por granulometria previamente definidas e constituídas de fragmentos de rocha sã com elevada resistência a abrasão e a decomposição química.

A compactação desses materiais será realizada em camadas não superiores a 50 cm, com emprego de equipamentos vibratórios.

Especificamente, os materiais de transições deverão ser compostos por materiais britados, isentos de material pulverulento, com granulometria contínua.

As características granulométricas desses materiais serão parte das Especificações do Projeto.

8.2.5.7 - Enrocamento de pé

Para execução das zonas do enrocamento, deverão ser utilizados materiais provenientes das escavações obrigatórias, constituídos de rocha sã, com elevada resistência a abrasão e a decomposição.

Para se assegurar perfeita drenagem das zonas dos enrocamentos, as quantidades de fragmentos de rocha ou outros materiais finos não devem ser introduzidas além do necessário para preenchimento dos vazios maiores, evitando-se ainda, a possibilidade de carreamento dos finos e descalçamento dos blocos.

O lançamento destes materiais será sempre efetuado sobre o talude ou nas bordas da camada que está

sendo lançada.

O diâmetro máximo e médio dos blocos será especificado em função do local de aplicação e das suas características necessárias a atender às especificações de projeto, devendo ser definido em campo, segundo as características da rocha a ser explorada e de acordo com as determinações a serem emanadas pela Fiscalização, no campo.

8.2.5.8 - Enrocamento Selecionado para Rip-Rap

Esta proteção ao talude de montante, será executada com rocha de granulometria variada, do tipo bica corrida, a medida que se for construindo o maciço, de modo que não ocorram grandes defasagens entre a construção do maciço e a colocação do rip-rap.

8.2.6 - Tapete Permeável

O tapete permeável projetado para jusante do maciço será executado por sobre a areia do leito do rio, uma vez esta limpa e regularizada.

No caso de existir água no local a ser trabalhado, uma ensecadeira além do "off-set" da extremidade do tapete deverá assegurar que este seja executado sobre a areia, desprovida de água, com a menor umidade, tão próxima da umidade ótima do material argiloso quanto possível.

A execução do tapete se dará à medida que se for levantando o maciço da barragem.

Cuidados especiais deverão ser adotados para se evitar a exposição prolongada do tapete, ao sol. Para tanto, sempre que for interrompida uma jornada de trabalho, deverá ser lançada sobre toda a área executada, uma camada de material a ser trabalhada, com a umidade indicada para a execução do tapete.

8.2.7 - Filtro vertical

O filtro vertical será objeto dos mesmos cuidados. Sua execução será feita mediante escavação do maciço executado, até a profundidade de 0,50 m, quando deverá ser encontrada a camada inferior do tapete vertical, já executada. A área de contato entre o filtro executado e o a executar deverá ser limpa. Toda a operação da localização do filtro já executado sob o maciço, deverá ter o apoio topográfico.

8.2.8 - Controle Tecnológico

O controle de qualidade deverá ser feito por pessoal da Fiscalização, através de acompanhamento e inspeção visual e tátil permanente das diversas operações de escavação, lançamento, espalhamento, homogeneização e compactação. Este acompanhamento de campo será complementado com a realização de Poços de Inspeção e Ensaio Geotécnicos de Controle, objetivando um registro do acompanhamento técnico.

Os métodos a serem empregados no controle tecnológico da obra serão:

- Para o maciço impermeável, o controle tecnológico será realizado através de ensaios Hilf-Proctor, com uma frequência de ensaio a cada 300m³ de aterro compactado, ou, no mínimo, 2 ensaios por camada. Estes dados deverão ser tratados estatisticamente a cada 80 ensaios, onde será analisado o comportamento do maciço quanto ao grau de compactação e do desvio de umidade.

- Para o material do filtro, o controle será feito através da determinação da compactidade relativa;

- Para os materiais de transição e enrocamento, o controle será realizado através dos métodos construtivos adotados, segundo estas especificações técnicas, e obedecendo as diretrizes de campo da Fiscalização.

A análise dos resultados obtidos fornecerá subsídios para eventuais determinações de novas rotinas de trabalho em substituição às presentes Especificações.

A Fiscalização deverá manter no canteiro da obra, um laboratório equipado, que permita a realização dos Ensaio de Caracterização completa, Limites de Atterberg, Hilf-Proctor, Proctor Normal, Permeabilidade e Densidade Relativa.

8.3 - ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS PARA A EXECUÇÃO DAS OBRAS DE CONCRETO

8.3.1 - Objetivos

As presentes Especificações têm por objetivo o estabelecimento das Condições Técnicas Básicas que, juntamente com os Desenhos de Projeto e Instruções Complementares de Campo da Fiscalização e da Projetista, deverão ser obedecidas na execução de todos os trabalhos relativos às estruturas de concreto simples e armado.

8.3.2 - Escavações e Preparo das Fundações para Estruturas de Concreto.



As escavações das áreas das fundações das estruturas de concreto, deverão seguir as indicações das linhas, declividades e taludes mostrados nos desenhos do Projeto, ou indicado pela Fiscalização.

Na escavação a fogo, se houver, será de total responsabilidade da Executante o correto manuseio dos explosivos e a execução dos trabalhos de escavação.

Durante as escavações, à medida que se aproximar dos limites finais, os métodos de fogo serão correspondentemente modificados de modo a se preservar a integridade da superfície final, em função de sua utilização posterior. As últimas explosões não devem causar trincas ou qualquer outra alteração às superfícies finais, o que poderá torná-las impróprias para a utilização prevista.

As superfícies laterais, verticais ou inclinadas, das escavações em sua linha final, deverão ser escavadas com o emprego de fogo cuidadoso, através do método de pré-fissuramento ou pós-fissuramento.

As escavações a serem realizadas no sangradouro, paralelamente à execução do maciço da barragem, deverão atender aos critérios de Langfors e Kihlstrom (1963), que estabelecem o limite de velocidade da partícula em 100 mm/s, para a segurança de edificações e estruturas. Este valor é bastante conservador em relação aos maciços de barragens, por corresponder a acelerações inferiores a 0.02 g, muito abaixo do que sugerem Attewell e Forner (1976), que é a aceleração de 0.1 g como limite de segurança para os maciços de barragem de terra.

Na figura anexa, é apresentado o gráfico com a relação distância x carga admissível de explosivo por espera, e no critério de Langfors e Kihlstrom (1963), a velocidade de 100 mm/s, correspondendo a um nível de carga de $Q/R^{3/2}$ de 0,06.

Após as escavações nos limites e nas cotas dos desenhos de projeto, ou na indicada pela Fiscalização, as superfícies devem ser limpas com jato de ar, para a remoção da poeira, da lama, dos fragmentos de rocha incoerentes, a fim de que a Fiscalização examine se são aceitáveis como fundação para as estruturas permanentes.

Caso a fundação nos níveis indicados nos desenhos de projeto não seja considerada satisfatória pela Fiscalização, o Executante deverá aprofundar as escavações até novos níveis e limpar a superfície para inspeção. Este procedimento deverá ser repetido até que seja atingida uma fundação satisfatória.

A superfície final da fundação deverá ser regularizada com o preenchimento das irregularidades por

concreto, e o mesmo deverá ter as características semelhantes ao do concreto da estrutura que aí será assentada, ou obedecer as indicações de projeto.

As superfícies verticais ou inclinadas poderão ser protegidas e/ou regularizadas através de argamassa projetada, a critério da Fiscalização.

As áreas de fundação das estruturas deverão ser lavadas e limpas por meio de jato de água e/ou ar, e o Executante deverá evitar a ocorrência de água estagnada nas áreas de fundações.

8.3.3 - Liberação das Fundações

Todas as superfícies finais de escavação, após a limpeza e o preparo das mesmas, deverão ser vistoriadas e liberadas para lançamento pela Projetista e/ou pela Fiscalização.

8.3.4- Especificações para o Preparo e Execução de Concreto Simples e Armado

8.3.4.1 - Normas para Concretagem

Serão obedecidas as Normas Brasileiras para a execução do concreto e escolha dos materiais necessários tais como brita, areia, cimento, água e aditivos.

A composição do concreto será obtida por qualquer método de dosagem racional, sendo de responsabilidade da Executante.

A Executante manterá no canteiro da obra um laboratório equipado para ensaios dos corpos de prova retirados durante as concretagens.

Os corpos de prova de concreto serão moldados em cilindros de 15 x 30 cm de acordo com as prescrições das N.B..

Serão utilizados na obra 3 tipos de concreto:

- Concreto tipo A - para as estruturas armadas. Este concreto terá um teor de cimento mínimo de 300 kg/m³ e fator água-cimento não superior a 0,60, de modo a satisfazer resistência à ruptura de 15 MPa. A resistência à ruptura dos corpos de prova aos 28 dias, será função do tipo de



concreto utilizado durante a concretagem;

- Concreto tipo B - para as camadas de regularização do terreno. Este concreto terá um teor de cimento de 160 kg/m³ e fator água-cimento, em torno de 0,80.
- Concreto tipo C - concreto massa para os com teor de cimento mínimo de 200 kg/m³ e fator água-cimento em torno de 0,80.
A resistência à rutura desse concreto deverá ser de 10 MPa..

Na dosagem da água de amassamento será levada em consideração a umidade dos agregados inertes, principalmente da areia que será determinada pelo aparelho "speed moisture tester" ou por outros processos expeditos usuais.

Sempre que for necessário, a Fiscalização poderá exigir o emprego de mais de uma qualidade de areia.

Quando houver mudança da qualidade dos agregados, determinar-se-á, novamente, a composição do traço mais adequado para se conseguir um concreto com as qualidades exigidas pelo projeto.

Quando for necessário, o agregado gráudo deverá ser regado, repetidamente, pelo menos 24 horas antes da sua aplicação, de maneira a manter a sua superfície úmida.

8.3.4.2 - Ensaio Tecnológicos

Deverá ser feita uma série de 3 corpos de prova para cada 50 m³ de concreto do tipo A e 1 corpo de prova para cada 50 m³ de concreto tipo C. Os corpos de prova serão confeccionados e terão sua cura de acordo com as MB-2 e MB-3 da ABNT e segundo as normas a seguir.

O resultado dos ensaios será a média das resistências dos 3 cilindros a menos que um deles mostre sinais evidentes de irregularidade na colheita, na moldagem ou no método de ensaio, caso em que o resultado será dado pelos dois corpos de prova restantes.

No caso em que dois corpos de prova sejam considerados defeituosos, o resultado do ensaio não será considerado.

Os ensaios serão feitos, normalmente, a 28 dias, mas podem ser adotadas provas a 3 e 7 dias, a critério da Fiscalização.

Se a média de resistência a compressão de

000060



um número de 30 corpos de prova, determinada em laboratório, for inferior ao número admissível fixado para a resistência a 28 dias de determinada classe de concreto, a Fiscalização poderá exigir uma variação na proporção dos materiais do concreto a ser usado na parte restante da estrutura. Poderá também ser exigido o emprego de aditivos ou variações nas condições de temperatura, umidade ou cura do concreto. Poderá ser exigida, em certos casos, a demolição de certas partes da estrutura onde for constatada resistência média a compressão, inferior à mínima estabelecida.

As tensões mínimas de rutura em função das quais serão determinadas as resistências médias a rutura de corpos de prova a 28 dias, serão:

- | | |
|-------------------|------------|
| - Concreto Tipo A | R = 15 MPa |
| - Concreto Tipo C | R = 10 MPa |

8.3.4.3 - Cimento Portland

O cimento Portland, conforme as normas ABNT/EB-1, será adotado para todas as estruturas de concreto.

Na eventualidade dos agregados, em parte ou na totalidade, serem quimicamente ativos, a percentagem de alcalinos de cimento não deve ultrapassar a 0,6 %.

Não poderá ser empregado cimento proveniente de limpeza de sacos ou embalagens ou de sacos rasgados ou molhados durante o transporte.

O cimento deverá ser colocado em depósitos secos e ventilados de modo que seja consumido segundo a ordem de chegada.

O cimento não deverá permanecer armazenado por mais de 90 dias e as pilhas não deverão ter mais de 12 sacos.

8.3.4.4 - Água

Deverá ser limpa e isenta de quantidades inadmissíveis de silte, matéria orgânica, óleo, álcalis, sais, despejos de esgotos e outras substâncias nocivas.

Os agregados (areia e brita), deverão obedecer às prescrições das Normas da ABNT (EB-4, MB-7, MB-8 e MB-10).

8.3.4.5 - Agregados

000061



Os montes de agregados deverão ter boas condições de drenagem, impedindo-se a introdução de materiais estranhos e modificação da granulometria.

8.3.4.6 - Preparo do Concreto

Os componentes do concreto serão introduzidos conjunta e gradualmente na betoneira, podendo parte da água ser colocada depois de terminada a carga dos outros materiais.

O tempo de mistura na betoneira deverá ser, no mínimo, de 1,5 minutos, depois da carga. A água deverá ser totalmente introduzida na betoneira antes que tenha decorrido 1/4 do tempo total da mistura.

As betoneiras poderão descarregar diretamente no recipiente de transporte.

Será tomado especial cuidado em toda a manipulação de concreto para que não haja segregação dos seus componentes nem perda excessiva de água por evaporação, sendo permitido uma redução máxima de 2,5 cm no abatimento do ensaio de consistência, no cone Abrams, para o percurso do concreto da betoneira à posição definitiva nas formas.

O concreto será transportado da betoneira para as formas tão rapidamente quanto possível, por métodos que impeçam a segregação ou perda de ingrediente. O tempo máximo entre a mistura e o lançamento deverá ser de 45 minutos.

8.3.4.7 - Vibração

O concreto deverá ser vibrado até que se obtenha a máxima densidade possível, evitando-se a criação de vazios e bolhas de ar na sua massa. A vibração deverá ser procedida por vibradores pneumáticos ou elétricos, com dimensões apropriadas para o tamanho da peça que estará sendo concretada. Será mantido o vibrador na massa de concreto até que apareça a nata na superfície, momento em que deverá ser retirado e mudado de posição.

Os vibradores de imersão deverão trabalhar com uma frequência mínima de 6.000 vibrações por minuto.

8.3.4.8 - Cura do Concreto

A superfície do concreto será protegida,

000062



adequadamente, contra a ação nociva do sol e da chuva, de águas em movimento e de agentes mecânicos e não será deixada secar desde o lançamento até, pelo menos, 7 dias após, de acordo com a NB-1 da ABNT.

As formas de madeira que permanecerem no local, deverão ser mantidas úmidas até o final da cura para evitar a abertura de juntas e o conseqüente secamento local do concreto. A água usada para cura deverá satisfazer as mesmas exigências da água usada para misturar o concreto.

Todas as superfícies do concreto deverão ser mantidas úmidas durante 7 dias ou conforme estabelecer a Fiscalização.

8.3.4.9 - Formas

As formas deverão ter resistência suficiente para suportar as pressões resultantes do lançamento do concreto.

Deverão ser mantidas, rigidamente na posição correta para não sofrer deformações e suficientemente estanques de modo a impedir a perda de nata de concreto.

No momento da concretagem a superfície das formas deverá estar livre de incrustações, de nata de cimento ou de outros materiais estranhos.

A superfície que receberá o concreto deverá ser aplainada e untada com óleo especial para formas ou óleo de "carter" usado a fim de evitar a aderência do concreto.

8.3.4.10 - Armadura

As barras de aço para as armaduras de concreto seguirão as prescrições das Normas da ABNT.

Os depósitos de vergalhões deverão ser dispostos em áreas adequadas de modo a permitir a armação das diversas partes dos detalhamentos, dos tipos de aço e diâmetros diversos.

As barras de armaduras serão colocadas cuidadosamente e ligadas nos cruzamentos por arame de ferro doce. Devem ficar firmemente nas posições indicadas nos desenhos do projeto, e quando necessário, serão usados distanciadores ou suportes próprios de acordo com a NB-1.

8.3.4.11 - Transporte

Os métodos e equipamentos para o transporte, bem como o tempo decorrido nessa operação, devem ser de tal forma que não provoquem a segregação dos agregados, nem que ocorra perda do "slump" em valor superior a 2,5 cm.

8.3.4.12 - Lançamento

Nenhuma concretagem poderá ser realizada sem a presença da Fiscalização.

As superfícies de rochas ou de concreto endurecido, devem ser previamente limpas e umedecidas. O lançamento do concreto será precedido de um recobrimento preliminar dessas superfícies por uma camada de argamassa cuja espessura será aproximadamente de 8 a 10 mm. A argamassa deverá ter a mesma composição da argamassa deste concreto. Este concreto deverá ser lançado quando a argamassa ainda estiver plástica.

A argamassa deve possuir os mesmos fatores água-cimento e aditivos, bem como as qualidades de cimento e areia utilizados no traço do concreto, excedendo-se apenas quando a Fiscalização determinar, por escrito, o emprego de outro traço.

As superfícies de um concreto que já tenha começado a secar e não requeiram novo tratamento de limpeza, devem ser conservadas úmidas por algumas horas, preferivelmente durante a noite, antes do lançamento de nova camada.

De modo algum poderá ser colocado um concreto em local onde exista água acumulada formando poça.

A altura de queda livre de um concreto lançado deverá ser inferior a 1,50 metros, procurando-se sempre obter condições para que seja a menor possível. Para isso devem ser utilizadas caçambas, guias ou calhas que dirijam o concreto para o local em que ficarão na forma, no local definitivo.

O concreto deve penetrar em todas as reentrâncias das formas, tomando-se para isso providências necessárias.

A separação da argamassa pode ser minimizada evitando-se ou controlando os movimentos laterais do concreto, durante as operações de manipulação e colocação.

Para conseguir os melhores resultados de vibração, as espessuras das camadas depositadas sucessivamente devem estar entre os limites:



- de 30 cm a 50 cm, para concreto estrutural;
- de 40 cm a 50 cm, para concreto massa.

A vibração do concreto deve ser efetuada tão logo seja colocado nas formas, de modo a permitir ao vibrador penetrar na massa com o esforço do seu peso próprio.

O concreto utilizável deve apresentar uma redução de altura, da ordem de 2,5 cm, no teste de "slump"

Qualquer concreto que já tenha atingido "pega" deve ser rejeitado.

Após o espalhamento no local da forma, a vibração deve ser efetuada antes da passagem de aparelhos ou dispositivos que alisem a superfície aparente da camada, não permitindo endurecimento preliminar de qualquer parte da massa a vibrar.

Nos locais em rampa, a concretagem deve ser procedida das partes altas para as inferiores, facilitando a remoção dos excessos de massa.

A qualidade do concreto é melhorada com a redução do fator água-cimento. Entretanto isso resulta mais da redução da quantidade de água do que do aumento da quantidade de cimento.

Para uma mesma quantidade de cimento por metro cúbico de concreto, as limitações do fator água-cimento ficam condicionadas :

- a menor redução de altura no teste de "slump";
- ao diâmetro máximo prático do agregado graúdo;
- a menor porcentagem de areia compatível com uma boa trabalhabilidade do concreto;
- a menor proporção de ar aprisionado na massa curada.

O concreto deve ser colocado no local exato onde ficará na peça de construção, para evitar seu deslocamento, e conseqüentemente, variação do seu fator água-cimento ou segregação dos seus materiais.

Os métodos e equipamentos empregados no lançamento do concreto não devem permitir a formação de concentrações de agregados graúdos separados de argamassa. Ocorrendo tal situação, essas concentrações devem ser corrigidas antes do concreto ser vibrado.



9 - MEMÓRIA DE CÁLCULOS

BARRAGEM ARRIBITA

9.0-MEMÓRIA DE CÁLCULO

9.1) Dimensionamento do Reservatório

O reservatório da Barragem Arribita teve seus estudos iniciais efetuados pela metodologia do Eng.º Aguiar, apresentando as seguintes características:

Área da bacia hidrográfica.....	80 Km ²
Linha de fundo	17,5 Km
Precipitação média anual.....	778,6mm
Bacia classificada como do tipo média, segundo Hyves.	
K =	0,20
C =	1,00
U =	1,00
Rendimento da bacia em percentual.....	9,54%
Vazão regularizada.....	0,13m ³ /s

9.1.1.-Cálculo do Volume Afluente anual

O cálculo do volume afluente anual seguiu a fórmula de Aguiar, em função do tipo de bacia:

$$V_a = RHUA$$

onde:

$$R = 9,54 \%$$

$$H = 0,7786 \text{ m}$$

$$U = 1,00$$

$$A = 80 \times 10^6 \text{ m}^2$$

$$V_a = 0,0954 \times 0,7786 \times 1,00 \times 80 \times 10^6$$

$$V_a = 5.942.275 \text{ m}^3$$

9.1.2.-Capacidade do reservatório

O reservatório da Barragem Arribita , por razões topográficas locais , foi projetado na cota 112,00, acumulando assim , cerca de 3,3 vezes o volume afluente anual , 19.600.600m³ de água , e inundando uma área de 4.137.000 m² .

COTAS	2 ÁREA (m)	3 VOLUME (m)
98,7	0	0
99	6.500	2.166
100	32.668	21.750
101	115.000	97.875
102	283.250	296.875
103	463.700	670.375
104	746.500	1.275.500
105	1.105.500	2.201.500
106	1.441.250	3.474.875
107	1.819.500	5.105.250
108	2.234.250	7.132.125
109	2.633.600	9.566.050
110	3.095.500	12.430.060
111	3.553.750	15.755.225
112	4.137.000	19.600.600
113	4.888.750	24.113.475
114	5.358.350	29.237.025
115	5.890.750	34.861.575

* →→→ Tomada d'água
 ** →→→ Soleira do Sangradouro
 *** →→→ Coroamento

000068

9.1.3.-Cálculo do volume disponível - Gestão -

Para a gestão do reservatório foram utilizados os dados gerados o Boqueirão do Forquilha, corrigidos para o local do barramento, determinando-se as descargas regularizadas possíveis, para os diversos períodos de retorno.

2) Dimensionamento do Maciço

2.1.-Descarga máxima secular

O método adotado para o cálculo da descarga no sangradouro, foi através da fórmula do Engenheiro Aguiar; dado por:

$$Q = \frac{1150 A}{s \sqrt{L C} (120 + K L C)}$$

onde:

$$\begin{aligned} A &= 80 \text{ Km}^2 \\ L &= 17,5 \text{ Km} \\ K &= 0,20 \\ C &= 1,00 \end{aligned}$$

$$Q = \frac{1150 \times 80}{s \sqrt{1,75 \times 1,00} (120 + 0,20 \times 1,75 \times 1,00)}$$

$$Q = \frac{180,00 \text{ m}^3}{s}$$

9.2.2.-Cálculo da lâmina máxima

A lâmina máxima foi calculada através da fórmula:

$$Q = C_o L H^{3/2}$$

onde:

$$\begin{aligned}
 Q &= 180,00 \text{ m}^3 / \text{s} \\
 L &= 70,00 \text{ m} \quad (\text{ adotada}) \\
 C_o &= 1,77 \text{ m}^{-1/2} \text{ s}^{-1} \quad (\text{Coeficiente de descarga})
 \end{aligned}$$

então :

$$H = \left[\frac{180,00}{1,77 \times 70,00} \right]^{2/3}$$

$$H = 1,28 \text{ m}$$

Adotou-se :

$$H = 1,30 \text{ m}$$

=====

9.2.3.-Dimensionamento da folga da barragem:

A folga da barragem foi calculada pela fórmula de STEVENSON , em função do Fetch da bacia.

$$f = 0,75 h + \frac{v^2}{2g}$$

onde :

h = altura das ondas

$$h = 0,75 + 0,34 \sqrt{F} - 0,26 \sqrt[4]{F}$$

$$F = 3 \text{ Km}$$

$$h = 0,75 + 0,59 + 0,34 = 1,00 \text{ m}$$

v = velocidade das ondas

$$v = 1,5 + 2 h$$

$$v = 1,5 + 2 \times 1,00 = 3,50 \text{ m/s}$$

assim:

$$f = 0,75 \times 1,00 + \frac{(3,50)^2}{2g}$$

$$f = 1,37 \text{ m}$$

adotou-se:

$$f = 1,40 \text{ m}$$

=====

9.2.4.-Cálculo da Revanche : R

$$R = f + H_o$$

onde:

$$f = \text{folga da barragem} = 1,40 \text{ m}$$

$$H_o = \text{lâmina máxima de sangria} = 1,30 \text{ m}$$

$$R = 1,40 + 1,30$$

$$R = 2,70$$

Adotou-se :

$$R = 3,00 \text{ m}$$

=====

9.2.5.-Determinação da cota do coroamento da barragem

$$C_c = C_s + R$$

onde:

$$C_s = \text{cota da soleira do sangradouro} = 112,00$$

$$R = \text{revanche} = 3,00 \text{ m}$$

$$C_c = 112,00 + 3,00$$

$$C_c = 115,00$$

=====





9.2.6.-Determinação da altura máxima da barragem:

$$H_b = C_c - C_t$$

onde:

$$C_c = \text{cota do coroamento} = 115,00$$

$$C_t = \text{cota do talweg} = 97,60$$

$$H_b = 115,00 - 97,60$$

$$H_b = 17,40$$

=====

9.2.7.-Cálculo da largura do coroamento : B

Segundo Preece , o coroamento da barragem deverá ter a seguinte largura:

$$B = 1,1\sqrt{H_b} + 0,9$$

onde:

$$H_b = 17,40 \text{ m (altura da barragem)}$$

$$B = 1,1\sqrt{17,40} + 0,9$$

$$B = 5,49\text{m}$$

adotou-se:

$$B = 6,00 \text{ m}$$

=====

9.2.8.- Taludes da Barragem

De conformidade com os estudos geotécnicos efetuados, o solo é classificado, como do tipo CL, segundo a classificação unificada dos solos do USBR.

Foram adotados os seguintes taludes para a Barragem principal:

a) Montante : da cota 115,00 à cota 105,00 - 2,5:1
da cota 105,00 ao terreno natural - 3:1

b) Jusante : da cota 115,00 à cota 105,00 - 2:1
da cota 105,00 ao terreno natural - 1:1
(rock-fill)



No talude de jusante, nas cotas 105,00, está prevista uma banqueta com 2,00 m de largura.

A partir da geometria adotada, foi feito o estudo de estabilidade, considerando as hipóteses mais desfavoráveis, a seguir:

9.2.8.1.-Hipótese de esvaziamento rápido : (Talude de montante)

Para esta hipótese, foram tomados os seguintes parâmetros:

Material sílico-argiloso:

C : coesão = 0,50

ϕ : ângulo de atrito interno = 28°

γ_d : 1,67 tf/m³ (peso específico aparente seco)

γ_g : 2,57 tf/m³ (peso específico real dos grãos)

Wot : 20,50 % (teor de umidade ótimo)

e : (índice de vazios) = $\frac{\gamma_g}{\gamma_d} - 1$

e = $\frac{2,57}{1,67} - 1$

e = 0,534
=====

γ = Peso específico aparente total de compactação

$\gamma = \gamma_d (1 + Wot)$

$\gamma = 1,67 (1 + 0,2050)$

$\gamma = 2,01 \text{ t/m}^3$

Wmax : Umidade de saturação

Wmax = $\frac{100 \times e \times \gamma_w}{\gamma_g}$, γ_w = Peso específico da água.



$$W_{\max} = \frac{100 \times 0,534 \times 1,00}{2,57} = 20,78 \%$$

γ_{sat} : Peso específico aparente total saturado (γ_{sat})

$$\gamma_{\text{sat}} = \gamma_d (1 + W_{\max})$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 1,67(1 + 0,2078)$$

$$\gamma_{\text{sat}} = 2,02 \text{ tf/m}^3$$

=====

Areia :

$$\gamma = 1,90 \text{ tf/m}^3 \text{ (Peso específico aparente total adotado)}$$

$$C = 0$$

$$\phi = 35^\circ$$

Fundação :

$$\gamma = 1,90 \text{ tf/m}^3 \text{ (Peso específico aparente total adotado)}$$

$$C = 0$$

$$\phi = 30^\circ$$

Rocha :

$$\gamma = 2,65 \text{ tf/m}^3 \text{ (Peso específico aparente total adotado)}$$

$$C = 0$$

$$\phi = 40^\circ$$

Na ausência de rede de fluxo para estimativa da pressão neutra, foi adotado valor de

$\bar{B} = 20\%$, ou seja, o empuxo hidrostático é representado pelo aumento de 20% da pressão total.



Através de um programa de computação , utilizando o método de análise de estabilidade desenvolvido por BISHOP , determinam-se valores de coeficientes de segurança para superfícies cilíndricas , no qual no estudo bidimensional apresenta-se como um círculo.

Foram pesquisados vários pontos para o centro os círculos passando pelo pé do talude , resultando em um fator de segurança mínimo de 1,50.

9.2.8.2.-Final de construção (Talude de Montante)

Para esta hipótese , foram tomadas os seguintes parâmetros :

Material sílico-argiloso :

$$\begin{aligned} \gamma &= 2,01 \text{ tf/m}^3 \text{ (Peso específico aparente total de compactação)} \\ \phi &= 28^\circ \\ C &= 0,50 \end{aligned}$$

Areia:

$$\begin{aligned} \gamma &= 1,90 \text{ tf/m}^3 \\ \phi &= 30^\circ \\ C &= 0 \end{aligned}$$

Fundação:

$$\begin{aligned} \gamma &= 1,90 \text{ tf/m}^3 \\ \phi &= 35^\circ \\ C &= 0 \end{aligned}$$

Rocha:

$$\begin{aligned} \gamma &= 2,65 \text{ tf/m}^3 \\ \phi &= 40^\circ \\ C &= 0 \end{aligned}$$

Para final de construção, \bar{B} foi adotado em 15 % da pressão total.

Foram pesquisados nos mesmos pontos da hipótese anterior os coeficientes de segurança, à procura do menor, sendo encontrado o valor mínimo de 1,59.

9.2.8.3.-Resultados

Os fatores de segurança mínimos para barragens acima de 15 metros de altura, segundo Romich e Chickanagoppa - Handbook of Soil Mechanics and Foundation Engineering - são os seguintes:

Para esvaziamento rápido $F_s = 1,2$

Final de Construção..... $F_s = 1,4$

Os fatores de segurança mínimos encontrados são os seguintes :

Para esvaziamento rápido..... $F_s = 1,50$

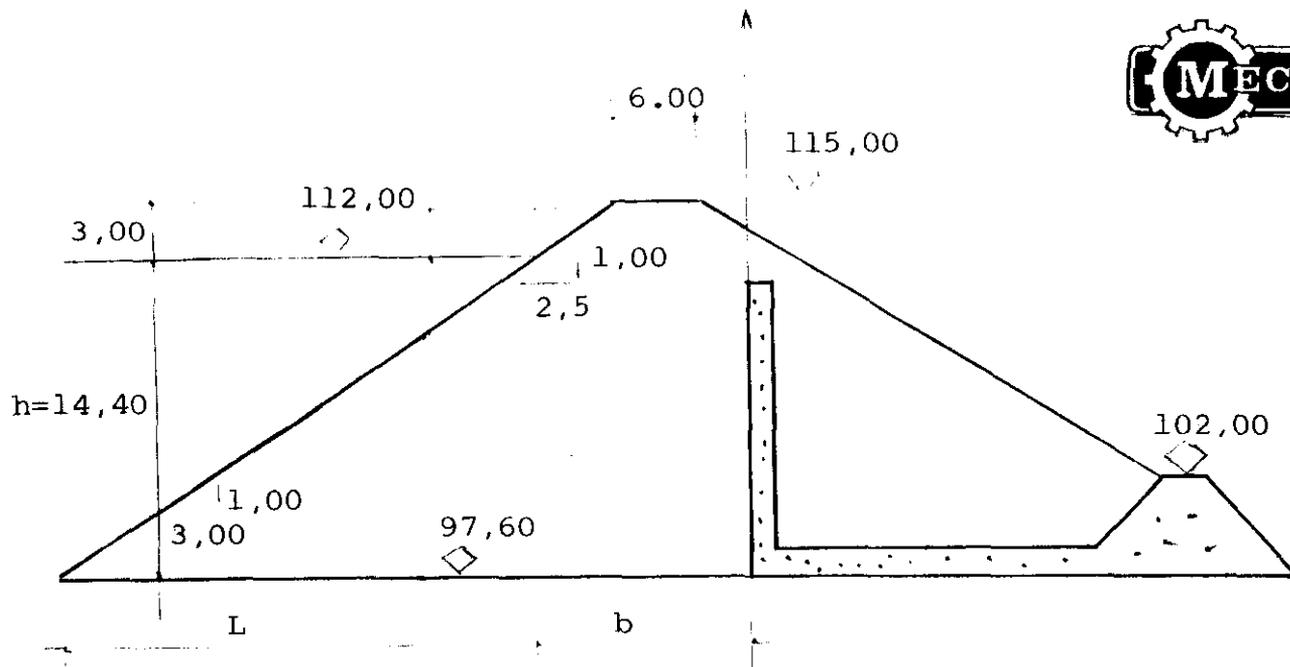
Para final de construção..... $F_s = 1,59$

9.2.9.-Dimensionamento do tapete drenante:

9.2.9.1.-Cálculo do comprimento do tapete drenante:

$$L_t = \frac{1}{2} \left[\left(b + \frac{hc}{K} \right) - \sqrt{\left(b - \frac{hc}{K} \right)^2 - \frac{h^2}{K^2}} \right] + \frac{1}{4} \left[b - \frac{1}{2} \left\{ \left(b + \frac{hc}{K} \right) - \sqrt{\left(b - \frac{hc}{K} \right)^2 - \frac{h^2}{K^2}} \right\} \right]$$

Onde:



b = comprimento da linha freática

$$b = 3,00 \times 2,5 + 6,00 + 20,00 + 2,00 + 7,50 = 43,00\text{m}$$

h_c = Ascensão capilar $\cong 3,00$ m (adotada)

K = 1:2 (talude de jusante) = 0,5

Então :

$$L_t = \frac{1}{2} \left[\left(43,00 + \frac{3,00}{0,5} \right) - \sqrt{\left(43,00 - \frac{3}{0,5} \right)^2 - \left[\frac{14,40}{0,5} \right]^2} \right] +$$

$$+ \frac{1}{4} \times \frac{\left[14,40 \right]^2}{\left[43,00 - \frac{1}{2} \left\{ 43,00 + \frac{3}{0,5} - \sqrt{\left(43,00 - \frac{3}{0,5} \right)^2 - \left[\frac{14,40}{0,5} \right]^2} \right\} \right]}$$

Lt = 20,38m
 =====

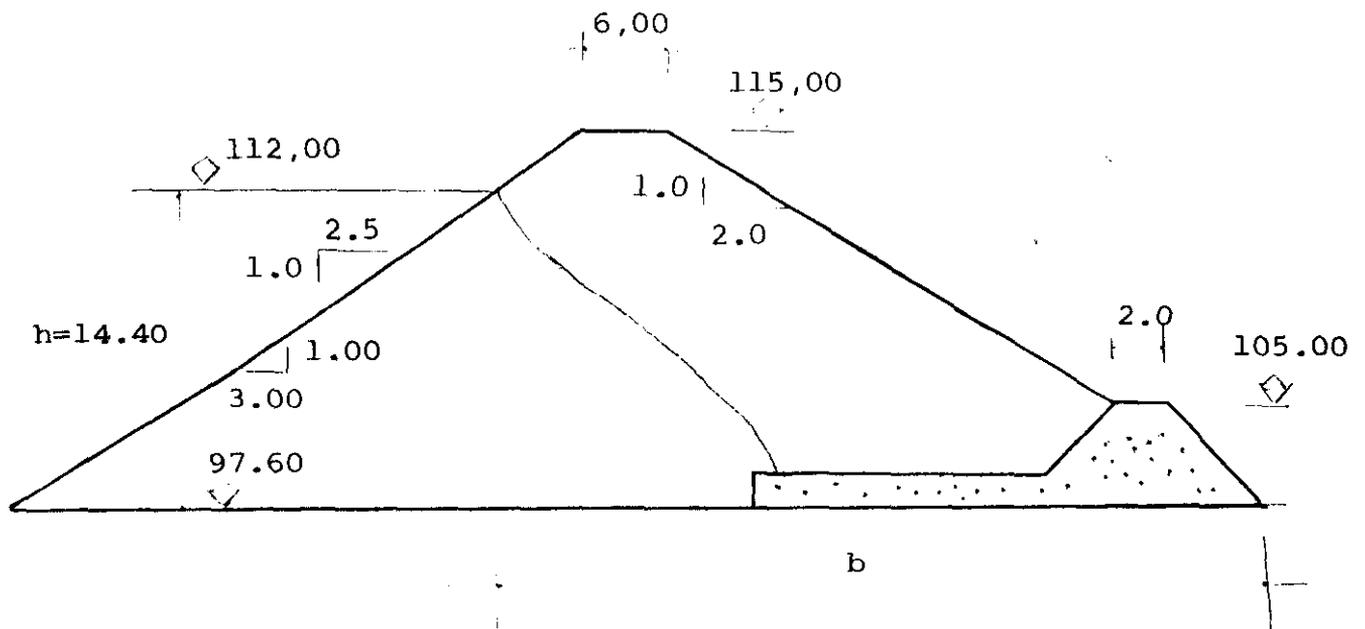
Foi adotado 26,50 m para o comprimento do tapete, que é ligado ao filtro vertical projetado para o maciço.

9.2.9.2.-Cálculo da descarga através do maciço :

$$Q_b = K i A \qquad K = 10^{-9} \text{ m/s}$$

a) Determinação da parábola de Kozeny.

Dada a seção da barragem



$$b = 3 + 6,00 + 2,5 \times 3,00 = 16,50 \text{ m}$$

=====

$$l = 7,00 \times 2,5 + (14,40 - 7,00) \times 3 = 39,70 \text{ m}$$

=====

$$B = b + 0,3 l$$

$$B = 16,50 + 0,3 \times 39,70 = 28,41 \text{ m}$$

=====

Considerando a barragem anisotrópica : $K_h = 9K_v$

Barragem transformada :

$$x_t = \sqrt{\frac{K_v}{K_h}} X \quad \therefore \quad x_t = \sqrt{\frac{K_v}{9K_v}} X \quad \therefore \quad x_t = \frac{X}{3}$$

$$X = 3x_t$$

=====

Então :

$$b_t = \frac{16,50}{3} = 5,50 \text{ m}$$

$$l_t = \frac{39,70}{3} = 13,23 \text{ m}$$

Parábola de Kozeny :

$$\sqrt{\frac{x^2}{2} + \frac{y^2}{2}} = X + y_0$$

$$\sqrt{\frac{x_t^2}{2} + \frac{y_t^2}{2}} = X_t + y_0$$

Sabe-se que o ponto (B_t, h) é parábola transformada

Então :

$$B_t = b_t + 0,3 l_t$$

$$Bt = 5,50 + 0,3 \times 13,23 = 9,47\text{m}$$

=====

$$h = 14,40 \text{ m}$$

=====

Assim:

$$\sqrt{(Bt)^2 + (h)^2} = Bt + y_0$$

$$\sqrt{(9,47)^2 + (14,40)^2} = 9,47 + y_0$$

$$y_0 = 7,76 \text{ m}$$

=====

Então :

$$\sqrt{x_t^2 + y_t^2} = x_t + 7,76$$

$$x_t^2 + y_t^2 = x_t^2 + 15,52x_t + 60,22$$

$$y_t = \sqrt{15,52 x_t + 60,22}$$

=====

Assim , parábola de seção transformada será:

x _t	y	Parábola de  Kozeny real x = 3 x _t	x	y
-3,88	0		11,64	0
2	9,55		6	9,55
4	11,06		12	11,06
6	12,38		18	12,38
8	13,58		24	13,58
9,47	14,40		28,41	14,40
0	7,76		0	7,76

b) Cálculo do gradiente i :

$$i = \frac{h - a}{b} \Rightarrow i = \frac{14,40 - 7,76}{16,50}$$

$$i = 0,40$$

=====

c) Cálculo da descarga :

$$Q_b = 10^{-9} \times 0,40 \times (14,40 - 7,76) \times 1$$

$$Q_b = 2,66 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

d) Cálculo da espessura do tapete drenante:

A espessura do tapete é dado pela fórmula:

$$e = 2 \sqrt{\frac{2 \times l \times Q}{K_f}}$$

Onde :

$$Q = 2,66 \times 10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

$$K_f = 10^{-5} \text{ m/s}$$

$$l = 26,50 \text{ m}$$

$$e = 2 \sqrt{\frac{2 \times 26,50 \times 2,66 \times 10^{-9}}{10^{-5}}}$$

$$e = 2 \times 0,119$$

$$e = 0,24 \text{ m}$$

Foi adotada uma espessura de 1,00 metro para o filtro e 1,50m para o tapete.

9.2.10.-Rock - Fill

Foi projetado um dreno de pé ,para o talude de jusante , para facilitar a saída do fluxo proveniente da drenagem interna do maciço.

O dreno terá seu coroamento na cota 105,00, com 2,00 m de largura, sendo prevista uma transição em brita com granulometria variada , tamanhos 1 a 3, com 0,50m de espessura

Entre o maciço e dreno de pé está previsto também uma camada de 0,50m de areia com granulometria para filtro , que se liga ao tapete drenante.

9.2.1.1.-Dimensionamento do Rip-Rap:

a) O Tennessee Valley Authority recomenda o dimensionamento do rip-rap através da fórmula:

$$e = \frac{v^2}{c}$$

onde :

$$v = \text{velocidade das ondas} = 3,16\text{m/s}$$

c = coeficiente em função da inclinação do talude e do peso específico da rocha.

Sendo talude $\beta:1$

$$\gamma_{\text{rocha}} = 2,65$$

$$\Rightarrow c = 0,025$$

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

TENESSE VALLERY AUTHORITY - DIMENSIONAMENTO DO RIP-RAP

$$c = 0,025 \times (3,16)^2 = 0,2496 \quad \rightarrow \quad c = 0,25 \text{ m}$$

=====

b) O U.S. BUREAU OF RECLAMATION recomenda para barragens com taludes em torno de 3:1, o dimensionamento do rip-rap em função do fetch.

Sendo :

$$F = 3 \text{ Km} \quad \rightarrow \rightarrow \rightarrow \quad c = 0,60 \text{ m}$$

FETCH (km)	ESPESSURA (m)	PORCENTAGEM DOS BLOCOS EM PESO (ton) (10 ³ Kgf)			
		D _{máx} (m)	D ₂₅ (m)	D _{45 a 75} (m)	D ₂₅
1,5	0,45	0,50	0,15	0,05 - 0,15	0,05
3,0 a 4,0	0,60	0,75	0,30	0,15 - 0,30	0,15
8,0 a 10,0	0,75	1,25	0,50	0,25 - 0,50	0,25
15,0	0,90	2,50	1,00	0,50 - 1,00	0,50

D_n - diâmetro do bloco correspondente a n% na distribuição granulométrica da pedra utilizada.

c) O U.S. ARMY CORPS recomenda o dimensionamento do rip-rap, em função da altura das ondas:

$$ph = 1,00m \quad \longleftrightarrow \quad c = 0,45 m$$

=====

ALTURA DA ONDA (m)	ESPESSURA MÁXIMA DO "RIP-RAP" (m)	D ₅₀ MÍNIMO (m)
0 - 0,30	0,30	0,20
0,30 - 0,60	0,40	0,25
0,60 - 1,20	0,45	0,30
1,20 - 1,80	0,55	0,40
1,80 - 2,40	0,70	0,45
2,40 - 3,00	0,80	0,55

D₅₀ - Diâmetro representativo de 50% do bloco de pedra a ser utilizado no enrocamento.

- Será adotada a espessura de 0,50 m para o rip-rap.

Os blocos empregados na construção devem ser tais que 50% do enrocamento seja constituído por pedras com peso igual ou superior a:

$$P = 0,52 \gamma c^3$$

Onde :

$$\gamma = 2,65 \text{ t/m}^3$$

$$c = 0,50$$

$$P = 0,52 \times 2,65 \times (0,50)^3$$

$$P = 0,172m \quad \therefore \quad P \geq 0,172$$

=====



Então :

$$D_{50} \geq 0,40$$

d) Dimensionamento da camada filtrante : c_1

Recomenda-se metade da espessura do rip-rap, não menos que 0,30 m.

$$c_1 = \frac{c}{2} \geq 0,30m$$

Então :

$$c_1 = \frac{0,50}{2} = 0,25 \rightarrow c_1 = 0,30 m$$

=====

logo , a espessura total do rip-rap será de :

$$c_t = c + c_1$$

$$c_t = 0,50 + 0,30$$

$$c_t = 0,80 m$$

=====



9.2.12.-Dimensionamento das calhas de drenagem superficial:

1) Cálculo da descarga máxima na entrada da calha Q_I

Dados:

Espaçamento entre calhas.....	40,00
Declividade.....	1%
Intensidade de chuva admitida.....	80mm/30min
Coeficiente de escoamento no asfalto.....	1,0
Largura do coroamento.....	6,00 m

$$Q_I = H \text{ (m/s)} \times C \times A$$

onde:

$$H = \text{altura de chuva (m/s)}$$

$$C = \text{run off}$$

$$A = \text{área de contribuição (m}^2\text{)}$$

logo:

$$H = \frac{20 \text{ mm}}{30 \text{ mm}} = \frac{0,080 \text{ m}}{30 \times 60 \text{ s}} = 4,44 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

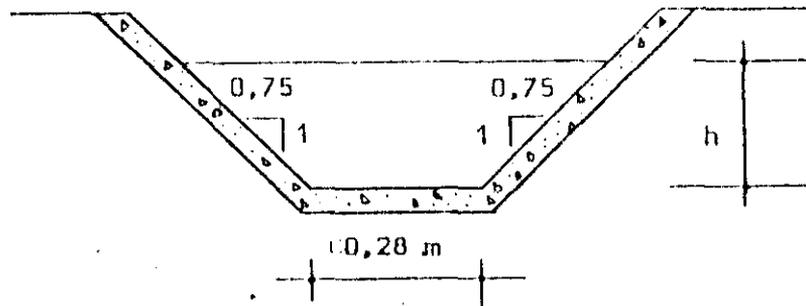
$$C = 1,0$$

$$A = 3,00 \times 40 = 120 \text{ m}^2$$

$$Q_I = 0,00533 \text{ m}^3/\text{s}$$

2) Dimensionamento da calha de saída para as canaletas de descida.

a) Pré-dimensionamento a calha com as seguintes dimensões:



a.1.) Cálculo da lâmina na calha :

Sabe-se que :

$$Q = v \times a \quad , \quad \text{onde:}$$

$$v = \frac{1}{n} \times RH^{2/3} \times i^{1/2}$$

$$RH = \frac{a}{p} \quad (\text{raio hidráulico})$$

$$n = 0,014 \quad (\text{concreto})$$

$$i = 1\% \quad (\text{declividade da calha})$$

$$a = \text{áqua molhada}$$

temos que:

$$a = \frac{(0,28 + 0,28 + 2 \times 0,75h)}{2} \times h$$

$$a = 0,75 h + 0,28h$$

=====

$$p = 2 \times 1,25h + 0,28 = 2,5 h + 0,28$$

$$RH = \frac{0,75 h^2 + 0,28h}{2,5h + 0,28}$$

Então :

$$v = \frac{1}{0,014} \times \left[\frac{0,75 h^2 + 0,28 h}{2,5h + 0,28} \right]^{2/3} \times 0,01^{1/2}$$

$$v = 7,14 \left[\frac{0,75 h^2 + 0,28 h}{2,5h + 0,28} \right]^{2/3}$$

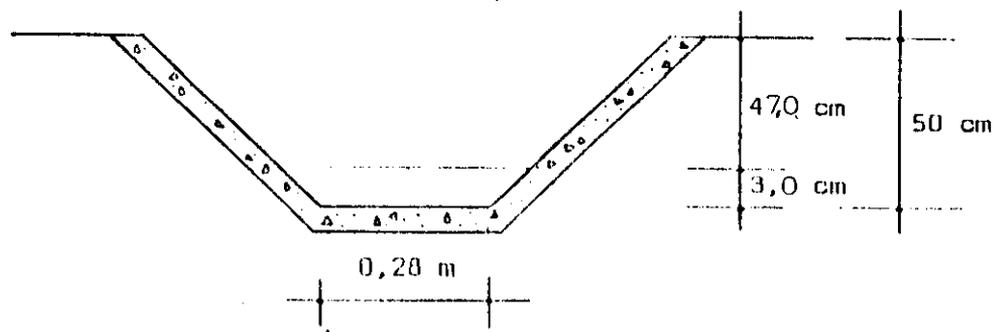
Então :

$$Q = v \times a \quad , \quad Q = 0,00533 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$0,00533 = 7,14 \left[\frac{0,75 h^2 + 0,28h}{2,5 h + 0,28} \right]^{2/3} \times (0,75h + 0,28h)$$

Concluimos qu para a seção admitida para a calha , a lâmina será de aproximadamente 3,00 cm , considerando uma declividade de 1%.

Adotaremos uma profundidade de 0,50m para esta calha , restando assim cerca de 47,00 cm de folga.

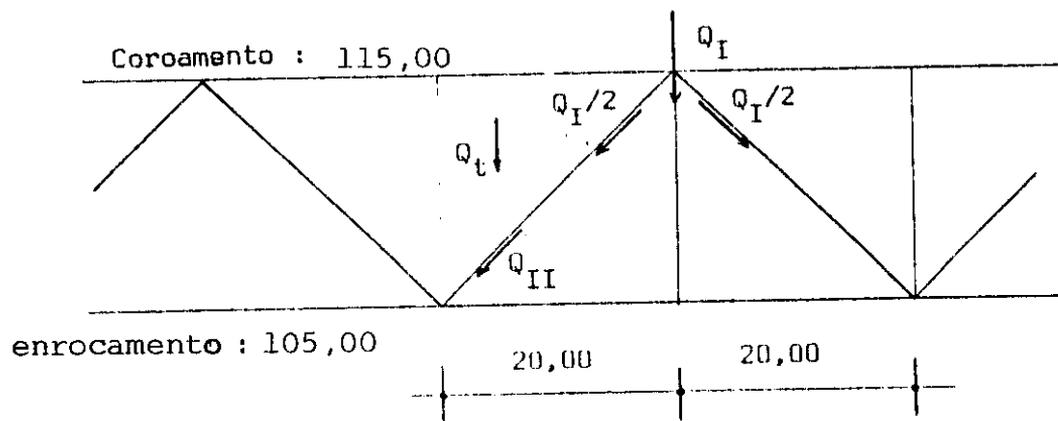


000088

3.0-Dimensionamento das canaletas de descida (1º trecho)

3.1.Cálculo da vazão que escoará na canaleta Q_{II}

Esquema do Primeiro Trecho



a) Vazão proveniente do coroamento : $\frac{Q_I}{2}$

$$\frac{Q_I}{2} = \frac{0,00533}{2} \quad \therefore = 0,00266$$

b) Vazão proveniente do talude : Q_t

$$Q_t = H \text{ (m/s)} \times C \times A \text{ (m}^2\text{)}$$

onde:

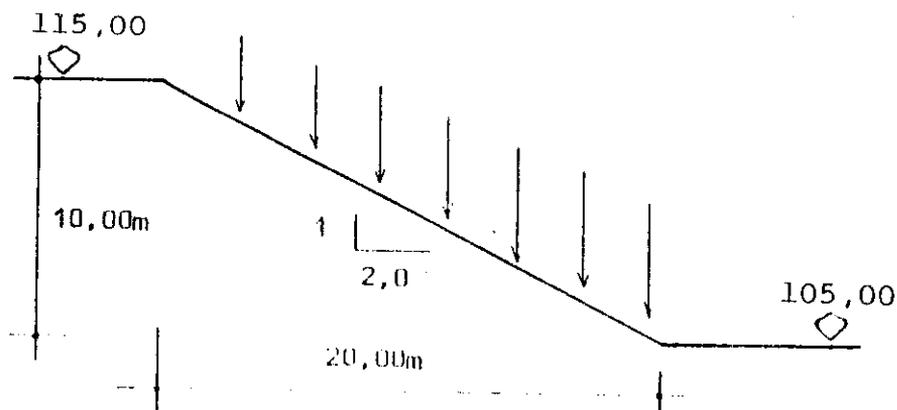
$$C = 0,7 \text{ (talude com vegetação)}$$

A=Área de contribuição , supondo uma chuva vertical.

$$A = \frac{20,00 \times 20,00}{2}$$

$$A = 200 \text{ m}^2$$

=====



$$H = 4,44 \times 10^{-5} \text{ m/s}$$

$$Qt = 4,44 \times 10^{-5} \times 0,70 \times 200$$

$$Qt = 0,00622$$

=====

Logo:

$$Q = \frac{I}{2} + Qt \quad \therefore \frac{I}{2} = 0,00266 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Qt = 0,00622 \text{ m}^3/\text{s}$$

Então teremos:

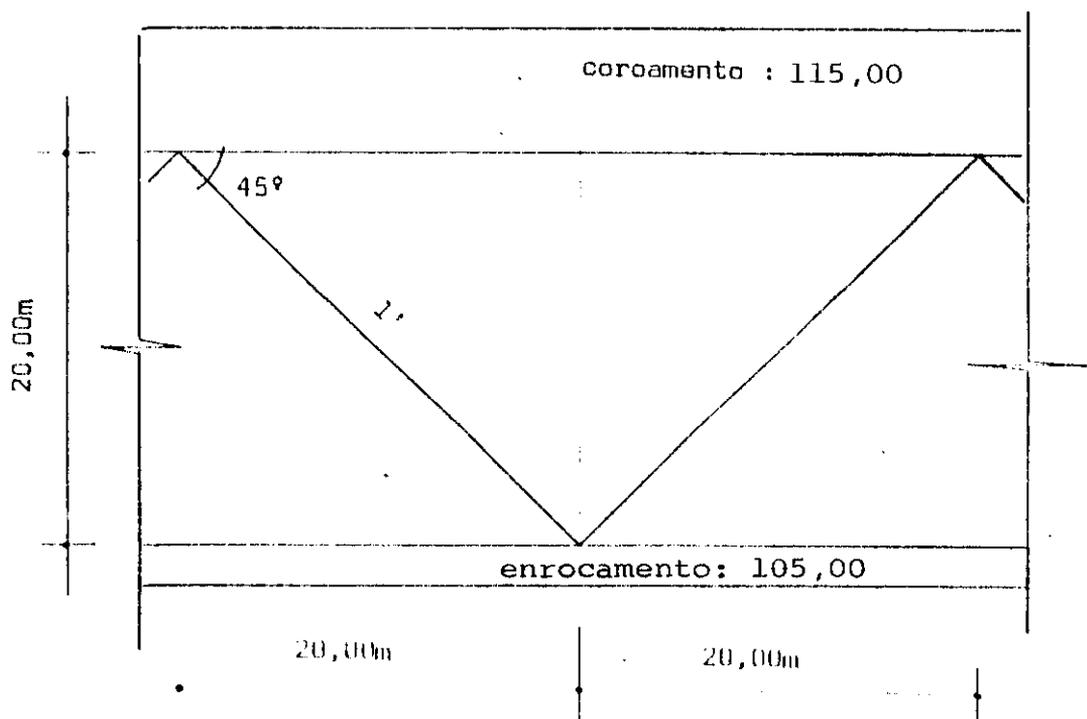
$$Q_{II} = 0,00266 + 0,00622 \quad \therefore Q_{II} = 0,00888 \text{ m}^3/\text{s}$$

d.0)-Verificação da descarga a partir das dimensões da calha.

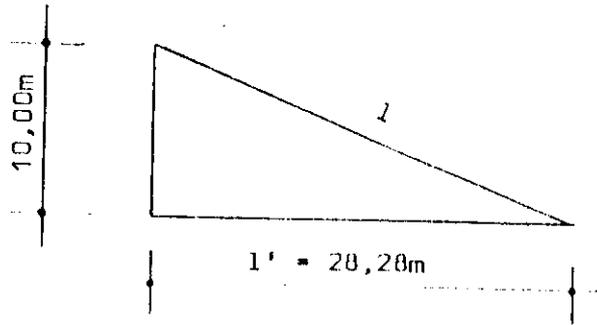
d.1)Cálculo da declividade da calha:

l' = comprimento da calha projetado no plano horizontal

$$l' = \sqrt{\frac{20^2}{20} + \frac{20^2}{20}} \quad \therefore l' = 28,28 \text{ m}$$



l = comprimento real da calha



$$l = \sqrt{10^2 + 28,28^2} \quad \therefore l = 30,00$$

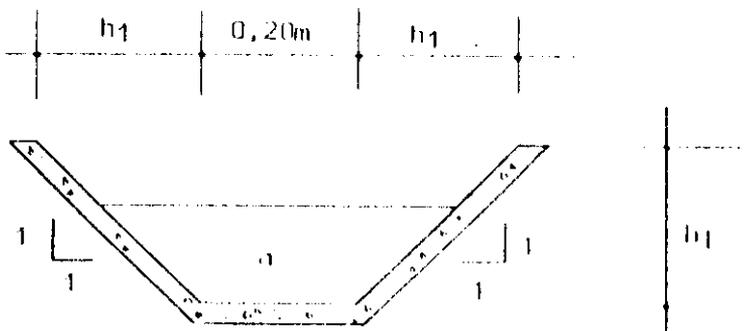
então , a declividade sa calha será :

$$\frac{10}{28,28} = \frac{1}{x} \quad \therefore x = 2,828$$

talude : 1:2,828 ou 1:2,84

declividade $i = 0,354$

d.2) Determinação da seção da calha:



$$a = \frac{(2 h_1 + 0,20) + 0,20}{2} \times h_1$$

$$a = (h_1 + 0,20) h_1$$

$$a = h_1^2 + 0,20 h_1$$

Sabemos que :

$$Q = 0,00888 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q = v \times a$$

a = área molhada.

$$v = \frac{1}{n} \times RH^{2/3} \times i^{1/2}$$

$$n = 0,014 \text{ (concreto)}$$

$$i = 0,354 \text{ (declividade da calha)}$$

temos que :

$$RH = \frac{a}{p}$$

onde :

$$a = h_1^2 + 0,20 h_1$$

$$p = 2\sqrt{2} h_1 + 0,20$$

$$\therefore RH = \frac{h_1^2 + 0,20 h_1}{2\sqrt{2} h_1 + 0,20}$$

Então :

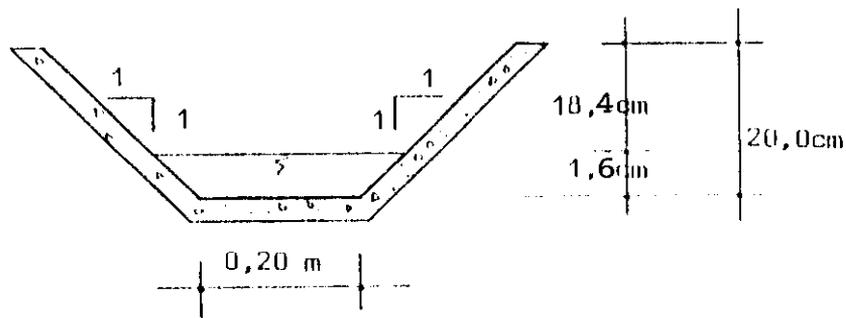
$$v = \frac{1}{0,014} \times \left[\frac{h_1^2 + 0,20 h_1}{2\sqrt{2} h_1 + 0,20} \right]^{2/3} \times 0,354^{1/2}$$

$$v = 42,47 \left[\frac{h_1^2 + 0,20 h_1}{2\sqrt{2} h_1 + 0,20} \right]^{2/3}$$

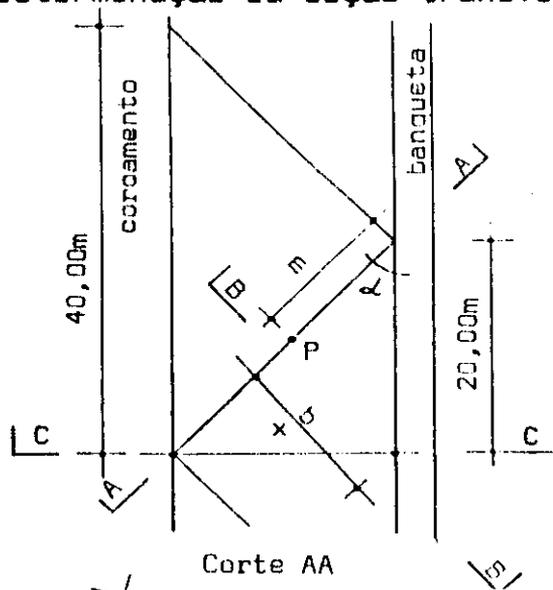
$$0,00888 = 42,47 \left[\frac{h_1^2 + 0,20 h_1}{2,83 h_1 + 0,20} \right]^{2/3} \times (h_1^2 + 0,20 h_1)$$

Arbitrando-se valores para h_1 .

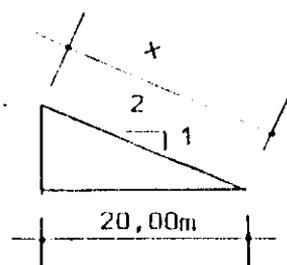
Teremos uma lâmina de 1,6 cm e uma folha de 18,3 cm, se a calha tiver uma altura de 0,20 m.



d) Determinação da seção transversal da calha:



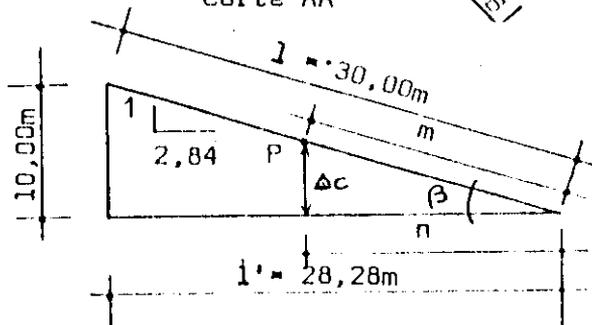
Corte CC



$$x^2 = (20,0)^2 + (10,0)^2$$

$$x = 22,36m$$

Corte AA



$$\alpha = \arctg \frac{22,36}{20,00} \therefore \alpha = 48,19^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{m}{20,0}$$

$$m = 20,00 \cos$$

$$m = 20,00 \cos(48,19^\circ)$$

$$m = 13,33$$

temos que:

$$\beta = \arctg \frac{1}{2,84} \quad \therefore \beta = 19,40^\circ$$

$$\cos \beta = \frac{n}{m}$$

$$n = m \cos \beta$$

$$n = 13,33 \times \cos(19,40^\circ)$$

$$n = 12,58$$

Então:

$$\frac{1}{2,84} = \frac{\Delta c}{n} \quad \therefore \Delta c = \frac{n}{2,84} = \frac{12,58}{2,84}$$

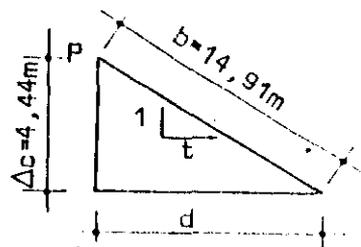
$$\Delta c = 4,44\text{m}$$

=====

temos que :

$$\text{sen} \alpha = \frac{b}{20,00} \quad \therefore b = 20,00 \times \text{sen}(48,19^\circ)$$

$$b = 14,91\text{m}$$

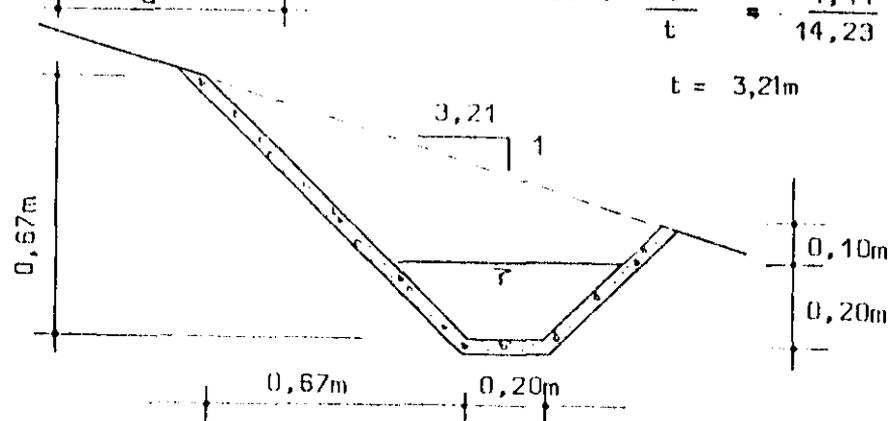


$$d^2 = (14,91)^2 - (4,44)^2$$

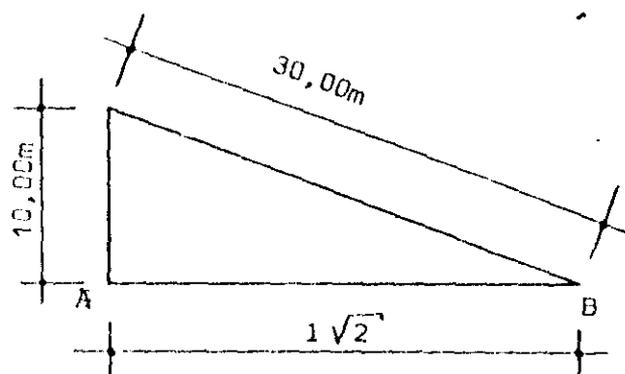
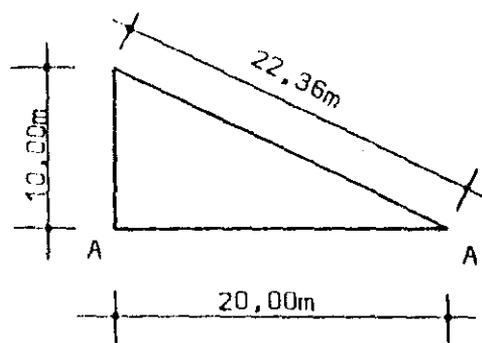
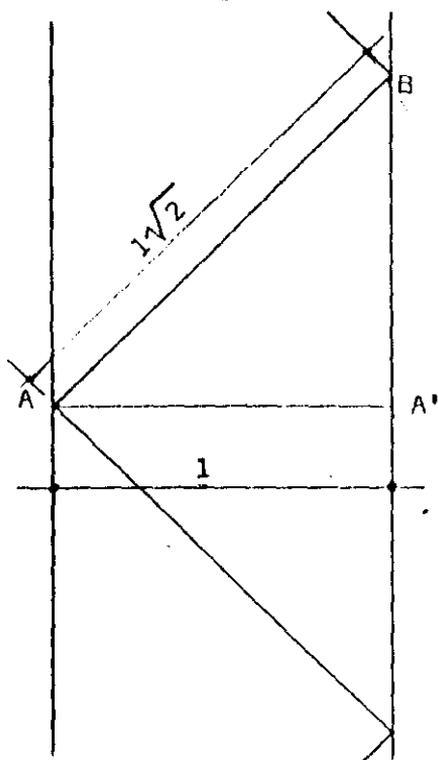
$$d = 14,23\text{m}$$

$$\text{então : } \frac{1}{t} = \frac{4,44}{14,23}$$

$$t = 3,21\text{m}$$

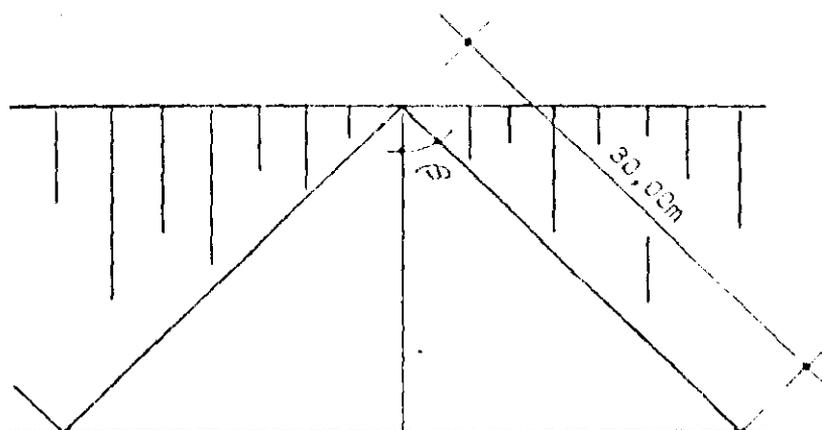


Determinação do ângulo entre a calha de descida e o coroamento:



(Projeção no plano horizontal)

Agora, no plano inclinado (talude 2:1).



$$\beta = \arccos\left(\frac{20}{30}\right)$$


$$\beta = 48,19^\circ \text{ (Ângulo para a locação das calhas)}$$

9.3.0.-Dimensionamento da tomada d'água

A tomada d'água foi projetada na estaca, com sua cota fixada em 102,00, ficando portanto um volume de cerca de 296.875 m³ para o porção do reservatório, correspondendo a uma reserva intangível de 1,5 % do volume total de acumulação.

Com base nos estudos hidrológicos realizados, a vazão regularizada do reservatório é 0,13m/s.

9.3.1.Cálculo do diâmetro da galeria

O diâmetro da galeria é dado pela equação:

$$D = \sqrt{\frac{4 Q}{\pi v}}$$

onde :

$$Q = 0,13 \text{ m}^3 / \text{s}$$

$$v = f (h)$$

$$h = C_s - C_p$$

$$h = 112,00 - 102,00 = 10,00\text{m}$$

$$v = \sqrt{2gh}$$

$$v = \sqrt{2 \times 9,81 \times 10,00} = 14,01\text{m/s}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 0,13}{\pi 14,01}} = 0,11\text{m}$$

adotou-se :

$$\phi = 0,30 \text{ m}$$

=====

9.4.-DIMENSIONAMENTO DO VERTEDOURO

Dados :

Largura 70,00m
 Descarga máxima secular..... 180,00m³/s

9.4.1.-Cálculo da lâmina máxima :

$$Q = C_o H^{3/2} L$$

onde: C_o = Coeficiente de descarga = 1,77 m^{1/2} s⁻¹

$$H = \sqrt[3]{\left(\frac{Q}{C_o L}\right)^2}$$

$$H = \sqrt[3]{\left(\frac{180,00}{1,77 \times 70}\right)^2}$$

$$H = 1,28 \text{ m}$$

adotou-se:

$$H = \underline{\underline{1,30\text{m}}}$$

P