

GOVERNO DO ESTADO



CEARÁ

AVANÇANDO NAS MUDANÇAS

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

PROJETO EXECUTIVO E PLANO DE APROVEITAMENTO
DA BARRAGEM FAÉ E PROJETO EXECUTIVO
DA ADUTORA DE QUIXELÔ

PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM FAÉ

TOMO IV - RELATÓRIO GERAL DO PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM

VOLUME 2 - MEMORIAL DE CÁLCULO

VBA

CONSULTORES

FORTALEZA
AGOSTO DE 1999

ESTADO DO CEARÁ



GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICOS

COMPANHIA DE GESTÃO DOS RECURSOS HÍDRICOS - COGERH
PROJETO DE DESENVOLVIMENTO URBANO E GESTÃO DOS
RECURSOS HÍDRICOS PROURBICE

PROJETO EXECUTIVO E PLANO DE APROVEITAMENTO DA BARRAGEM FAÉ E PROJETO EXECUTIVO DA ADUTORA DE QUIXELÔ

BARRAGEM

PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM FAÉ

TOMO IV

RELATÓRIO GERAL DO PROJETO
EXECUTIVO DA BARRAGEM

VOLUME 2

MEMÓRIA DE CÁLCULO



Endereço: Rua ... nº ... Fortaleza

Projeto Nº: 0295703/02/0

Título: ... FORTALEZA

Qtd. A1: ... Qtd. A2: ... AGOSTO/99

Qtd. A3: ... Qtd. A4: ...

Qtd. A5: ... Qtd. A6: ...



APRESENTAÇÃO

000013

APRESENTAÇÃO

Este conjunto de documentos se constitui no Relatório Final do Projeto Executivo e Plano de Aproveitamento da Barragem Fui e da Adutora de Quatá, desenvolvido no âmbito do contrato nº 3450/PROURB/CE, firmado entre a VBA CONSULTORIA, e SRH - SECRETARIA DOS RECURSOS HÍDRICOS.

O Projeto do Açude Fui se insere no contexto da PROURB/CE - Programa de Desenvolvimento Urbano, que se encontra em fase de implementação pelo Governo do Estado de Ceará, em parceria com o Banco Mundial.

O PROURB é constituído por dois segmentos básicos:

- o de ações no setor de saneamento, com a implantação de projetos Habitar, em municípios selecionados, para população de baixa renda;
- o de ações no setor hídrico, com a implantação de açudes e estruturas associadas para abastecimento d'água de populações urbanas, dentro de uma adequada Política de Recursos Hídricos para o Ceará.

O Açude Fui, com 21,37 ha², é um dos açudes escolhidos dentro de elenco de quarenta unidades previstas no PROURB, devendo ter como função primordial o abastecimento da cidade de Quatá e a permeação de Região Fui.

O Projeto do Açude Fui compreende, de fato, os seguintes estudos:

- Projeto Executivo da Barragem;
- Projeto Executivo da Adutora de Quatá;
- Plano de Aproveitamento do Açude, com identificação dos usos programados para o reservatório, em especial a irrigação de áreas próprias e a piscicultura, incluindo a avaliação econômica dos empreendimentos.

No global, este Relatório-Final está composto dos seguintes documentos:

Tomo I: Relatório dos Estudos Preliminares

Tomo II: Relatório dos Estudos Básicos

- Volume 1: Estudos Topográficos
- Volume 2: Estudos Geológico-geotécnicos
- Volume 3: Estudos Hidrológicos

Tomo III: Relatório de Concepção Geral

Tomo IV: Relatório Geral do Projeto Executivo da Barragem

- Volume 1 - Descrição Geral do Projeto
- Volume 2 - Memorial de Cálculo
- Volume 3 - Quantitativos e Especificações Técnicas
- Volume 4 - Orçamento
- Volume 5 - Plantas
- Volume 6 - Relatório do Sistema

Tomo V: Relatório do Plano de Abastecimento do Reservatório

Tomo VI: Relatório da Análise Econômica

Tomo VII: Relatório do Projeto Executivo da Adutora

- Volume 1 - Descrição Geral do Projeto
- Volume 2 - Memorial de Cálculo
- Volume 3 - Quantitativos e Especificações Técnicas
- Volume 4 - Orçamento
- Volume 5 - Plantas

Este volume específico é parte integrante do Tomo IV – Relatório Geral do Projeto Executivo da Barragem, Volume 2, Memorial de Cálculo –, no qual se apresenta um registro de cálculo obtendo durante o dimensionamento das principais obras que compõem o empreendimento.

Index

000006

Índice

	Página
APRESENTAÇÃO	3
1 - PARÂMETROS GEOMÉTRICOS	4
1.1 - CÁLCULO DO PITCH	4
1.2 - ACTURA DA ONDA	18
1.3 - VELOCIDADE DA ONDA	18
1.4 - POLGA DA BARRAGEM	18
1.5 - REPLANOS	18
1.6 - COTA DE COROAMENTO	22
1.7 - ACTURA MÁXIMA DO MACEJO	22
1.8 - LARGURA DO COROAMENTO	22
1.9 - SEPRAP	22
2 - ANÁLISE DAS CONDIÇÕES DE FLUXO	24
2.1 - CÁLCULO DAS VAZÕES DE PERCOLAÇÃO	24
2.2 - DIMENSIONAMENTO DA DRENAGEM INTERNA	27
2.2.1 - ESPESURA DO FILTRO HORIZONTAL	27
2.2.2 - ESPESURA DO Dreno HORIZONTAL	27
3 - GRAVILOMETRIA DOS MATERIAIS COMPONENTES DA DRENAGEM INTERNA	28
3.1 - INTERFACE SOLO ARGILOSO - AREIA	28
3.2 - INTERFACE AREIA - BRITA	28
3.3 - INTERFACE BRITA - ENROCAMENTO	28
4 - VERTEDEIRO	29
5 - ESTUDO DO REBAIXAMENTO RÁPIDO	37
5.1 - ESTIMATIVA DA VAZÃO DE DESCARGA	37
5.2 - TEMPO PARA REBAIXAMENTO DO CA-MAX PARA O MIN	37
5.3 - VELOCIDADE DE DESCIDA DO NÍVEL D'ÁGUA	38
5.4 - ESTIMATIVA DA QUEDA DA LINHA DE SATURAÇÃO NO MACEJO	38

6 - TOMADA DE ÁGUA E ESTRUTURA DE DISTRIBUIÇÃO	21
6.1 - LOCALIZAÇÃO.....	21
6.1.1 - CÁLCULO DO DIÂMETRO.....	21
6.1.2 - DETERMINAÇÃO DA PERDA DE CARGA LINEAR (PPL).....	21
6.1.3 - VERIFICAÇÃO DA VEZÃO MÁXIMA EM FUNÇÃO DA DEFLUXIDADE DE ASSENTAMENTO.....	21
6.1.4 - PERDA DE CARGA LOCALIZADA (PPL _L).....	21
6.1.5 - PERDA DE CARGA TOTAL.....	21
6.1.7 - A COTA DE ASSENTAMENTO DA GALERIA E OS NÍVEIS OPERACIONAIS.....	21
6.1.8 - CURVA DE DESCARGA MÁXIMA EM FUNÇÃO DO NÍVEL A MONTANTE - HA ₀	21
6.1.9 - DIMENSIONAMENTO DA BACIA DE DISTRIBUIÇÃO.....	24
7 - ANÁLISE DE ESTABILIDADE	27
7.1 - CONDIÇÕES DEBIDAS.....	27
7.2 - CONDIÇÕES DE SOLICITAÇÃO.....	27
7.3 - METODOLOGIA E CRITÉRIOS DE ANÁLISE.....	27
7.4 - ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA SEÇÃO TRANSVERSAL DA BARRAGEM.....	28
7.4.1 - Parâmetros Geotécnicos de Análise.....	28
7.4.2 - RESULTADOS.....	47



1 - Praktische Geometrie

000009

1 - PARÂMETROS GEOMÉTRICOS

1.1 - CÁLCULO DO FETCH

O efeito do fetch foi realizado com o emprego do conceito do fetch efetivo, ao qual é considerada a geometria do reservatório.

A determinação do fetch efetivo foi realizada dividindo-se a área do reservatório por intermédio de sucessivos segmentos de reta concêntricos, separados entre si por intervalos angulares de 2°, utilizando-se a seguinte expressão (ver Tabela 1.1):

$$F = \frac{\sum_{i=1}^n r_i \cdot \cos^2 \alpha_i}{\sum_{i=1}^n \cos \alpha_i}, \text{ onde:}$$

r_i - comprimento real de cada fetch;

α_i - ângulo que cada fetch faz com o alinhamento central.

Tabela 1.1 - Cálculo do Fetch Efetivo

α_i	r_i (km)	$\cos(\alpha_i)$	$r_i \cdot \cos(\alpha_i)$
28	8,814	0,7071	6,2308
48	8,752	0,7002	6,1303
28	8,692	0,8762	7,6095
18	8,632	0,9698	8,3803
28	8,572	0,9202	7,8941
28	8,512	0,8897	7,5558
18	8,452	0,9608	8,1198
28	8,394	0,9208	7,7324
8	8,334	0,9962	8,2912
8	8,274	1,0000	8,2738
8	8,214	0,9962	8,1842
28	8,152	0,9208	7,5098
18	8,092	0,9608	7,7857
28	8,032	0,8897	7,1598
28	7,972	0,9202	7,3371
38	7,912	0,7880	6,2158
38	7,852	0,7880	6,1882
48	7,792	0,6711	5,2278
48	7,732	0,6711	5,1908
Total		14,86	14,81

$$F = \frac{14,81}{16,26} = 0,91 \text{ km}$$

1.2 - ALTURA DA ONDA

A altura das ondas foi calculada pela expressão:

$$H = 0,75 + 0,24\sqrt{F} - 0,18\sqrt[3]{F} \quad (\text{Strommenon, } p / F < 18 \text{ km})$$

$$\text{para } F = 0,89 \text{ km} \cdot \text{leak}$$

obteve-se:

$$H = 0,82 \text{ m, altura da Onda}$$

1.3 - VELOCIDADE DA ONDA

$$V = 1,5 + 2 \cdot B \quad (\text{KAWILLARD}) \text{ Velocidade da onda, m/s}$$

$$V = 3,14 \text{ m/s}$$

1.4 - FOLGA DA BARRAGEM

Com o objetivo de evitar o transbordamento da barragem pela ação das ondas, foi calculada a folga da barragem através da seguinte expressão:

$$f = 1,02 + 0,0232F - 0,0062\sqrt[3]{F^3} + 0,482\sqrt{F} - 0,1048\sqrt[3]{F}$$

onde:

$$f = \text{folga}$$

$$F = \text{leak} = 0,89 \text{ km}$$

$$\text{Valor obtido: } f = 1,11 \text{ m}$$

1.5 - REVANCHE

$$\text{Calculado: } f = 1,11 \text{ m (folga)}$$

$$b = 2,40 \text{ m (altura revanche)}$$

$$R = f + b$$

$$R = 1,11 + 2,40 = 3,51 \text{ m (Riv elevado 3,70 m)}$$

1.6 - COTA DE CORDAMENTO

$$C_c = C_a + E$$

onde:

$$C_a = 141,8 \text{ (cota vértice sangradouro)}$$

$$E = 3,78 \text{ (resaca)}$$

$$C_c = 144,78 \text{ m (cota do coronamento da barragem)}$$

1.7 - ALTURA MÁXIMA DO MACIÇO

$$\text{Cota do coronamento} = 144,70 \text{ m}$$

$$\text{Cota mínima do talvegue} = 124,74 \text{ m}$$

$$\text{Altura máxima do maciço} = 19,96 \text{ m}$$

1.8 - LARGURA DO CORDAMENTO

Para determinação da largura de coronamento foram usadas as seguintes expressões:

$$\text{FRANCE: } L_c = 1,18\sqrt{H} + 3$$

$$\text{BUREAU OF RECLAMATION: } L_c = 0,20 H + 3 \text{ (m) (para altura barragem)}$$

onde:

L_c - largura de coronamento

H - altura da barragem acima do leito do rio.

Para:

$$H = 19,96 \text{ m}$$

$$\text{FRANCE: } L_c = 5,91 \text{ m}$$

$$\text{BUREAU: } L_c = 6,99 \text{ m}$$

Foi adotado o valor de 6,99 m.

1.9 - Rip-Rap

a) Camada Externa (Pavimentação)

A experiência tem mostrado que na maioria dos casos, o encrocamento de pedras jogadas casual e malhas tipo de proteção de talude de montante, a custo mínimo, resolve pelo qual é aqui adotado. Para dimensionamento do Rip-rap utilizam-se primeiramente as recomendações da *Tennessee Valley Authority*:

$$Q = CV^2$$

onde:

Q = espessura do Rip-rap;

V = velocidade das ondas em metros/segundo;

C = coeficiente em função do talude e peso específico do material.

Para $V = 3,34$ m/s e $C = 0,05$, tem-se:

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

O *U. S. Army Corps Engineers* indica, para uma altura da onda entre 0,60 - 1,20m e para um talude com inclinação 1:3, uma espessura de 0,45 m. Foi adotado: $Q_{\text{rip}} = 0,60 \text{ m}$

O rip-rap deve assentar-se sobre uma camada de transição com espessura de 0,30 m. A composição granulométrica dos materiais a serem utilizados para a proteção de talude de montante foi estabelecida com base nas recomendações de Singh e Sharma (1993) e do Manual de Inspeção de Segurança de Barragens de PROURB (1996) e é apresentada a seguir, nas tabelas 1.2 e 1.3 e na Figura 1.3.

Tabela 1.3 - Composição Granulométrica para Rip-rap

Parâmetro	Diâmetro (mm)
d_{10}	40
d_{30}	10
d_{60}	60
d_{90}	15

Tabela 1.3 - Faixas Granulométricas para Transição atenu - Rip-rap

Peneira	Diâmetro (mm)	Faixa Granulométrica (porcentagem que passa)
-	150	100
3"	76,2	87 - 100
3"	50,8	58 - 98
1 1/2"	38,1	47 - 84
1"	25,4	38 - 69
3/4"	19,05	34 - 61
3/8"	9,53	27 - 41
4	4,76	20 - 35
10	2,00	16 - 28
20	0,84	10 - 21
40	0,42	5 - 17
60	0,25	3 - 10
100	0,149	0 - 10
200	0,074	0 - 5

CURVA GRANULOMÉTRICA

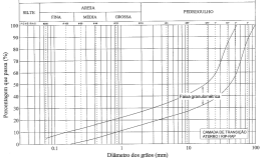


Figura 1.1 - Composição granulométrica da camada de transição entre o asfalto compactado e o síncipio

2 - ANÁLISE DAS CONDIÇÕES DE FLUXO

2 - ANÁLISE DAS CONDIÇÕES DE FLUXO

2.1 - CÁLCULO DAS VAZÕES DE PERCOLAÇÃO

Com o objetivo de se avaliar as vazões que atravessam a fundação e o maciço da Barragem Fiel, foram realizadas simulações numéricas de fluxo utilizando-se o programa SEEP2D, o qual, através do Método dos Elementos Finitos (MEF), permite a análise de fluxo permanente em meios saturados, incorporando efeitos de anisotropia.

Os parâmetros hidráulicos dos materiais que compõem a fundação do maciço da barragem foram estabelecidos com base em estudos de infiltração e de Perda d'Água apresentados no Relatório de Estudos Básicos — Estudos Geológico-prosódicos.

O maciço de terra sob a barragem Fiel é constituído por uma faixa de terra arenosa, compreendida entre duas elevações ricasas, com aproximadamente 95,0 m de largura e profundidades variando entre 2,0 e 4,0 m. O perfil estratigráfico nas áreas circunvizinhas ao lado da alameda possui uma camada superficial de solo sãole-areoso, com espessura média de 1,50 m, sobreposta-se a um estrato constituído por areia fina a média, com espessura de até 3,50 m. O material da camada de superfície possui coeficientes de permeabilidade variando entre 10^4 cm/s e 10^5 cm/s.

Imediatamente sob o terreno aluvionar repousa um estrato constituído por um grãoes arenoso a discrepante, que apresenta, em termos de infiltração ou de perda d'água, características, baixa transmissibilidade hidráulica.

Com relação ao nível freático, este foi encontrado, durante a estação seca (74m/95), em profundidades entre 1,50 m a 4,00 m.

Para se garantir a integridade do reservatório, deve-se recorrer a dispositivos que criem o estabelecimento de um regime de fluxo ou que permitam a coleta do fluxo através da fundação da Barragem. A alternativa mais conveniente, sob o ponto de vista técnico e econômico, e adotada no projeto executivo, compreende a construção de uma trincheira de vedação total conectando a maciço de terra compactada com o terreno sobjacente menos permeável.

Foi realizada, para o sistema de vedação proposto — visando a análise e dimensionamento dos sistemas de drenagem da Barragem Fiel —, uma simulação numérica de fluxo, admitindo-se o estabelecimento de um regime de fluxo permanente através do maciço e fundação. Nesta simulação, foram adotados as seguintes coeficientes de permeabilidade:

- solo compactado: 10^4 cm/s (vertical) e 9×10^4 cm/s (horizontal);
- areia (filos vertical e tapete drenante): 10^4 cm/s;
- maciço de terra (solo): 1 cm/s;
- solo sãole-areoso (camada superficial): 10^4 cm/s;
- camada arenosa subjacente ao material silteoso: 5×10^4 cm/s;
- terreno rochoso: 10^4 cm/s.

Com vistas à realização da análise de fluxo, foi escolhida a Seção 14 da maciça de terra compactada, local onde o depósito atinge sua maior profundidade (aproximadamente 8,10 m). Foi obtida, para a seção atendida, uma vazão 0,03 l/min/m (3,3 x 10⁻³ m³/s/m), pelo maciço de terra, e de 0,87 l/min/m (1,45 x 10⁻² m³/s/m), pela fundação, perfazendo 0,99 l/min/m (1,48 x 10⁻² m³/s/m) de vazão total.

Os resultados da análise de fluxo, nos quais se encontram incorporados todos os elementos constituintes da seção-tipo da barragem estão graficamente representados na Figura 2.1, que mostra a trajetória da rede de fluxo obtida para a seção 14 da maciça compactada.

2.2 - DIMENSIONAMENTO DA DRENAGEM INTERNA

2.2.1 - Espessura do Filtro Vertical

A descarga máxima através do maciço calculada na simulação numérica, e utilizada para o cálculo da espessura do filtro vertical, corresponde ao seguinte valor:

$$Q_b = 5,3 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{dia} = 0,03 \text{ l/min/m}$$

A espessura (a_f) do filtro vertical capaz de dar vazão à descarga, é calculada através da seguinte expressão:

$$Q_b = k_f \times i_f \times a_f$$

onde:

k_f = permeabilidade do filtro

a_f = área transversal do filtro = $a_f \times 1,0 \text{ m}$

$i_f = (h_f/L_f) = 1,0$

$$\text{com } a_f = \frac{Q_b}{k_f \times i_f} \quad \text{obtidos em:}$$

$$a_f = 1, = \frac{5,3 \times 10^3}{10^{-7} \times 1,0}$$

$$a_f = 0,005 \text{ m}$$

Tendo em vista aspectos construtivos, foi adotada uma espessura de 1,0 m.

2.2.2 - Espessura do Dreno Horizontal

O dreno horizontal deve ser dimensionado de modo a dar vazão à descarga final que atravessa o corpo da barragem (Q_{d1}) e a tensão de fundação (Q_{d2}).

Vazão máxima no dreno horizontal (Q_{d1}) :

$$Q_{d1} = 1,58 \times 10^3 \text{ m}^3/\text{dia} = 0,99 \text{ l/min/m}$$

$$d_{\text{cr}} = \frac{Q_{\text{crit}}}{k \cdot \pi}$$

Ordem: $A_{\text{cr}} = \pi d_{\text{cr}} \times 1,0 \text{ m}$

$$k_{\text{crit}} = 10^7 \text{ cm/s} = 10^5 \text{ m/s}$$

$\tau = (dP_p/dZ_p) = -0,25/0,26 = 1,0$ (simulação numérica, área no início do tapete de vento).

$$k_{\text{cr}} = \frac{1,0 \times 10^5}{10^{-2} \times 1,0}$$

$$d_{\text{cr}} = 0,15 \text{ m}$$

Foi adotado, para o tapete de vento, uma espessura de 1,0 m.

Barragem Faé

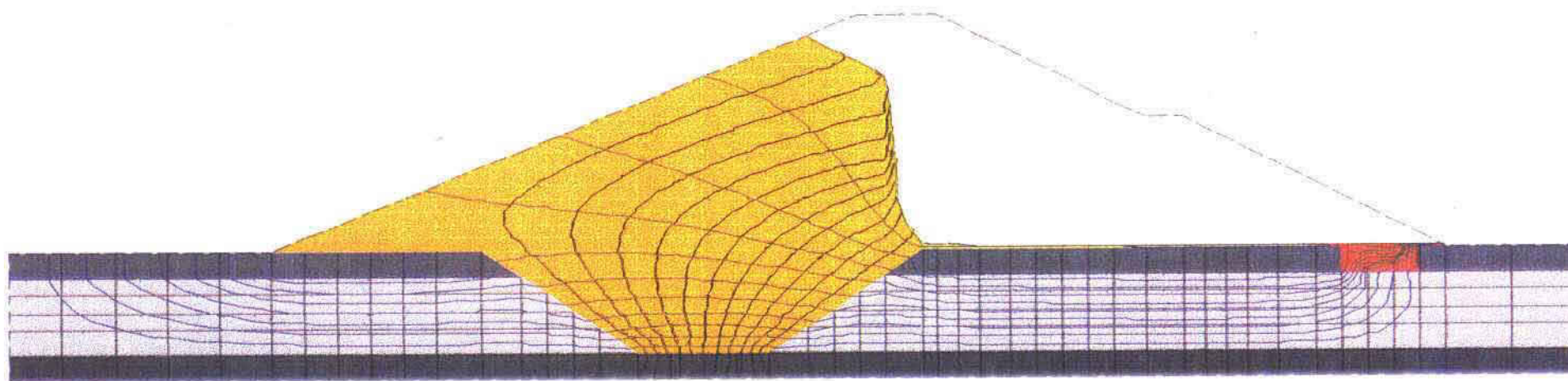


Figura 2.1 - Simulação do regime de fluxo

000020

**3 - GRANULOMETRIA DOS MATERIAS COMPONENTES DA
DRENAGEM INTERNA**

00A021

3 - GRANULOMETRIA DOS MATERIAIS COMPONENTES DA DRENAGEM INTERNA

Faz-se dimensionamento dos elementos constituintes da drenagem interna, livres adotadas as recomendações de Sharnak realizadas com base nos critérios de filtração de Terzaghi, e apresentadas e discutidas por Singh e Varyani³ (1995). Esta proposição, segundo as referidas autores, assegura a presença de uma forte restrição ao movimento de partículas entre diferentes materiais e garante a existência de um contraste nos coeficientes permeabilidade em torno da interface entre os mesmos. O critério de Terzaghi faz as seguintes recomendações:

$$1. \frac{D_{10}(\text{Filtro})}{D_{10}(\text{Base})} \geq 4 \text{ ou } 5;$$

$$2. \frac{D_{60}(\text{Filtro})}{D_{60}(\text{Base})} \geq 4 \text{ ou } 5.$$

Entretanto, Sharnak afirma que a primeira recomendação é excessivamente conservadora, podendo a relação D_{10}/D_{10} chegar a 8. Desta forma, adota-se, como trabalho, a seguinte crítica:

$$1. \frac{D_{10}(\text{Filtro})}{D_{10}(\text{Base})} \geq 8;$$

$$2. \frac{D_{60}(\text{Filtro})}{D_{60}(\text{Base})} \geq 5.$$

3.1 - INTERFACE SOLO ARGILOSO - AREIA

$$D_{10\text{sa}} = 0,015 \text{ mm}$$

$$D_{60\text{sa}} = 2,47 \text{ mm}$$

$$D_{10\text{a}} = 0,3 \text{ mm}$$

$$D_{60\text{a}} = 1,8 \text{ mm}$$

$$\frac{D_{10\text{a}}}{D_{10\text{sa}}} = \frac{0,3}{2,47} = 0,12 < 4$$

$$\frac{D_{60\text{a}}}{D_{60\text{sa}}} = \frac{0,3}{8,005} = 38 > 5$$

O material argiloso presente nas juntas indicadas no projeto atendê aos critérios de filtração adotados neste trabalho e deve atender as faixas granulométricas indicadas na Figura 3.1 e na Tabela 3.1.

3.2 - INTERFACE AREIA - AREIA

$$D_{10\text{a}} = 0,3 \text{ mm}$$

$$D_{60\text{a}} = 1,8 \text{ mm}$$

$$D_{10\text{a}} \leq 5 \times D_{10\text{a}} \text{ ou } D_{60\text{a}} \leq 9,6 \text{ mm}$$

³ Singh, B. e Varyani, R.S. (1995). "Engineering for Embankment Dams". A.A. Balkema Rotterdam/Brookfield.

$D_{ext} \geq 3 \times D_{int} \Rightarrow D_{ext} \geq 1,5 \text{ mm}$

$1,5 \text{ mm} \leq D_{ext} \leq 9,6 \text{ mm}$

A Brita deverá ser fabricada de modo a atender à especificação acima, ficando dentro da faixa mostrada na Tabela 3.2 e na Figura 3.1.

3.3 - INTERFACE BRITA - ENROCAMENTO

Faz o enrocamento que será construído a jusante de maciço compactado firmes aditados: $D_{ext,mac} = 250 \text{ mm}$ e $D_{int,mac} = 1000 \text{ mm}$. Verificação:

$$\frac{D_{ext,mac}}{D_{int,mac}} \leq 3 \Rightarrow \frac{250}{1000} = 0,25 < 3$$

O material para o enrocamento deverá ser fabricado de modo a atender à seguinte especificação:

$D_{ext,mac} \geq 200 \text{ mm}; \quad D_{int,mac} \geq 900 \text{ mm};$
 $D_{ext,mac} = 1.500 \text{ mm}; \quad D_{int,mac} = 100 \text{ mm}.$

TABELA 3.1 - Faixas Granulométricas - Areia Grossa

Passagem nº	Diâmetro (mm)	Faixa Granulométrica (percentagem que passa)
1	4,75	90 - 100
10	2,00	50 - 90
20	0,848	15 - 75
40	0,425	3 - 38
60	0,250	0 - 25
100	0,149	0 - 14
200	0,075	0 - 0

TABELA 3.2 - Faixas Granulométricas - Brita

Passagem nº	Diâmetro (mm)	Faixa Granulométrica (percentagem que passa)
-	300	-
-	100,00	-
3"	75,000	100
2"	50,800	75 - 100
1 1/2"	38,100	50 - 90
1"	25,400	30 - 80
3/4"	19,00	10 - 70
5/8"	9,50	20 - 50
4	4,75	10 - 30
10	2,00	0 - 10
20	0,848	0

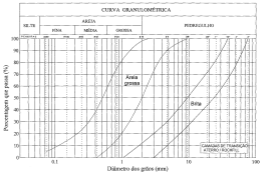


Figura 3.1 - Composição granulométrica das amostras de transição entre o asfalto compactado e o rodillo



4 - VERDEOURO

000025

4 - VERTEDEIRO

O vertedouro localiza-se na sola topográfica da margem direita, com uma largura de 80 m e eixo fixado na cota 241,0 (+m) (Kilómetro Geral, Volume 1 - Descrição Geral do Projeto).

A cota coberta da laje de concretado do tacho não será marcado o canal exceto em torno da cota 251 m, o que implica em escavações com profundidades superiores a 10 m em alguns trechos. A rocha com condições suficientes para resistir a eventos momentâneos, em média, entre 3,0 m e 4,0 m de profundidade (em torno da cota 248,0), o que sugere a necessidade de construção de apenas uma pequena valina (perfil de fundo) para regularização do nível de acumulação de reservatório.

Os cálculos associados ao dimensionamento do vertedouro (do tipo canal de fundo plano) estão apresentados no Relatório dos Estudos Hidrológicos. Os resultados finais obtidos após o dimensionamento estão reproduzidos na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Resultados Finais do Cálculo do Sangradouro

Cota do sangradouro (m)	241
Largura do sangradouro (m)	80
Nível regularizado com 95% de garantia (m)	281
Vol. Alburno médio anual (hm ³)	25,86
Volume morto (hm ³)	155
Volume de cheio (m ³ /s)	
TR=1.000 anos (q ₅₀ =130,0m ³ /s)	1.129,68
TR=10.000 anos (q ₅₀ =146,2m ³ /s)	1.447,52
Capacidade do sangradouro (m ³ /s)	
TR=1.000 anos (capaz 2,47m)	426,28
TR=10.000 anos (capaz 2,95m)	548,48

5 - ESTUDO DO REFINAAMENTO RÁPIDO

000027

5 - ESTUDO DO REBAIXAMENTO RÁPIDO

Para esse estudo considerou-se a análise proposta no EM - 11 18-3-1902, "Engineering and Design Stability of Earth on Flooded Dams" - USACE (1970), onde é sugerido um critério para a estimativa da duração da fase de saturação em condições parciais de saturação durante o rebaixamento da nível d'água no reservatório.

Este estudo compreende as seguintes etapas:

5.1 - ESTIMATIVA DA VAZÃO DE DESCARGA

Para a estimativa da vazão de descarga, foram consideradas duas componentes:

- Q_{evap} - vazão dada pela evaporação da água no reservatório. Para a região, a evaporação média anual é de 1,89 m.
- Q_{regul} - vazão dada pela descarga regularizada pela tomada d'água com um valor de 0,282 m³/s.

Para curva COTA-ÁREA-VOLUME estimou-se q_{regul} da seguinte forma:

$$\text{Cota } 243,43 \text{ (NA}_{\text{max}}\text{)}: V_1 = 38,7 \text{ km}^3 \text{ e } S_1 = 763,8 \text{ km}$$

$$\text{Cota } 212,08 \text{ (NA}_{\text{min}}\text{)}: V_2 = 1,28 \text{ km}^3 \text{ e } S_2 = 43,1 \text{ km}$$

$$H_0 = \text{NA}_{\text{max}} - \text{NA}_{\text{min}} = 243,43 - 212,08 = 31,35 \text{ m}$$

$$q_{\text{regul}} = \left(\frac{S_1 + S_2}{2} \right) = 1,98 = 1,98 \times 10^6 \text{ m}^3 / \text{ano}$$

A vazão total (Q) será então:

$$Q \text{ (m}^3\text{/ano)} = q_{\text{evap}} + q_{\text{regul}}$$

$$Q = (1,008 + (0,282 + 11,516)) \times 10^7 = 13,2 \times 10^7 \text{ m}^3 / \text{ano} = 37,2 \text{ km}^3/\text{ano}$$

5.2 - TEMPO PARA REBAIXAMENTO DO NA MAX PARA NA MIN.

$$t = \frac{\Delta \text{volume}}{Q} = \frac{V_1 - V_2}{Q} = \frac{(38,78 - 1,28) \times 10^7}{13,2 \times 10^7} = 2,23 \text{ anos}$$

$$t = 2,23 \text{ anos.}$$

5.3 - VELOCIDADE DE DESCIDA DO NÍVEL D'ÁGUA

A velocidade de descida do nível d'água no reservatório é dada pela seguinte equação:

$$v = \frac{\Delta H}{t} = \frac{245,45 - 231,80}{2,25} = 6,02 \text{ m/dia} = 1,625 \times 10^{-3} \text{ m/s}$$

5.4 - ESTIMATIVA DA QUEDA DA LINHA DE SATURAÇÃO NO MACIÇO

Cálculo de F_0 :

$$F_0 = \frac{k}{m \cdot \alpha} \quad \text{onde:}$$

F_0 = parâmetro adimensional

k = permeabilidade do material do maciço

m = porosidade efetiva

$$m = \frac{n}{100} = \frac{w_1 - w_2}{w_1}$$

w_1 = teor de umidade saturado

w_2 = teor de umidade depois da drenagem

V = velocidade de rebaixamento do nível d'água do reservatório

Considerando, para a Barragem Fiat,

$k = 10^{-7} \text{ cm/s}$;

$m = 20\%$;

$v = 1,625 \times 10^{-3} \text{ m/s} = 1,625 \times 10^{-2} \text{ cm/s}$, obtém-se:

$$F_0 = \frac{10^{-7}}{0,2 \cdot 1,625 \times 10^{-2}} = 3,05 \times 10^{-5}$$

Pelo diagrama publicada no trabalho supracitado, obtém-se:

para $F_0 = 3,05 \times 10^{-5}$ e $\alpha = 1,2,5$ $\Rightarrow \alpha = 98\%$.

$$\alpha = \frac{H_0 - D H_0}{H_0}$$

$$D H_0 = (1 - \alpha) \cdot H_0 = (1 - 0,98) \cdot 11,45 = 0,46 \text{ m}$$

Como a mudança de posição da linha livre no maciço é muito reduzida em relação ao rebaixamento do nível d'água no aquífero, adotará a condição caracterizada como rebaixamento rígido.

6 - Τμήμα Ελέγχου η Επιστημονική Διοίκησης

000030

6 - TOMADA D'ÁGUA E ESTRUTURA DE DISSIPACÃO

6.1 - LOCALIZAÇÃO

Considerando-se as condições geotécnicas e a ausência de qualquer restrição quanto às condições operacionais, decidiu-se prever-se a tomada d'água na estufa (figção T) do eixo da barragem, pelo lado da ambientação esquerda, com controle de saída a jusante.

6.2 - CÁLCULO DO DIÂMETRO

O diâmetro foi calculado para atender uma vazão regularizada de 200 l/s e uma vazão de pico para irrigação de 300 l/s, utilizando-se a fórmula do diâmetro econômico proposta por LEMCASTRE (1987) que tem a forma:

$$D = 0,55 \times Q^{0,42}, \text{ sendo } D \text{ o diâmetro em m e } Q \text{ a vazão em m}^3/\text{s}.$$

Para a vazão regularizada ($Q = 200 \text{ l/s}$), tem-se:

$$D = 0,55 \times 0,200043 = 0,56 \text{ m}.$$

Foi adotado um diâmetro $D = 600 \text{ mm}$, que é a dimensão mínima que permite uma inspeção visual interna da tubulação no campo.

6.3 - DETERMINAÇÃO DA PERDA DE CARGA LINEAR (h_{fL})

Foi empregada a expressão de HAZEN-WILLIAMS:

$$J = \frac{10,643 \times Q^{1,48}}{C^{1,48} \times D^{4,75}},$$

sendo J a perda de carga unitária em m/m; Q a vazão em m^3/s ; C o coeficiente de rugosidade e D o diâmetro da tubulação em m. Assim, para:

$$Q_{\text{regulada}} = 200 \text{ l/s} \Rightarrow V = 1,04 \text{ m/s}$$

$$C = 90 \text{ (apo solidado em aço)}$$

$$D = 0,60 \text{ m}$$

$$L = 74,0 \text{ m (extensão da galeria). Assim:}$$

$$J = \frac{10,643 \times Q^{1,48}}{90^{1,48} \times 0,6^{4,75}} = 6,0318 \times Q^{1,48}$$

$$h_{fL} = J \times L \quad h_{fL} = 6,0318 \times Q^{1,48} \times 74,8 = 2,38 \times Q^{1,48}$$

$$\text{ou seja, } h_{fL} = 2,05 \times Q^{1,48}$$

6.4 - VERIFICAÇÃO DA VAZÃO MÁXIMA EM FUNÇÃO DA DECLIVIDADE DE ASSENTAMENTO

- Cota da Geométrica Inferior do Montante (CGL_m) = 229,50
- Cota da Geométrica Inferior do Jusante (CGL_j) = 228,50
- Comprimento do tubo = 74,0 m

$$\Delta h \text{ disponível} = \frac{CGL_m - CGL_j}{L} = \frac{0,90}{74,0} = 0,007 \text{ m/m}$$

Considerando-se a fórmula de HAZEN-WILLIAMS:

$$J = \frac{14,83 \times Q^{1,49}}{C^{1,49} \times D^{4,75}} = 0,0010 \times Q^{1,49}$$

e substituído-se os valores tem-se que:

$$0,007 = 0,0010 \times Q^{1,49}$$

$$Q^{1,49} = \frac{0,007}{0,0010} = 0,126$$

$$Q = 0,126^{0,67} = 0,48 \text{ m}^3/\text{s}$$

6.5 - PERDA DE CARGA LOCALIZADA (HF)

For utilizada a expressão geral para perda de carga localizada:

$$h_{Lj} = \sum K \frac{V^2}{2g}, \text{ onde a velocidade é dada em m/s e } g \text{ é a aceleração da gravidade.}$$

Perdas Consideradas:

1. Curva: Ø 600 mm: $k = 0,75$
2. Registro de gaveta Ø 600 mm: $k = 2 \times 0,20 = 0,40$
3. Saída: $K = 1,0$

$$\text{Assim } h_{Lj} = 2,15 \frac{V^2}{2g} = \text{mas } \frac{V^2}{2g} = \frac{\frac{Q^2}{A^2}}{2g} = \frac{Q^2}{2g \times \left(\frac{\pi \times D^2}{4}\right)^2} = \frac{Q^2}{2g \times \pi^2 \times D^4}$$

$$\frac{V^2}{2g} = \frac{Q^2 \times 16}{2 \times g \times \pi^2 \times D^4} = 0,608 Q^2, \text{ logo } h_{Lj} = 2,15 \times 0,608 \times Q^2 = 1,372 Q^2$$

6.6 - PERDA DE CARGA TOTAL

$$M_f = M_f' + PV_f \quad \Delta \quad H_f = 2,368 Q^{0,87} + 1,373 Q^2$$

Perdas para as vazões de operação (sem escoamento livre):

$$Q_{\text{Operação}} = 200 \text{ l/s} \Rightarrow H_f = 2,368 \times 0,200^{0,87} + 1,373 \times 0,200^2 = 0,24 + 0,12 = 0,36 \text{ m.c.a.}$$

6.7 - A COTA DE ASSENTAMENTO DA GALERIA E OS NÍVEIS OPERACIONAIS

Para condições geotécnicas e observando-se as regras operacionais estabelecidas na sinalização da reservatória, definiu-se a cota 229,80 para a grade inferior da entrada da tubulação d'água com diâmetro de 600 mm.

Considerando-se a cota $C_{\text{tubo}} = 229,80$ e a condição de submersão mínima a montante de 1,68m $\left(\frac{r}{D} = 0,08 \text{ m para } Q = 200 \text{ l/s} \right)$, definiu-se a seguir o nível mínimo de garantia total de derivação para jusante:

$$NA_{\text{tubo}} = CGI_{\text{tubo}} + D = 1,68$$

$NA_{\text{tubo}} = 229,80 + 0,60 + 1,68 = 232,0$ m, que na curva cota a área x volume da reservatório corresponde 1,28 hm^2 , valor inferior ao nível mínimo operacional adotado para a reservatório (2,33 hm^2).

A declividade de assentamento da tubulação foi definida em função das condições geotécnicas de seção da galeria, tratando-se minimizar as escavações em rocha e garantir a estabilidade da obra a montante e a jusante da galeria.

- Cota do Montante = 229,80
- Cota do Jusante = 229,38
- Carga Mínima Disponível = 0,50 m (escoamento livre)
- Comprimento da tubulação da Galeria = 15,0 m

6.8 - CURVA DE DESCARGA MÁXIMA EM FUNÇÃO DO NÍVEL A MONTANTE - NA_m (ESCOAMENTO SOB CARGA)

Equação das perdas de cargas totais (H_f):

$$H_f = H_{\text{tubo}} + H_{\text{sa}} = 2,368 Q^{0,87} + 1,373 Q^2$$

Nível de Saída a Jusante:

$$NA_j = COI_j + D$$

$$NA_j = 229,3 + 0,60 = 229,9 \text{ m.}$$

Carga Disponível em função do nível de montante NA_m (Variável):

$$\Delta N_0 = N_{0,2} - N_0 = N_{0,2} = 239,9$$

Fazendo-se $\Delta N_0 = HZ$, tem-se :

$\Delta N_0 = N_{0,2} = 239,9 = 2,308 Q^{0,75} + 1,372 Q^2$; é a equação final relacionando a descarga com o nível de montante, que varia de mínimo de 239,4 ao máximo de 241,8 m (Tabela 6.1)

Tabela 6.1 - Relação descarga vs. nível do montante

Vazão (m³/s)	Cota (m)	H(m)	V (m/s)
0,200	239,45	0,36	1,04
0,300	239,45	0,37	1,06
0,400	239,60	0,52	1,41
0,500	239,68	0,60	1,57
0,600	239,43	1,39	2,12
0,700	239,81	1,09	2,49
0,800	239,45	1,46	2,65
0,900	239,68	1,69	3,19
1,000	239,72	1,73	3,24
1,100	239,45	4,48	3,88
1,200	239,29	5,28	4,28
1,300	239,13	6,08	4,68
1,400	239,00	6,88	4,98
1,500	238,98	7,88	5,37
1,600	239,04	8,88	5,68
1,700	240,18	10,70	6,37
0,800	241,31	11,37	6,37

6.9 - DIMENSIONAMENTO DA BACIA DE DISSIPACÃO

A estrutura de dissipação selecionada para a descarga de transição d'água foi a bacia de impacto padronizada pelo "BUREAU OF RECLAMATION" nas séries "DESIGN OF SMALL BAMS" e "RESEARCH DESIGN OF STEEL-CORRUGATED ENERGY DISSIPATORS", cujo processo de cálculo é apresentado a seguir:

$$NA \text{ de jusante} = 239,90 \text{ m}$$

$$NA \text{ mínima} = 241,00 \text{ (Cota da Solina de Vertedouro)}$$

$$\text{Carga hidráulica mínima: } h = 241,00 - 239,90 = 11,10 \text{ m}$$

$$\text{Velocidade de Impacto: } V = \sqrt{2 \times g \times h} = \sqrt{2 \times 9,81 \times 11,10} = 14,76 \text{ m/s} = 49,41 \text{ ft/s}$$

$$\text{Área fictícia de fluxo quadrado: } A = \frac{Q}{V} = \frac{1,77}{14,76} = 0,120 \text{ m}^2$$

$$\text{Largura fictícia do fluxo: } D = \sqrt{A} = \sqrt{0,120} = 0,348 \text{ m}$$

$$\text{Número de Froude: } Fr = \frac{V}{\sqrt{g \times D}} = \frac{14,76}{\sqrt{9,81 \times 0,348}} = 8,01$$

Pela Figura 10-14 da página 464 do DESIGN OF SMALL DAMS, $\frac{w}{D} = 0,1$, ou seja, $w = 0,1 \times 0,346 = 0,0346 \text{ m} = 0,035 \text{ ft}$

Foi projetada uma base de formato pedrão, com as dimensões ajustadas conforme a parametrização relativa das dimensões constante na citada figura 10-14 em função de $w = 0,035 \text{ m}$.

7 - Análise de Estabilidade

060036

7 – ANÁLISE DE ESTABILIDADE

7.1 - CONSIDERAÇÕES GERAIS

Esta análise foi elaborada a partir de parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) obtidos com base em um *Esopo Triaxial* CU_{un} , executados em amostras deformadas da Lâmina de Solos OI e informadas de solo através da análise superficial de lâminas ativas, e também, a partir de correlações diretas com os resultados da SPT obtidas através do Sondaplogon Mítica e a Permeabilidade.

7.2 - CONDIÇÕES DE SOLICITAÇÃO

As condições de solicitação analisadas foram as seguintes:

1. Final de Construção;
2. Reservatório Cheio (ota 243,03);
3. Rebaixamento Rápido até a cota 131,80;
4. Ocorrência de Abalo Sísmico com o reservatório cheio.

A condição de Final de Construção representa a situação em que o aterro compactado apresenta níveis finais de saturação, com pressões verticais pontuais durante a construção ainda não dissipadas, sendo estimadas nas análises por parâmetros de pressão neutra u . Nas análises realizadas foi adotado um valor de ru constante e igual a 0,20. Foram analisadas nesta condição os taludes de montante e de jusante.

A condição de Reservatório Cheio considera que as pressões verticais atuantes no aterro compactado são provenientes do estabelecimento do fluxo em regime permanente pela repelê estudada. Para esta condição foram analisada a estabilidade de talude de jusante, em função da ação estabilizante da parede externa exercida pela água no talude de montante.

A condição de Rebaixamento Rápido pretende simular a situação em que o nível d'água do reservatório é reduzido, enquanto que o aterro compactado permanece com os níveis piezométricos previamente estabelecidos durante o regime permanente, *ou*, com o reservatório cheio. Nesta condição, a retirada da pressão externa exercida pela água no talude de montante e a manutenção de níveis piezométricos praticamente inalterados no mesmo levam a uma redução do Fator de Segurança (F.S.). Nas análises efetuadas, foi considerado que o abaixamento hidráulico ocorre instantaneamente, permanecendo a superfície livre na posição imediatamente anterior ao início do rebaixamento.

7.3 - METODOLOGIA E CRITÉRIOS DE ANÁLISE

Todas as análises realizadas levaram em conta a ocorrência de ruptura por corte de superfície circular, considerando que a resistência ao cisalhamento ao longo dessa superfície é mobilizada uniformemente, como preconiza a teoria do equilíbrio limite, ou seja, todos os pontos ao longo da superfície analisada estão submetidos ao mesmo F.S.

As superfícies potenciais de ruptura correlacionadas às superfícies que apresentaram o menor F.S. foram determinadas a partir da pesquisa automática processada por computador pelo programa XSTABL (University of British Columbia, Canada).

As pressões neutras consideradas nas análises de estabilidade de Reboisamento Rápido e Região de Operação foram obtidas com base na rede de fluxos apresentada no Capítulo 2.

Foram consideradas, como fatores de segurança administrativos, os valores descritos na Tabela 7.1, a seguir:

Tabela 7.1 - Fatores de Segurança Administrativa

Condição de Solicitação	F.S. Administrativo
Fim de construção	1,30
Reservatório Cheio	1,50
Reservatório Cheio com Abalo Sísmico	1,10
Reboisamento rápido	1,10

7.4 – ANÁLISE DE ESTABILIDADE DA SEÇÃO TRANSVERSAL DA BARRAGEM

Foi recolhida, para os estudos de estabilidade, a seção representada pela maior altura a partir do topo realçado, cota 213,96 (Est. 14). O cimo da barragem nesta seção encontra-se na cota 228,0 representando, portanto, uma altura de solo compactado a partir do terreno natural de 14,70 m. Na fundação, tem-se uma camada de silte assado com 2,50 metros de espessura sobreposta a uma camada de areia fina e média, com cerca de 4,50 m de espessura. Foi considerada, nas análises, a curvatura da primeira metade do abutão, de forma que nas análises de talude de montante o sítio compactado foi posicionado na cota 217, posicionando uma altura de muro de 17,70 metros. Para jusante, o terreno natural apresenta uma pequena depressão até a cota 224,40 m, junto ao rockfill. Devido a esta depressão, a análise de estabilidade de talude de jusante foi efetuada, alternadamente, considerando-se a cota de terreno natural no lado de jusante, e que ocorreu em uma altura de seção de 20,24 m no lado superexcavado.

Da camada superficial silteosa, foi recolhida uma amostra indistintamente que submetida ao ensaio triaxial apresentou $c=0$ e $\phi=36^\circ$.

A crista da barragem, na seção recolhida, apresenta 6,0 m de largura e está posicionada na cota 244,70. O talude de montante apresenta inclinação de 1V:2,5 H e o de jusante inclinação 1V:2 H, com terraço de 3,0 m de largura na cota 236,70 e presença de rockfill com cota na cota 238.

7.4.1 - PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE ANÁLISE

Os parâmetros geotécnicos adotados nas análises, estão apresentados na Tabela 7.2 a seguir:

Tabela 7.2 - Parâmetros Geotécnicos

MATERIAL	c' kPa	ϕ'	γ_{sat} kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	n_g
Aterro compactado	0	30°	19	19	0,20
Filtro de Areia	0	30°	19	19	-
Rockfill	0	39°	22	22	-
Silte	0	28°	19	19	-
Areia Grossa	0	28°	19	19	-

a) ATERRO COMPACTADO

Os parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito efetivos) foram os obtidos no Ensaio Triaxial (T) sob drenado pelo Laboratório de Solos da Universidade Federal de Goiás em amostras compactadas da Jarida 01 (Foto 22).

No Volume - Ensaios Geotécnicos-Geotécnicos - estão apresentados os resultados completos dos ensaios e os resultados de caracterização das Jaridas.

b) SOLOS DE FUNDAÇÃO (ALUVIÃO)

b.1) Camada Superficial Silte:

Nas análises, utilizaram-se os parâmetros efetivos obtidos do Ensaio triaxial (T) sob drenado em amostra indeformada recolhida a uma profundidade de 0,20m a 40 m a jusante do eixo na Estaca 13.

O ângulo de atrito dos solos de fundação aluvionar foram obtidos com base na avaliação dos resultados do SPT e consulta bibliográfica adequada.

b.2) Areia Grossa

Dados:

SPT média = 10;

Altura do aterro = 5 m;

Profundidade do nível d'água = 2,0 metros.

i - Cálculo da pressão vertical efetiva (p_e')

$$p_e' = 5,0 \times 19 \text{ kN/m}^3 = 5,0 \text{ m} \times 19 \text{ kN/m}^3 = 94,9 \text{ kPa}$$

II - Cálculo da Densidade Relativa da areia (D_r)

Com base na figura proposta por Gibbs e Holtz (1967)² assumido-se com $p_v^* = 140 \text{ kPa}$, a SPT = 33, obtinhamos $D_r = 30\%$ (veja figura).

III - Cálculo do ângulo de atrito da Areia (ϕ^*)

III.1 - MEYERHOFF³ (1966) sugere para areias com mais de 7% de finos.

$$\phi^* = 23^\circ + 15 D_r = 23^\circ + 15 \times 0,30 = 32,5^\circ$$

III.2 - VICTOR DE MELLO⁴ (1971) indica:

$$k_f \phi^* = \frac{0,712}{1,45 - D_r} = \frac{0,712}{1,45 - 0,30} = 0,730 \quad \text{ou } \phi^* = 35,7^\circ$$

Com base nos resultados acima, e considerando-se que se trata de uma areia com finos adotou-se nos análises de estabilidade um ângulo de atrito para o aterro de 28° ($23^\circ < \phi^* < 35^\circ$)

c) DRENOS DE AREIA E ROCKFILL

Os parâmetros de resistência do drenos de areia e Rockfill foram estimados com base na experiência do projeto.

• Determinação do Coeficiente de Similitude

Tendo em vista a não disponibilidade de dados experimentais relativos à região onde será construída a Barragem Foz, recorreu-se aos registros históricos de abalos sísmicos publicados pela DMSCS em 1990. De acordo com estes registros, o maior tremor de terra já registrado no Nordeste brasileiro ocorreu em Piraçuba-Ca, em 1590, quando foi observado nessa cidade um abalo sísmico de intensidade 7 (Mercalli) e magnitude 5,2 (Richter).

Na tabela elaborada por Stewart et al (1963), apud Singh e Vanhaney, (1995) pode-se observar que um tremor de terra de intensidade 7 (Mercalli) pode dar origem a uma aceleração de campo de até 0,1g, aproximadamente. Vale ressaltar que Seed et al. (1978) apud Singh e Vanhaney, (1995) afirma que, em geral, barragens "bem construídas" não sofrem quaisquer danos mais significativos no sistema subterâneo a acelerações do pico de até 0,2g.

De acordo com o U.S. Army of Engineers (Milit. Paper GL-94-13, apud SEMATE, Chav's Manual) o coeficiente de similitude a ser utilizado nos cálculos de estabilidade com aterragem

² GIBBS, HOLTE-HOLTZ "Research on determining the density of earth by the cone penetration test", Proceedings, # ICEMEL London, vol. 1, pp. 23-25.

³ MEYERHOFF, G. G. (1966) - "Penetration Test and Bearing Capacity of Cohesionless Soils" - Journal ASCE - 92(1).
⁴ MELLO, V. P. de. (1971) - "Fundamentação de Barragem de Terra com Drenos de Areia".

pesado-dinâmica pode ser estimado como sendo igual a aproximadamente 50% da aceleração do campo inercial por terremoto. Dessa forma, poderia ser adotado, para a Barragem Fiel $\alpha=0,05$.

Por outro lado, Singh e Vaidyaney (1993) destacam que, em alguns países (e.g., EUA), não frequentemente utilizados, em projetos de barragens, coeficientes de similitude empírica variando entre 0,05 a 0,15.

Foi adotado, neste trabalho, $\alpha=0,10$.

7.4.2 - RESULTADOS

A Tabela 7.3 apresenta os resultados das análises de estabilidade, para as condições de solheirações consideradas. Os valores de F.S. apresentados correspondem aos mínimos obtidos a partir de pesquisas de superfícies potenciais de ruptura circulares.

Tabela 7.3
F.S.'S Críticos Obtidos das Análises de Estabilidade

Condição de Solheiração	Tipo de Análise	Arquivo	Fator de Segurança
Final de Construção	Montante	BFAE3PC3	1,061
	Jusante	BFAE3PC1	1,473
Reservatório Cheio	Jusante	BFAE3PC1	1,617
	Jusante	BFAE3PC2	1,128
Rebalsamento Rápido	Montante	BFAE3PC1	1,167

(*) Ver nota sobre o coeficiente de similitude

São reproduzidos, a seguir, os resultados constantes nos arquivos de saída do programa STABL.

ANÁLISIS DE ESTABILIDADE - ARQUIVOS DE SAÍDA

000042

GEOSTRUC Soil Parameters

1 (specify) all soil

Water Surface No.	SOIL		Cohesion		Friction		Bore Pressure	
	Soil	Moist	Lab.	Empirical	Angle	Parameter	Constant	
	No.	type	type	type	type	No.	type	
	1	18.0	18.0	0.0	32.0	.000	.0	1
	2	18.0	18.0	.0	38.0	.000	.0	1
	3	22.0	22.0	.0	35.0	.000	.0	1
	4	18.0	18.0	.0	38.0	.000	.0	1
	5	18.0	18.0	.0	28.0	.000	.0	1

1 Water surface(s) have been specified

Unit weight of water = 10.00 pcf

Water surface No. 1 specified by 4 coordinate points

 VERBALE SURFACE

Point No.	x- coord (ft)	y- coord (ft)
1	.00	224.48
2	113.73	229.44
3	228.73	243.29
4	344.73	243.88

SURFACES THAT LIMIT SURFACE GENERATION HAVE BEEN SPECIFIED

LOWER LIMITING BOUNDARY OF 1 SURFACE:

Segment No.	x-left ft	y-left ft	x-right ft	y-right ft
1	.00	224.48	144.00	218.80

A critical failure surface searching method, using a random technique for generating VERBALE surfaces has been specified.

500 trial surfaces have been generated.



22 POINTS radiate from each of 18 points equally spaced along the ground surface between $x = 48.00$ ft. and $x = 82.00$ ft.

Each surface terminates between $x = 308.00$ ft. and $x = 318.00$ ft.

Unless further limitations were imposed, the minimum elevation at which a surface extends to $y = 318.00$ ft.

3.00 ft. line segments define each CIRCULAR failure surface.

ANGULAR RESTRICTIONS :

The circular segment of each failure surface will be inclined within the angular range defined by :

- Lower angular limit = -85.0 degrees
- Upper angular limit = (slope angle + 3.0) degrees

FACTORS OF SAFETY have been calculated by the :

* * * * * MODIFIED STRAIN METHOD * * * * *

The most critical circular failure surface is specified by 21 coordinate points

Point No.	X-COORD (ft)	Y-COORD (ft)
1	48.00	324.48
2	49.13	323.38
3	49.99	322.52
4	52.00	322.00
5	54.00	322.44
6	56.00	322.87
7	61.00	323.30
8	64.00	323.55
9	67.00	323.85
10	69.75	324.20
11	71.00	324.60
12	74.10	324.82
13	76.00	324.87
14	81.00	325.71
15	84.00	326.04
16	86.10	326.50
17	88.50	327.04
18	90.00	328.00
19	92.00	328.87



20 134.08 248.39
 21 134.32 243.81

**** Modified EIRBOP PGM = L-627 ****

The following is a summary of the TOP MOST CRITICAL problems

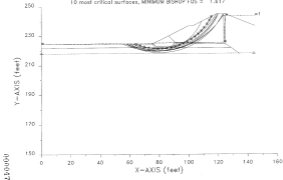
Problem Description : K&E - R&E, CRDIO

SYMBOL Number	PGM	Circle Number		Radius	Initial Terminal	
		W-wound	P-wound		w-wound	w-wound
1.4748E+00	1. L-627	78.84	248.84	89.48	88.52	115.32
2.4218E+00	2. L-628	80.88	244.83	82.87	88.52	114.43
3.2348E+00	3. L-629	79.74	244.48	84.48	88.90	114.77
4.2348E+00	4. L-621	80.90	252.83	83.76	82.11	120.38
5.4738E+00	5. L-624	78.41	278.17	89.48	87.68	114.70
6.4008E+00	6. L-622	78.88	272.87	81.88	87.68	120.78
7.4238E+00	7. L-622	79.92	259.89	84.48	82.11	118.81
8.4438E+00	8. L-624	77.84	253.90	83.88	81.90	108.70
9.4038E+00	9. L-641	78.14	274.83	84.88	81.47	124.88
10.4348E+00	10. L-642	80.70	245.83	87.48	87.68	123.88

*** END OF FILE ***

FAE - RES. CHEIO

10 most critical surfaces, MINIMUM BISHOP FOS = 1.817





XTRNL

SLICE STABILITY ANALYSIS using

Simplified Bishop or FOSD methods

Copyright (c) 1978

Innovative Software Designs, Inc.

All Rights Reserved

Prof. Nick Campanella

Civil Eng., UCLW of B.C.

Vancouver, CANADA

Ver. 3.22 (a) JOB#

Problem Description = SANDHORN DAM - RECONSTRUCTED CROSS OF SLICE

SLICE#1 SURFACE COORDINATES

7 SURFACE boundary segments

Segment No.	x-COOR (ft)	y-COOR (ft)	x-FLAG (ft)	y-FLAG (ft)	SOIL UNIT Below Segment
1	.00	124.49	75.27	218.95	4
2	75.27	224.49	98.21	218.80	3
3	98.21	196.99	98.21	218.20	2
4	98.21	224.79	200.71	218.70	1
5	124.79	224.79	218.71	218.20	1
6	124.79	224.79	218.71	218.20	1
7	124.79	244.79	244.71	218.20	1

14 SUBSURFACE boundary segments

Segment No.	x-COOR (ft)	y-COOR (ft)	x-FLAG (ft)	y-FLAG (ft)	SOIL UNIT Below Segment
1	98.21	224.20	80.89	224.49	3
2	98.21	224.49	124.71	224.49	3
3	124.71	224.49	124.71	224.59	3
4	124.71	243.99	124.71	243.29	2
5	124.71	243.99	124.71	244.49	2
6	75.27	224.99	78.23	224.45	2
7	75.27	224.49	77.73	223.99	2
8	77.73	222.99	89.89	222.99	2
9	89.89	222.99	89.89	222.49	2
10	75.27	224.49	77.73	221.99	2
11	77.73	221.99	89.89	221.99	2
12	89.89	221.99	89.89	221.49	2
13	80.89	224.49	124.71	223.99	2
14	124.79	224.49	218.20	221.99	2
15	.00	221.49	224.80	221.99	2
16	124.79	221.99	218.20	217.50	2



ISOTROPIC SOIL PARAMETERS

3 TYPES OF SOIL

Water Surface No.	Soil		Unit Weight	Extension	Friction	Pore Pressure		
	TYPE	NO. OF	WGT.	DISCREP.	ANGLE	PARAMETER	CONSTANT	
	NO.	SOIL	(pcf)	(pcf)	(deg)	(K)	(pcf)	
	1	14.0	12.0	0.0	30.0	.800	.0	1
	2	14.0	12.0	.0	30.0	.800	.0	1
	3	22.0	22.0	.0	30.0	.800	.0	1
	4	14.0	12.0	.0	30.0	.800	.0	1
	5	14.0	12.0	.0	30.0	.800	.0	1

1 Water surfaces have been specified

Unit weight of water = 10.00 pcf

Water Surface No. 1 specified by 4 coordinate points

.....
 POINTS SPECIFIED

Point No.	X-VALUE (FT)	Z-VALUE (FT)
1	.00	224.00
2	124.71	224.00
3	124.71	243.00
4	144.71	243.00

A horizontal earthquake loading coefficient of .100 has been assigned

A vertical earthquake loading coefficient of .100 has been assigned

BOUNDARIES THAT GIVE SURFACE OBSERVATION HAVE BEEN SPECIFIED

LOWER LIMITING BOUNDARY OF 1 SEGMENTS

SEGMENT NO.	X-VALUE (FT)	Z-VALUE (FT)	X-RIGHT (FT)	Z-RIGHT (FT)
1	.00	214.00	144.00	214.00

000049



A critical failure surface searching method, using a random technique for generating CIRCULAR surfaces has been specified.

400 trial surfaces have been generated.

10 Surfaces originate from each of 10 points equally spaced along the ground surface between $x = 48.00$ ft.
and $x = 88.00$ ft.

Each surface terminates between $y = 185.00$ ft.
and $y = 140.00$ ft.

Unless further limitations were imposed, the minimum elevation at which a surface extends is $y = 219.00$ ft.

1.00 ft. line segments define each trial failure surface.

ANGULAR RESTRICTIONS :

The first segment of each failure surface will be inclined within the angular range defined by :

Lower angular limit (θ) = -45.0 degrees
Upper angular limit (θ) (slope angle) = 5.0 degrees

Factors of safety have been calculated by the :

***** MODIFIED SLICE METHOD *****

The most critical circular failure surface is specified by 21 coordinate points

POINT No.	X-COORD (ft.)	Y-COORD (ft.)
1	59.00	214.44
2	63.00	213.80
3	66.00	204.78
4	69.10	219.81
5	71.01	218.50
6	73.00	219.44
7	74.00	219.43
8	75.00	219.52
9	81.00	219.89
10	83.00	218.44
11	86.75	209.32



12	91.95	222.43
13	94.23	223.76
14	96.77	225.27
15	99.57	227.17
16	102.60	229.19
17	105.88	231.39
18	109.39	233.79
19	108.60	234.27
20	108.30	234.93
21	108.30	235.64

**** MODIFIED STRESS FOR - 1.318 ****

The following is a summary of the TSP hole critical locations

Location Description : FLE - 545 - 08870 0/1280

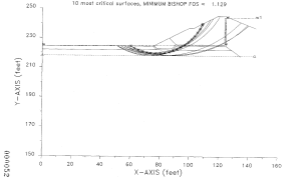
Sizing Number	FOS (RHSIDE)	Circle Center		Radius	Initial Terminal		
		x-coord	y-coord		x-coord	y-coord	
1.771E+01	1.	1.318	77.64	103.33	33.66	59.90	189.39
3.027E+01	2.	1.318	86.47	106.33	40.38	59.47	199.82
1.091E+02	3.	1.318	76.90	104.33	35.48	57.88	189.81
1.091E+01	4.	1.318	74.84	106.40	45.59	59.47	193.88
1.091E+01	5.	1.318	72.81	108.44	45.47	61.85	199.90
2.181E+01	6.	1.145	74.27	107.44	48.07	63.26	218.77
4.025E+01	7.	1.142	66.27	102.22	74.18	61.83	194.88
4.048E+01	8.	1.142	68.17	106.74	70.63	59.90	199.30
1.090E+01	9.	1.148	72.85	108.34	65.18	61.85	199.49
2.180E+01	10.	1.145	78.81	108.39	81.28	63.26	228.84

*** END OF FILE ***

000051

FAE - RES. CHEIO c/sismo

10 most critical surfaces, MINIMUM BISHOP FOS = 1.139



***** FILE: BENCHCHK 10-09-88 10:14

```

*****
          XTREM
*****
*             RIGID STABILITY ANALYSIS using          *
*             Simplified STIFFSP or STIFF methods    *
*****
*             COPYRIGHT (C) 1980                      *
*             Interactive Software Designs, Inc.      *
*             ALL RIGHTS RESERVED                     *
*****
*             Prof. Nick Gempsonville                *
*             CIVIL Eng., UNIV. OF B.C.              *
*             Vancouver, CANADA                      *
*****
*             VET. 3.23 880                            JOHN *
*****

```

Problem Description = BARRAGES PAR
 STAGE DE CONSTRUCTION - TAILLE DE STAGNE

***** BOUNDARY COORDINATES

7 (STIFF) boundary segments

Segment No.	x-left (in)	y-left (in)	x-right (in)	y-right (in)	Soil Data Below Segment
1	.00	224.44	74.33	224.44	4
2	75.33	224.44	84.33	224.44	3
3	84.33	224.44	84.71	224.70	2
4	84.71	224.70	144.70	224.70	1
5	144.71	224.70	144.71	244.70	1
6	144.71	244.70	144.71	244.70	1
7	144.71	244.70	144.71	224.70	1

14 (STIFF) boundary segments

Segment No.	x-left (in)	y-left (in)	x-right (in)	y-right (in)	Soil Data Below Segment
1	84.33	224.44	84.33	224.44	3
2	84.33	224.44	124.71	224.44	3
3	124.71	224.44	124.71	244.44	2
4	124.71	244.44	124.71	244.44	2
5	124.71	244.44	124.71	224.44	2
6	74.33	224.44	74.33	224.44	2
7	74.33	224.44	71.33	224.44	2
8	71.33	224.44	84.33	224.44	2
9	84.33	224.44	84.33	224.44	2
10	74.33	224.44	71.33	221.44	4
11	71.33	221.44	84.33	221.44	3
12	84.33	221.44	84.33	224.44	4
13	84.33	224.44	124.71	224.44	4
14	124.71	224.44	124.71	221.44	4
15	.00	221.44	124.71	221.44	5



14 128.00 221.00 128.00 211.00 5

EMPIRICAL SOIL PARAMETERS

5 typical of soil

Water Surface No.	Soil	Unit Weight	Cohesion	Friction	Pore Pressure			
	Unit	Wt.	Intercept	Angle	Parameter	Constant		
	No.	(pcf)	(pcf)	(deg)	Pa	(pcf)		
	1	128.0	128.0	8.0	25.0	.000	.0	1
	2	128.0	128.0	.0	25.0	.000	.0	1
	3	221.0	221.0	.0	25.0	.000	.0	1
	4	128.0	128.0	.0	25.0	.000	.0	1
	5	128.0	128.0	.0	25.0	.000	.0	1

1 Water surface(s) have been specified

Unit weight of water = 128.00 pcf

Water Surface No. 1 specified by 2 coordinate points

 POINTS DEFINED

Point No.	X-Coord (ft)	Y-Coord (ft)
1	.00	221.48
2	148.73	221.48

BOUNDARIES THAT LIMIT SURFACE GENERATION HAVE BEEN SPECIFIED

LOWER Limiting Boundary of 1 segment:

Segment No.	X-Coord (ft)	Y-Coord (ft)	X-Coord (ft)	Y-Coord (ft)
1	.00	218.00	148.00	218.00

1 additional failure surface searching method, using a random technique for generating CIRCULAR surfaces has been specified.

400 trial surfaces have been generated.

26 surfaces originate from each of 26 points equally spaced along the ground surface between $x = 48.00$ ft. and $x = 78.00$ ft.

Each surface terminates between $x = 184.00$ ft. and $x = 186.00$ ft.

Unless further limitations were imposed, the minimum elevation at which a surface extends is $y = 128.00$ ft.

3.00 ft. thick segments define each trial failure surface.

ANGULAR RESTRICTIONS :

The limit segment of each failure surface will be defined within the angular range defined by :

- Lower angular limit = -45.0 degrees
- Upper angular limit = $\text{slope angle} + 5.00$ degrees

Factors of safety have been calculated by the :

***** MODIFIED MORGAN METHOD *****

The most critical circular failure surface is identified by 26 consecutive points

Point No.	arc-cent (ft)	ground (ft)
1	60.28	219.85
2	65.00	217.94
3	69.72	215.99
4	74.44	214.01
5	79.16	212.00
6	83.88	210.14
7	88.60	208.36
8	93.32	206.65
9	98.04	205.00
10	102.76	203.42
11	107.48	201.90
12	112.20	200.43
13	116.92	199.00
14	121.64	197.62
15	126.36	196.27
16	131.08	194.96
17	135.80	193.68
18	140.52	192.43
19	145.24	191.20
20	149.96	190.00
21	154.68	188.82
22	159.40	187.67
23	164.12	186.54
24	168.84	185.43
25	173.56	184.34
26	178.28	183.27
27	183.00	182.22
28	187.72	181.19
29	192.44	180.18
30	197.16	179.19



21	128.28	287.88
22	127.04	288.95
23	128.08	287.71
24	129.74	288.95
25	121.00	288.70

**** Modified BUNCH FOR - 1.87E ****

The following is a summary of the TSP most critical surfaces

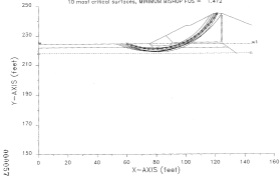
Position Description : FAX FLOOR DE CENTER, T JUD

SECTION	NODE	X-COORD	Circle Center		Radius	Initial Terminal	
			X-COORD	Y-COORD		X-COORD	Y-COORD
0.1248E+01	1.	1.472	78.82	278.73	48.78	80.38	121.85
1.2000E+01	2.	1.487	78.84	269.04	48.78	82.31	119.85
2.2688E+01	3.	1.488	78.28	268.13	48.80	84.42	120.85
3.3920E+01	4.	1.521	80.12	268.80	48.21	87.13	117.87
4.5808E+01	5.	1.521	77.88	267.87	48.20	86.58	120.89
5.8256E+01	6.	1.527	77.85	278.11	54.81	84.74	124.37
7.1264E+01	7.	1.589	77.51	268.17	64.21	88.28	118.88
8.4832E+01	8.	1.625	78.71	278.70	57.48	91.88	124.48
9.8960E+01	9.	1.628	80.90	268.54	48.63	88.28	121.88
1.1374E+02	10.	1.518	78.59	282.46	48.48	88.82	128.78

*** END OF FILE. ***

FAE FINAL DE CONSTR. T JUS

10 most critical surfaces, MINIMUM BISHOP FOS = 1.472





SWIND FILE NUMBER 12-06-99 11:46

```

*****
*                               *
*              AREA          *
*                               *
*  Slope Stability Analysis using *
*  Simplified Bishop or JENSO methods *
*                               *
*            Copyright 1999 *
*  ENGINEERING SOFTWARE DESIGN, INC. *
*    ALL Rights Reserved *
*                               *
*  FOOT. DLS Computeria *
*  Civil Eng., Div. of S.O. *
*  MANORVILLE, OHIO *
*                               *
*  Ver. 3.13 (a) *          1999 *
*****

```

Problem Description: SANDHORN POND (OUTSIDE)
FINAL DE CONSTRUCTION - VALUE OF MOMENTS

MOMENT BOUNDARY COORDINATES

5 AREA boundary segments

Segment No.	x-left (ft)	y-left (ft)	x-right (ft)	y-right (ft)	Soil No. Below Segment
1	.00	228.00	89.00	228.00	3
2	89.00	228.00	121.75	244.75	1
3	121.75	244.75	127.75	244.75	1
4	127.75	244.75	143.75	250.75	1
5	143.75	250.75	143.75	244.75	1

10 POINTS boundary segments

Segment No.	x-left (ft)	y-left (ft)	x-right (ft)	y-right (ft)	Soil No. Below Segment
1	89.00	228.00	89.00	228.00	3
2	89.75	228.00	99.00	228.00	3
3	99.00	228.00	109.25	228.00	4
4	109.25	228.00	120.25	228.00	4
5	114.25	228.00	125.00	228.00	4
6	123.00	228.00	129.75	228.00	5
7	129.75	228.00	135.75	228.00	2
8	136.75	243.00	127.75	243.00	2
9	127.75	243.00	127.75	239.00	2
10	127.75	239.00	143.75	239.00	2
11	143.75	239.00	143.75	228.00	3
12	123.00	228.00	143.00	228.00	4
13	.00	228.00	89.00	228.00	4

BOUNDING Soil Parameters



8 TYPE(S) OF SOIL

Water Surface No.	SOIL		Unit Weight (pcf)	cohesion (pcf)	Friction Angle (Deg)	Pore Pressure		
	Rate	Point				Factor	Constant	
	No.	(pcf)				No.	(pcf)	
	1	18.0	15.8	0.0	38.0	.000	.0	1
	2	18.0	15.8	.0	38.0	.000	.0	2
	3	18.0	15.8	.0	38.0	.000	.0	3
	4	18.0	15.8	.0	38.0	.000	.0	4

1 Water surface(s) have been specified

WATER HEIGHT OF WINDS = 18.00 pcf

Water Surface No. 1 specified by 2 coordinate points

 POINTS SURFACE

Point No.	x-coordinate (ft)	y-coordinate (ft)
1	.00	128.00
2	148.00	128.00

BOUNDARIES THAT LIMIT SURFACE GENERATION HAVE BEEN SPECIFIED

LOWER limiting boundary of 1 segments:

Segment No.	x-left (ft)	x-right (ft)	y-left (ft)	y-right (ft)
1	.00	201.00	127.00	221.00

A CRITICAL FAILURE SURFACE SEARCHING METHOD, using a random technique for generating CIRCULAR surfaces has been specified.

500 total surfaces have been generated.

10 Surfaces initiate from each of 10 points equally spaced along the ground surface between: x = 48.00 ft.
 and x = 96.00 ft.



Back surface terminations between $x = 318.00$ ft.
and $x = 348.00$ ft.

Unless further limitations were imposed, the minimum elevation
at which a surface extends to $y = 331.00$ ft.

3.00 ft. line segments define each trial failure surface.

ANGULAR RESTRICTIONS :

The limit segment of each failure surface will be inclined
within the angular range defined by :

Lower angular limit = -45.0 degrees
Upper angular limit = $(\tan^{-1} 0.25) - 5.00$ degrees

Factors of safety have been calculated by the :

***** MODIFIED BISHOP METHOD *****

The MOST CRITICAL CIRCULAR failure surface
is specified by 19 coordinate points:

Point No.	x-coord (ft)	y-coord (ft)
1	78.00	328.00
2	92.13	327.42
3	98.10	326.85
4	93.00	326.38
5	88.00	325.92
6	88.00	326.48
7	80.00	327.08
8	65.01	327.75
9	65.01	328.38
10	108.70	329.05
11	100.00	329.38
12	100.00	331.70
13	108.00	332.20
14	111.00	332.80
15	112.00	333.77
16	115.00	334.78
17	117.00	343.00
18	119.01	343.00
19	118.00	343.27

**** Modified BISHOP FEM - 1.981 ****



The following is a summary of the TEN most critical failures

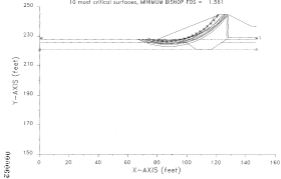
Failure Descriptions : FIRM, DE CONSTRUC - SAL. DE HORAS

Counting Event	FBI OCCURREN	Circle (times)		FOLLOE	Initial Terminal		
		a-occid	y-occid		a-occid	a-occid	
1.8900E+00	1.	1.581	88.52	278.24	83.72	78.32	118.87
1.8000E+00	2.	1.575	88.18	278.73	58.95	78.32	118.18
1.5120E+00	3.	1.576	88.90	278.88	88.82	88.32	118.88
1.7300E+00	4.	1.584	88.28	278.84	48.87	71.88	118.84
1.2810E+00	5.	1.588	88.78	280.88	28.27	71.88	118.88
1.8410E+00	6.	1.597	87.47	282.14	42.87	88.32	118.88
1.4410E+00	7.	1.608	87.37	280.38	83.83	88.82	117.88
1.4810E+00	8.	1.613	87.88	287.38	41.18	78.47	121.88
1.2810E+00	9.	1.618	87.38	277.42	48.48	78.47	121.88
1.6900E+00	10.	1.628	87.88	278.88	47.88	88.32	117.88

* * * END OF FILE * * *

FINAL DE CONSTRUCAO - TAL DE MONTAN

10 most critical surfaces, MINIMUM BISHOP FOS = 1.361



***** FILE: BARRHOE 11-08-88 FILED *****

```

*****
* SERIAL *
* *
* Slope Stability Analysis using *
* Simplified BISHOP or JENB methods *
* *
* Copyright (C) 1980 *
* Interactive Software Designs, Inc. *
* All Rights Reserved *
* *
* PROF. BILK Consultants *
* Civil Eng., Univ. of N.C. *
* Charlotte, N.C.28226 *
* *
* Ver. 3.10 (nd) 1988 *
*****

```

Problem Description : BARRHOE DAM: REPARACIONES PUNTO TRENDE DE MONTAÑA

***** SURFACE boundary segments

Segment No.	x-coord (ft)	y-coord (ft)	weight (ft)	gamma (ft)	Soil Unit Below Segment
1	0.00	128.00	80.00	128.00	3
2	80.00	128.00	121.75	148.75	3
3	121.75	148.75	127.75	148.75	3
4	127.75	148.75	143.75	138.75	3
5	143.75	128.00	148.75	128.75	3

***** SUBSURFACE boundary segments

Segment No.	x-coord (ft)	y-coord (ft)	x-FLAG (ft)	y-FLAG (ft)	Soil Unit Below Segment
1	80.00	128.00	80.00	128.00	3
2	88.75	128.00	88.00	128.00	3
3	99.50	125.00	108.25	121.00	4
4	108.25	121.00	118.25	121.00	4
5	118.25	121.00	128.00	128.00	4
6	128.00	125.00	128.75	128.00	3
7	128.75	128.00	128.75	143.00	3
8	128.75	143.00	127.75	143.00	3
9	127.75	143.00	127.75	128.00	3
10	127.75	128.00	148.75	128.00	3
11	148.75	128.00	148.75	128.00	3
12	148.00	128.00	148.00	128.00	4
13	0.00	128.00	80.00	128.00	4

ISCRAPIC Soil Parameters

000003

4 type(s) of soil

Water Surface No.	Soil		cohesion		Friction		Pore Pressure	
	Soil No.	Unit Weight pcf	cohesion Intercept pcf	cohesion Angle Deg	Friction No	Friction Constant pcf		
	1	18.0	28.0	0.0	20.0	.000	.0	
2	18.0	28.0	.0	20.0	.000	.0		
3	18.0	28.0	.0	20.0	.000	.0		
4	18.0	28.0	.0	20.0	.000	.0		

1 Water surface(s) have been specified

unit weight of water = 20.00 pcf

Water Surface No. 1 specified by 8 coordinate points

 PERSIAN SEARCH.

Point No.	X-COORD (ft)	Y-COORD (ft)
1	.00	221.00
2	40.00	221.00
3	110.00	240.00
4	220.00	240.00
5	320.00	220.00
6	340.00	220.00

SEARCHING FOR LIMIT SURFACE GENERATION HAVE BEEN SPECIFIED

LOWER limiting boundary of 1 segment:

Segment No.	X-Point (ft)	Y-Point (ft)	X-POINT (ft)	Y-POINT (ft)
1	.00	211.00	187.00	221.00

A modified CALISTO surface searching method, using a SEARCH
 technique for generating CIRCULAR surfaces has been specified.

400 trial surfaces have been generated.

20 surfaces initiate from each of 20 points equally spaced



along the ground surface between $x = 49.00$ ft.
and $x = 99.00$ ft.

Each surface terminates between $x = 118.00$ ft.
and $x = 145.00$ ft.

Unless further limitations were imposed, the maximum elevation of which a surface extends to $y = 121.00$ ft.

3.00 ft. time response define each trial failure surface.

ANGULAR RESTRICTIONS :

The first segment of each failure surface will be inclined within the angular range defined by :

- lower angular limit = -18.8 degrees
- upper angular limit = (slope angle - 5.00 degrees)

Distances of safety have been calculated by the :

***** MODIFIED BISHOP METHOD *****

The most critical circular failure surface is specified by 20 coordinate points

Point No.	x-coord (ft)	y-coord (ft)
1	74.21	228.80
2	77.09	225.44
3	80.33	222.89
4	83.35	220.84
5	86.13	218.79
6	89.33	218.81
7	92.11	217.00
8	95.07	217.82
9	98.04	218.28
10	100.88	219.87
11	103.75	220.82
12	106.55	220.34
13	109.28	220.41
14	111.88	220.82
15	114.45	220.48
16	116.90	220.21
17	119.28	220.88
18	121.52	220.99
19	123.87	220.04
20	125.18	221.78



**** MODIFIED BUNCH FOR = 1.000 ****

The following is a summary of the TMI mesh critical surfaces

Feature Description = BENCH, BENCH

Element	Node	FOS	Circle Center		Radius	Initial Terminal	
			x-coord	y-coord		x-coord	y-coord
1.418E+00	1.	1.187	85.58	278.73	83.85	74.33	128.18
1.418E+00	2.	1.189	85.58	278.84	83.73	74.33	128.87
1.371E+00	3.	1.132	87.08	277.81	85.65	79.47	125.08
1.383E+00	4.	1.138	86.84	287.81	81.38	78.47	128.28
1.404E+00	5.	1.138	86.88	273.44	86.88	78.47	127.88
1.368E+00	6.	1.149	85.17	288.88	83.81	68.85	127.88
1.404E+00	7.	1.151	88.26	278.84	85.85	71.58	128.84
1.383E+00	8.	1.188	83.88	274.88	85.88	68.83	128.88
1.383E+00	9.	1.194	87.47	273.38	87.87	68.83	128.88
1.368E+00	10.	1.208	88.78	288.88	88.27	71.58	128.88

*** END OF FILE ***

REBAIX. RAPIDO

10 most critical surfaces, MINIMUM BISHOP FOS = 1.107

