

GOVERNO DO ESTADO



CEARÁ
AVANÇANDO NAS MUDANÇAS

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

PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM PESQUEIRO

GHG

FORTALEZA- CE
AGOSTO DE 1999

GOVERNO DO ESTADO



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

PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM PESQUEIRO

VOLUME IV - RELATÓRIO GERAL

TOMO II - MEMORIAL DE CÁLCULO

Lote 02607 - Prep () Scan () Index ()
Projeto Nº 245/04/02
Volume _____
Qtd A1 _____ Qtd A3 _____
Qtd A2 _____ Qtd A1 _____
Qtd A0 _____ Outros _____

GOVERNO DO ESTADO



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

PROJETO EXECUTIVO DA BARRAGEM PESQUEIRO

VOLUME IV - RELATÓRIO GERAL

TOMO II - MEMORIAL DE CÁLCULO

100003



GHG

FORTALEZA
AGOSTO/99



APRESENTAÇÃO

000004

APRESENTAÇÃO

A **GHG** - Geologia de Engenharia Ltda apresenta, a seguir, o **Projeto Executivo da Barragem PESQUEIRO**, no município de **Capistrano**, no estado do Ceará, objeto do Contrato nº 035/97 - PROURB-CE/COGERH, firmado com a COGERH - Companhia de Gestão dos Recursos Hídricos

O referido projeto está apresentado nos seguintes documentos

VOLUME I - Relatório dos Estudos Preliminares

VOLUME II - Relatório dos Estudos Básicos

TOMO I - Estudos Topográficos

TOMO II - Estudos Geológicos e Geotécnicos

TOMO III - Estudos Hidrológicos

VOLUME III - Relatório da Concepção Geral do Projeto

VOLUME IV - Relatório Geral

TOMO I - Descrição Geral do Projeto

TOMO II - Memorial de Cálculo

TOMO III - Especificações Técnicas e Orçamento

TOMO IV - Desenhos

VOLUME V - Relatório Síntese

O presente relatório refere-se ao **VOLUME IV - Relatório Geral**

TOMO II - Memorial de Cálculo

100005



ÍNDICE

0000006

ÍNDICE

APRESENTAÇÃO	2
1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS	7
1 1 CAPACIDADE DO RESERVATÓRIO	8
1 2 ALTURA DA BARRAGEM	8
1 3 TALUDES DA BARRAGEM	11
1 4 LARGURA DO COROAMENTO	12
1 5 DIMENSIONAMENTO DO RIP-RAP	13
1 6 GRANULOMETRIA DOS MATERIAIS COMPONENTES DA DRENAGEM INTERNA	20
1 7 PROTEÇÃO DO TALUDE DE JUSANTE	24
1 8 ANÁLISE HIDRÁULICA DO MACIÇO E DA FUNDAÇÃO	27
1 8 1 Rede de Fluxo	27
1 8 2 Percolação através do maciço e da fundação	29
2. TOMADA D'ÁGUA.....	31
2 1 CÁLCULO DO DIÂMETRO	33
2 2 Determinação da Perda de Carga	33
2 3 COTA DE ASSENTAMENTO DA GALERIA, NÍVEIS OPERACIONAIS	35
2 4 CURVA DE DESCARGA MÁXIMA EM FUNÇÃO NÍVEL A MONTANTE	36
2 5 CÁLCULO DO TUBO	37
2 5 1 Dados do Tubo	37
2 5 2 Dimensões e Pressão interno	39
2.5 3 Dimensionamento do colapso devido ao vacuo	39
2 6 MEDIDOR DE VAZÕES	40
2 7 BACIA DE DISSIPAÇÃO	42
3. VERTEDOURO	43
3 1 Largura do Sangradouro	44
3 2 LINHA D'ÁGUA PARA CANAL DE RESTITUIÇÃO DO SANGRADOURO	45

000007



4. PLANO DE IMPERMEABILIDADE DA FUNDAÇÃO	47
5. ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA BARRAGEM	51
5 1 CONSIDERAÇÕES GERAIS	52
5 2 CONDIÇÕES DE SOLICITAÇÃO	52
5 3 METODOLOGIA E CRITÉRIOS DE ANÁLISE	53
5 4 ESCOLHA DA SEÇÃO DA BARRAGEM PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE	54
5 4 1 Parâmetros Geotécnicos de Análise	54
5 4 2 Resultados	59
6. ESTRUTURAL	60
6 1 INTRODUÇÃO	61
6 1 1 Cargas	61
6.1 2 Coeficiente de Segurança – Tensões de Cálculo	61
6 1 3 Materiais Empregados	61
6 2 MEMÓRIA DE CÁLCULO	61
6 2 1 Boca de Montagem (Caixa de Entrada)	61
6 2 2 Galeria	62
6 3 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO MURO LATERAL DO SANGRADOURO	63

100008



1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS

000009

1. PARÂMETROS GEOMÉTRICOS

1.1 CAPACIDADE DO RESERVATÓRIO

A capacidade de acumulação da barragem definida para a cota da soleira do sangradouro, escolhida a 196,50 m, representa um volume da ordem de $8,10 \times 10^6 \text{ m}^3$, segundo a curva do gráfico cota x área x volume, apresentado na Figura 1.1 seguinte

Os resultados destes cálculos encontram-se no Volume II - Relatório dos Estudos Básicos, Tomo III - Estudos Hidrológicos

1.2 ALTURA DA BARRAGEM

A capacidade da Barragem definida em $8,10 \times 10^6 \text{ m}^3$, com a soleira do sangradouro fixada na cota 196,50 m, chegou-se a um vertedouro em soleira espessura com 40,00 m de largura, e lâmina de sangria de 0,80 m. Isto implica que o nível máximo de sangria corresponde a cota 197,30 m

Verificando a bacia hidráulica, mediu-se um fetch de aproximadamente 2,00 Km

O cálculo da altura das ondas, com base no fetch, e utilizando a fórmula de Stevenson, é o seguinte

$$h_o = 0,75 + 0,34\sqrt{F} - 0,26\sqrt[3]{F}$$

Onde h_o - altura das ondas (m),

F = fetch (Km)

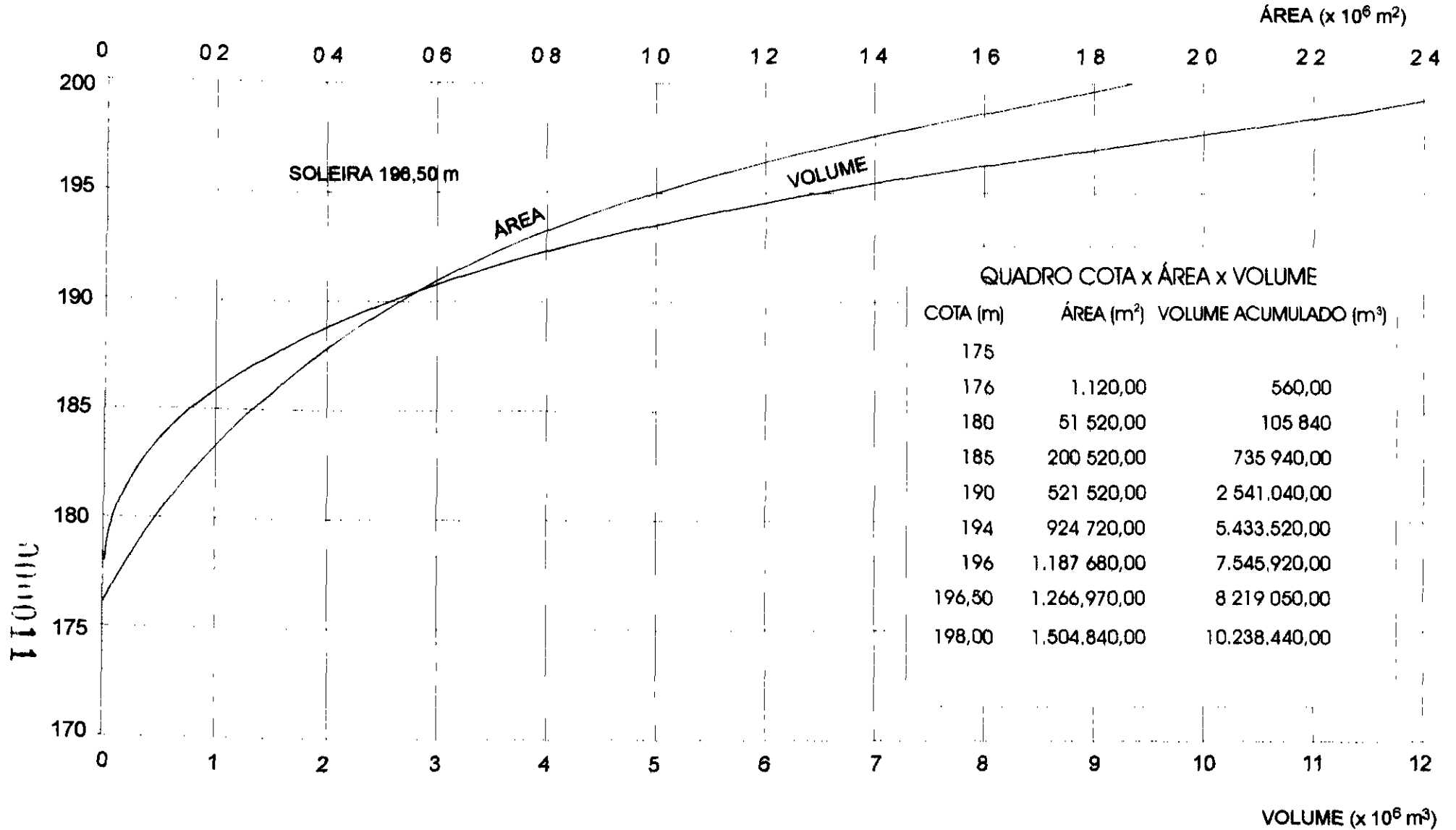
Então,

$$h_o = 0,92 \text{ m}$$

000010

FIGURA 1.1 BARRAGEM PESQUEIRO

CURVA COTA x ÁREA x VOLUME
CAPISTRANO ———— CEARÁ



A velocidade das ondas, pela fórmula de Gaillard é

$$V = 1,5 + 2 h_0$$

$$V = 3,34 \text{ m/s (velocidade das ondas em m/s)}$$

Tem-se então, a fórmula da folga dada por

$$f = 0,75 h_0 + \frac{V^2}{2g}$$

$$\text{Logo, } f = 1,26 \text{ m (folga do barramento, em m)}$$

A dimensão do revanche da Barragem a partir da lâmina máxima de sangria já definida nos Estudos Hidrológicos e da folga calculada, é a seguinte

$$R = H + f \quad \text{onde,} \quad \begin{array}{l} R - \text{Revanche (m)} \\ H - \text{Lâmina máxima de Sangria (m)} \\ f - \text{Folga da barragem (m)} \end{array}$$

Para cheia milenar

$$\begin{array}{l} H = 0,80 \text{ m} \\ f = 1,26 \text{ m} \quad \text{logo } R = 2,06 \text{ m} \end{array}$$

Para a cheia decamilenar

$$\begin{array}{l} H = 2,18 \text{ m} \\ f = 1,26 \text{ m} \quad \text{logo } R = 3,44 \text{ m} \end{array}$$

Método (2) para Cálculo da Folga

000012

$$f = 1,02 + 0,0232F - 0,0362 \sqrt[3]{F^3} + 0,482 \sqrt{F} - 0,345 \sqrt[3]{F}$$

$$f = 1,85\text{m}$$

Adotou-se para o projeto a dimensão do bordo livre em 1,90 m, admitindo a definição do painel de segurança de barragem, no que tange ao nível do coroamento do maciço, que não deverá ser inferior ao nível máximo da cheia de verificação, acrescido de uma altura de segurança considerando as deformações previstas após a construção da obra

$$\text{Então } Cc = Cs + H + BL$$

$$Cc = 196,50 + 0,8 + 1,90$$

onde Cc - Cota do coroamento (m)

Cs - Cota da soleira (m),

H - Lâmina máxima (m),

BL - Bordo livre (m)

$$Cc = 199,20 \text{ m. cota do coroamento da barragem adotada}$$

Logo, a altura máxima da barragem foi determinada utilizando-se a seguinte fórmula

$$Hb = Cc - Clr, \text{ onde}$$

Hb - altura da barragem (m),

$$Hb = 199,20 - 175,18$$

Hb - cota do coroamento (m),

Clr - cota do leito do rio (m)

$$Hb = 24,02 \text{ m, altura máxima da barragem}$$

1.3 TALUDES DA BARRAGEM

Os taludes foram escolhidos com base no tipo de material que será usado na construção do maciço, em tabelas do "U S Bureau of Reclamation" e baseado em experiências similares. No entanto, a análise da estabilidade do maciço é que justificou a permanência destes valores

000013



Os cálculos e os parâmetros físicos para cada material encontram-se detalhados no item 2.0 deste relatório

Os taludes adotados são

- Talude de Montante 2,00 / 1,00 (H/V) a partir do terreno natural até a cota 199,20 m (cota do coroamento),
- Talude de Jusante 1,50 / 1,00 (H/V) a partir do terreno natural até a cota 181,00 m, no topo de berma do encoroamento "Rock-fill" com 2,00 m de largura. A partir desta até a cota 190,00 m, no topo da berma estabilizadora com 2,00 m de largura. 2,00 / 1,00 (H/V), e desta continua o mesmo talude até a cota 199,20 m (cota do coroamento)

1.4 LARGURA DO COROAMENTO

A largura do coroamento foi calculado, segundo o critério sugerido por E. F. Preece

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

Onde, B - largura do coroamento em m,
 H_b - altura da barragem em m

$$b = 6,29 \text{ m}$$

Pelo "U S Bureau of Reclamation"

$$b = \frac{H}{5} + 3$$

$$b = 7,80 \text{ m}$$

Valor adotado $b = 6,00 \text{ m}$

000014

1.5 DIMENSIONAMENTO DO RIP-RAP

a) Espessura do Rip-Rap

Para a determinação da espessura do "Rip-Rap" usou-se como primeira aproximação a indicação do "Tennessee Valley Authority", que é a seguinte

$$e = C \times V^2$$

Onde, V = Velocidade da onda, em m/s,

C = Coeficiente que depende do tipo de rocha e inclinação do talude. No caso específico considerando talude 1:2 e γ da rocha = 2,65 g/cm³, temos $C = 0,031$,

Segundo Gaillard a velocidade da onda é obtida pela expressão

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

Onde, h - altura da onda em (m)

V - velocidade da onda em (m/s)

Stevenson sugere para um "fetch" menor que 18,00 Km,

$$h = 0,75 + 0,34 \sqrt{F} - 0,26 \sqrt[3]{F}$$

Assim para um "fetch" de 2,00 km, tem-se $h = 0,92$ m

Logo, $V = 3,34$ m/s

Então $e = 0,031 \times (3,34)^2$

$$e = 0,346 \text{ m}$$

000015



O "Army Corps Engineers" indica valores em forma de quadro, conforme mostrado a seguir

ALTURA DA ONDA (m)	ESPESSURA MÍNIMA DO ENROCAMENTO (m)
0,60 A 1,20	0,45

Segundo o "U S Bureau of Reclamation" para pequenas barragens a espessura mínima do enrocamento e o diâmetro dos blocos constituídos de pedras angulosas, varia de acordo com a dimensão do "fetch"

FETCH (Km)	ESPESSURA (m)	PORCENTAGEM DOS BLOCOS em peso (ton.)			
		D _{máx} (m)	> D ₂₅	D _{45 a 75}	< 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

D_n - Diâmetro do bloco correspondente a distribuição granulométrica da pedra utilizada

Para o caso da barragem Pesqueiro que tem um "fetch" de 2,00 km a sugestão é de uma espessura entre 0,45 e 0,60 m. Porém, como o talude de montante é de 1,0 2,00 (V H), adotou-se o valor superior, isto é 0,60 m

b) Espessura da Transição

A espessura adotada para transição deverá obedecer a seguinte relação

$$e_t \leq \frac{RIP - RAP}{2}$$

Logo, a espessura da transição será

$$e_t \leq 0,30m$$

Adotaremos a $e_t = 0,30 m$

900016

C) Peso do bloco médio (P_{50})

Os blocos empregados na construção do rip-rap devem ser tais que 50% de enrocamento seja constituído por pedras com peso igual ou maior, seguindo a formula dos Corps of engineers

$$P_{50} = 0,52 \rho e^3$$

$$P_{50} = 0,0526 e^2$$

P_{50} = Peso médio do bloco, em Toneladas

J = densidade da Rocha = 2,65 (adotada)

e = espessura do rip-rap

$$P_{50} = 0,29 t . 0,30$$

D) dimensão do bloco médio a ser utilizado

$$D_{50} = \left(\frac{P_{50}}{0,75J} \right)^{1/3}$$

$$D_{50} = 0,53 \text{ cm}$$

Granulometria por Rip-Rap

Parâmetro	Diâmetro (mm)
d_{50}	530
d_{\max}	600
d_{\min}	250

E) Faixa granulométrica da transição do rip-rap

As camadas do rip-rap, enrocamento e zona de transição foram verificadas segundo a critério de filtro, ou seja deixar passar água, porém impedem o fluxo dos grãos

000017

Para isso, Bertram estabeleceu os seguintes critérios

$$\frac{D15(\text{material A})}{D85(\text{material B})} < 4 \quad \text{e} \quad \frac{D15(\text{material A})}{D15(\text{material B})} > 5$$

$$5 \times D15(\text{maciço}) < D15(\text{transição}) < 4 \times D85(\text{maciço})$$

Para JT - 01 onde $D15 \leq 0,01$ e $D15(\text{maciço}) = 1,30$

$$0 = < D15(\text{transição}) < 5,20$$

Para JT - 02 onde $D15 \leq 0,01$ e $D85(\text{maciço}) = 0,85$

$$0 = < D15(\text{transição}) < 3,40$$

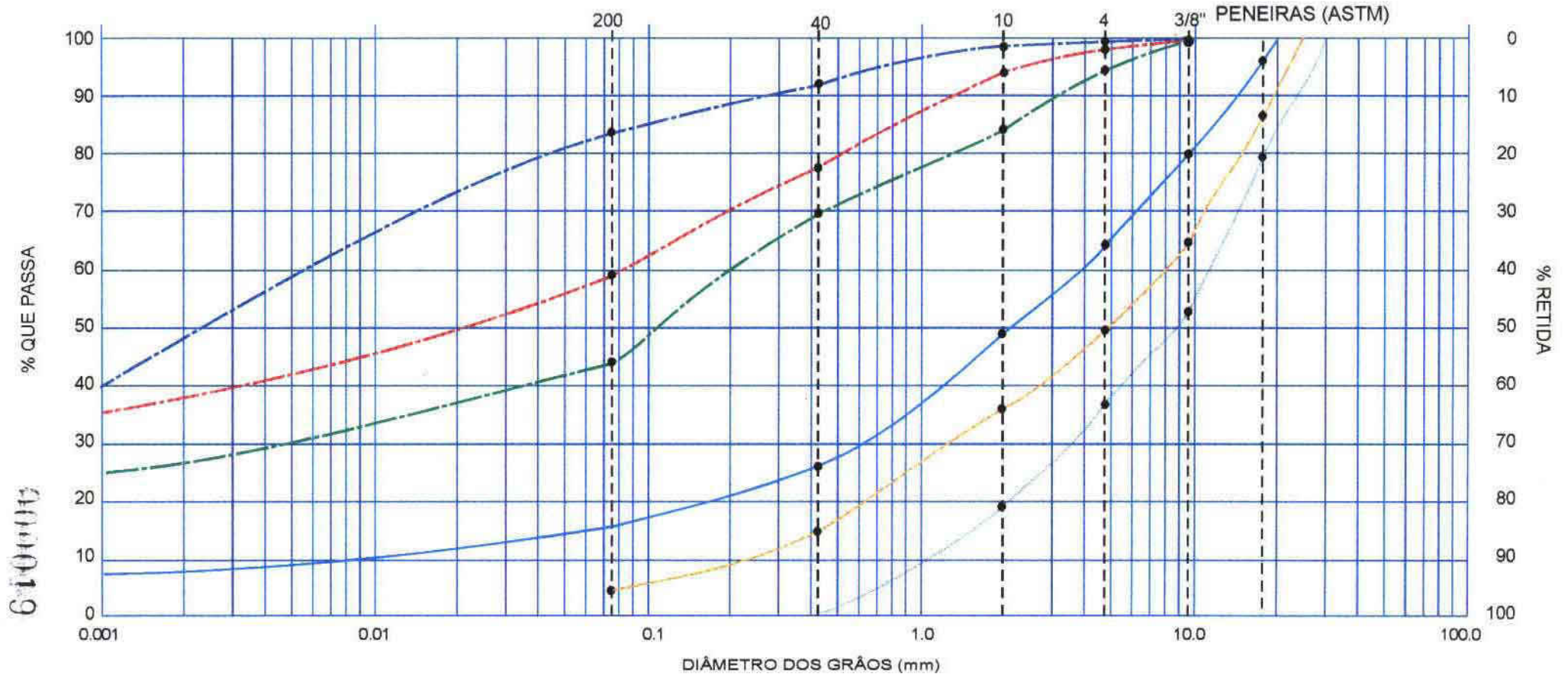
O coeficiente de uniformidade do material será $D = \frac{D60}{D15} = 6,25 < 20$ então, a zona de transição deverá ser confeccionada com material de pedra P-01, atendendo a especificação granulométrica apresentada no quadro 1.1 e Figura 1.2

Quadro 1.1

#	D (mm)	Faixa granulométrica que passa		
		mín	Média	máx
3"	76,2	100	100	100
3/4"	19,10	78	88	98
3/8"	9,50	34	55	76
Nº 04	4,80	15	34,50	54
Nº 10	2,0	4	18,50	33
Nº 40	0,42	0	8	16
Nº 100	0,17	0	5	10
Nº 200	0,074	0	4	8

100018

FIGURA 1.2
GRANULOMETRIA E SEDIMENTAÇÃO JT. 01 X TRANSIÇÃO DE MONTANTE



A.B.N.T.	Argila	Silte	Areia fina		Areia média	Areia grossa	Pedregulho
M.I.T.	Argila	Silte	Areia fina	Areia média	Areia grossa	Pedregulho	
U.S.CS.	Argila	Silte	Areia fina		Areia média	Areia grossa	Pedregulho

CONVENÇÕES

- | | | | | |
|-----|--------------------|--|---------------------------|--------------------------|
| M1 | - JT 1 - MÁXIMA | | D _{mín} = 1,0 mm | |
| | - JT 1 - MÉDIA | | | D ₅₀ = 4,0 mm |
| | - JT 1 - MÍNIMA | | | D _{máx} = 25 mm |
| M4B | - TRANSIÇÃO MÁXIMA | | %#200 < 2% | |
| | - TRANSIÇÃO MÉDIA | | | |
| | - TRANSIÇÃO MÍNIMA | | | |



F) Zona de transição x enrocamento

$$\frac{D15 (\text{enrocamento})}{D85 (\text{transição})} < 4 \quad \text{e} \quad \frac{D15 (\text{enrocamento})}{D15 (\text{zona de transição})} > 5$$

da curva da granulométrica média da zona de transição, apresentado na Figura 1 2 obtém-se

$$D15 (\text{transição}) = 0,42 \text{ mm}$$

$$D85 (\text{transição}) = 16 \text{ mm}$$

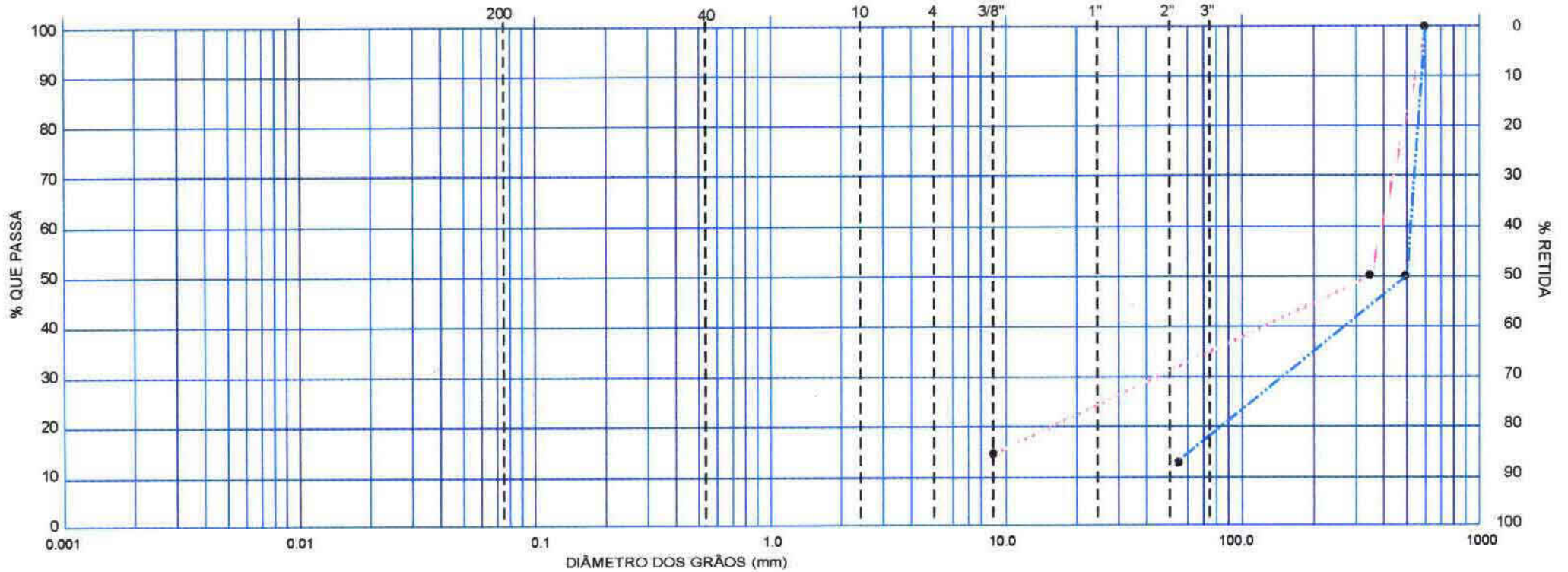
$$5 \times D15 (\text{transição}) < D15 \text{ enrocamento} < 4 \times D85 (\text{transição})$$

$$2,10 < D15 \text{ enrocamento} < 64$$

Então o enrocamento deverá ser confeccionado com material da Pedreira P-01, possuindo blocos com pesos médio 280 Kg, $D_{50} > 380 \text{ mm}$ e $D_{\text{mín}} = 200 \text{ mm}$, conforme figura 1 3

000020

FIGURA 1.3
DIMENSIONAMENTO GRANULOMÉTRICO DO ENROCAMENTO DE MONTANTE
PENEIRAS (ASTM)



A.B.N.T.	Argila	Silte	Areia fina	Areia média	Areia grossa	Pedregulho
M.I.T.	Argila	Silte	Areia fina	Areia média	Areia grossa	Pedregulho
U.S.C.S.	Argila	Silte	Areia fina	Areia média	Areia grossa	Pedregulho

CONVENÇÕES

M5 B - ENROCAMENTO MÁXIMO (—) —
 - ENROCAMENTO MÍNIMO (---) ---

D_{máx} = 60 cm
 D₅₀ = 45 cm
 D_{mín} = 20 cm
 % #200 < 2%

0001021



1.6 GRANULOMETRIA DOS MATERIAIS COMPONENTES DA DRENAGEM INTERNA

Conforme os resultados obtidos dos ensaios de laboratório, os materiais de construção apresentam as seguintes características

		D 10 (mm)	D 15 (mm)	D 60 (mm)	D 85 (mm)	% PASS 200
SOLO	JT 01		< 0,001	0,075	1,30	48
	JT 02		< 0,001	0,095	0,85	57,6
AREIA	JA	0,22	0,42	1,00	2,0	2,2

Face às características da metodologia empregada nos ensaios de granulometria por sedimentação executados nas jazidas de solo JT01 e JT02, não foi possível determinar os valores de D15 dos solos

No entanto, para atender aos critérios de Terzaghi, tem-se

a) Interface material coesivo-material granular

Critério de Contenção

$$a) \frac{D_{15}(\text{Filtro})}{D_{85}(\text{Base})} > 5 \text{ e } D_{15} \text{ filtro} \leq 1,00 \text{ mm}$$

$$JT \ 01 \ \frac{0,42}{1,30} \leq 5 \quad 0,32 < 5$$

$$JT \ 02 \ \frac{0,42}{0,85} = 0,49 < 5$$

101022

$$D_{15\text{filtro}} = 0,42 \leq 1,00 \text{ mm}$$

Critério de Permeabilidade

$$\frac{d_{15 \text{ filtro}}}{d_{15 \text{ solo}}} \geq 5 \quad \text{e} \quad d_{15 \text{ filtro}} \geq 0,074 \text{ mm}$$

$$d_{15 \text{ solo}} \leq \frac{D_{15 \text{ filtro}}}{5} \Rightarrow d_{15 \text{ solo}} \leq \frac{0,42}{5}$$

$d_{15 \text{ solo}} \leq 0,084 \text{ m}$ deve-se garantir que o solo tenha esta característica

$$CU_{\text{filtro}} = \frac{D_{60}}{D_{10}} \leq 20 \quad \frac{1,00}{0,22} \quad CU = 4,55 < 20$$

$$CU \geq 3,00 \quad CU = 4,55 > 3,00$$

- Interface Areia - Brita

- Critério de Contenção

$$a) \frac{D_{15}(\text{Brita A})}{d_{85}(\text{Areia})} \leq 5 \Rightarrow D_{15} \text{ Brita} \leq 5 \quad d_{85} \text{ Areia} \Rightarrow D_{15} \text{ brita} \leq 10 \text{ mm}$$

- Critério de Permeabilidade

$$b) \frac{D_{15}(\text{Brita A})}{d_{15}(\text{Areia})} > 5 \Rightarrow D_{15} \text{ Brita} > 5 \quad d_{15} \text{ Areia} \Rightarrow D_{15} \text{ brita} > 0,42 \times 5 \Rightarrow D_{15} \text{ Brita} > 2,10 \text{ mm}$$

$$2,10 < D_{15} B \leq 10 \text{ mm}$$

A granulometria da verificada brita deverá ser fabricada de modo a atender a especificações acima, ficando dentro das faixas da tabela 1 2 e Figura 1 4

000023

Tabela 1 2

	Diâmetro (mm)	Faixa granulométrica (percentagem que passa)
	200	100
	152,46	100
3"	76,20	100
2"	50,86	91 – 100
1"	38,10	77 – 96
3/8"	9,53	27 – 78
Nº 4	4,86	8 – 44
Nº 10	2,06	0 – 12
Nº 40	0,42	0
Nº 100	0,15	

O coeficiente de uniformidade

$$CU = \frac{D_{60}}{D_{10}} = 4,64 < 10$$

C) Interface Brita – Enrocamento do Rock-Fill

Critério de Contenção – Critério de Permeabilidade

$$\frac{D_{15}(\text{enrocamento})}{d_{85}(\text{brita})} < 9 \text{ e}$$

$$\frac{D_{15}(\text{enrocamento})}{d_{15}(\text{Brita})} > 5$$

Da curva média da faixa granulométrica da brita obtém-se

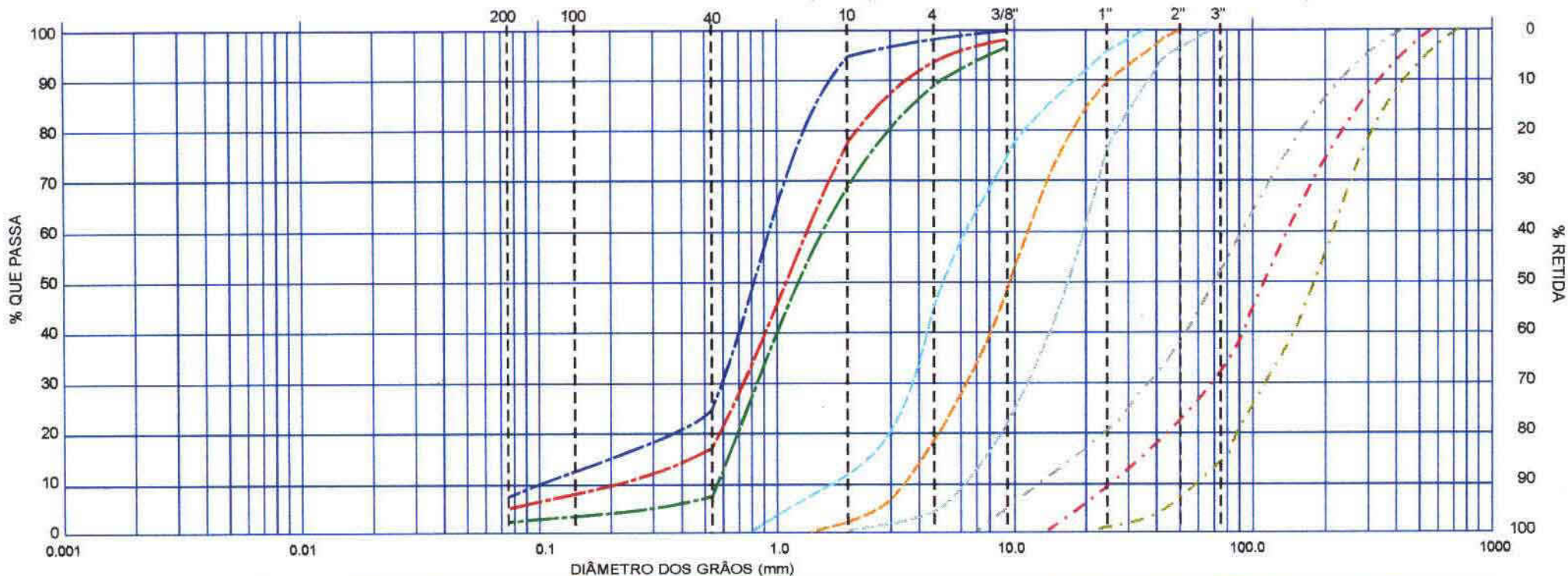
$$d_{15}(\text{brita}) = 3,7 \text{ mm}$$

$$D_{15} \text{ ENR} \geq 5 \times 3,7$$

$$D_{15} \geq 18,5 \text{ mm}$$

000024

FIGURA 1.4
 DIMENSIONAMENTO GRANULOMÉTRICO DOS MATERIAIS ROCK FILL
 PENEIRAS (ASTM)



A.B.N.T.	Argila	Silte	Areia fina		Areia média	Areia grossa	Pedregulho
M.I.T.	Argila	Silte	Areia fina	Areia média	Areia grossa	Pedregulho	
U.S.C.S.	Argila	Silte	Areia fina		Areia média	Areia grossa	Pedregulho

CONVENÇÕES

- M2
 - JA - MÁXIMA
 - JA - MÉDIO
 - JA - MÍNIMA
- M3
 - BRITA MÁXIMA
 - BRITA MÉDIA
 - BRITA MÍNIMA
- M5 A
 - ROCK FILL MÁXIMA
 - ROCK FILL MÉDIO
 - ROCK FILL MÍNIMO

- D_{min} = 0,2 mm
- D_{max} = 4,0 mm
- D₅₀ = 1,2 mm
- %#200 < 2%
- D_{min} = 3,5 mm
- D_{max} = 25 mm
- D₅₀ = 9,5 mm
- %#20 < 2%
- D_{min} = 35 mm
- D_{max} = 500 mm
- D₅₀ = 100 mm

5000025



18,50 m < D15 (enrocamento < 180 mm)

Então o enrocamento do dreno de pé será confeccionado as seguintes faixas granulométricas da tabela 1 3 abaixo e Figura 1 4

Tabela 1 3

#	Diâmetro (mm)	Faixa granulométrica (percentagem que passa)
	1000	100
	500	98 – 100
	200	76 – 99
	100	34 – 92
3"	76,2	13 – 85
2"	50,8	3 – 50
1 1/4"	25,4	0 - 22
3/6"	9,5	0 – 4
Nº 4	4,8	0

1 7 PROTEÇÃO DO TALUDE DE JUSANTE

Na proteção de taludes de jusante com material granular, deve ser usado material resistente a percolação de água de chuva, em camada única executada diretamente sobre o talude Compactado

Utilizando as características de Terzaghi

Adota-se

$$\frac{D15}{d85 \text{ (solo)}} \leq 9$$

Para Jazida JT – 01

$$D15 \leq 9 \times 1.30 \Rightarrow D15 \leq 11,7 \text{ mm}$$

700026

Para JT - 02

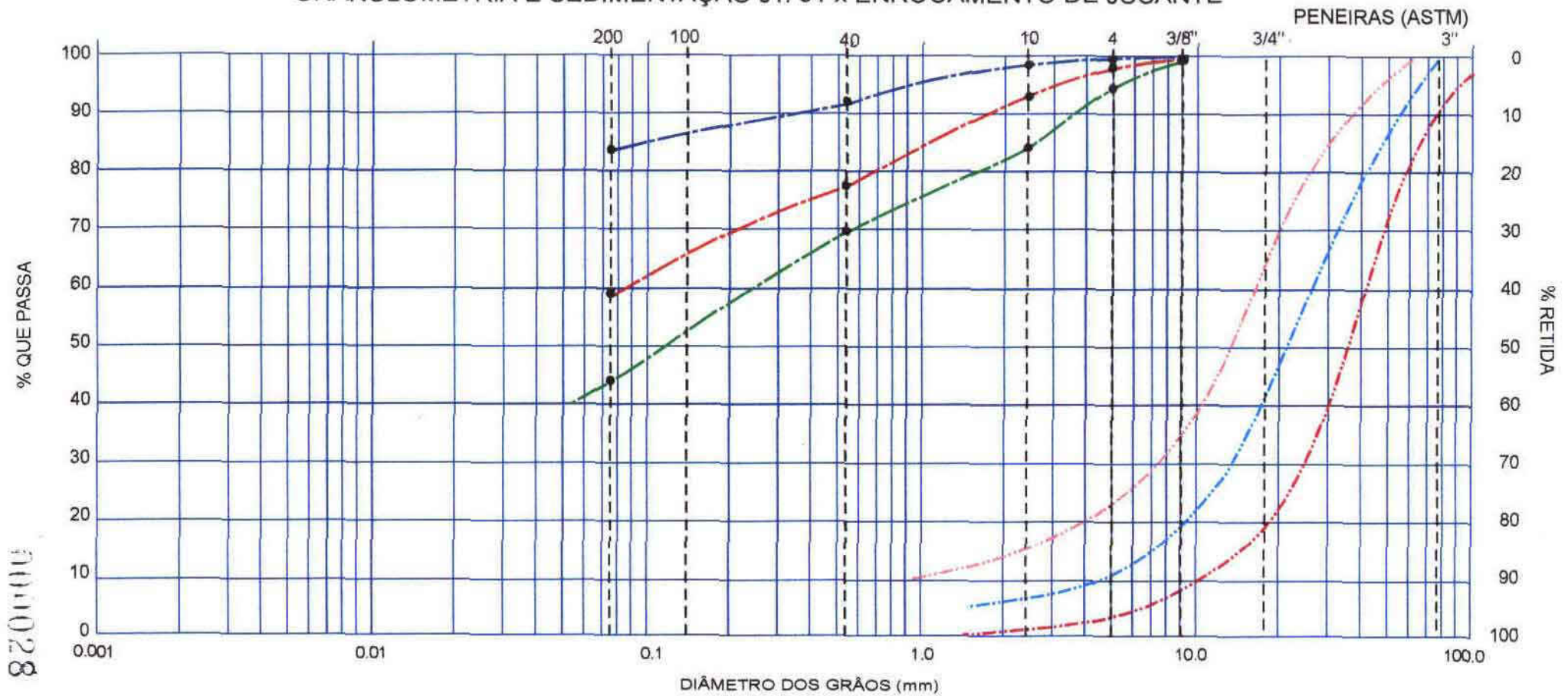
$$D15 \leq 9 \times 0,85 \Rightarrow D15 \leq 7,65 \text{ mm}$$

Então o enrocamento de jusante será confeccionado com as seguintes faixas granulométricas da tabela 1 4 e figura 1 5

#	Diâmetro (mm)	Faixa granulométrica (percentagem que passa)
3"	76,20	100
3/4"	19,10	56 – 93
3/8"	9,53	30 – 24
Nº 4	4,80	13 – 54
Nº 10	2,00	65 – 36
Nº 40	0,42	0 – 20
Nº 100	0,15	0 – 11
Nº 200		0 – 18

000027

FIGURA 1.5
 GRANULOMETRIA E SEDIMENTAÇÃO JT. 01 x ENROCAMENTO DE JUSANTE



A.B.N.T.	Argila	Silte	Areia fina	Areia média	Areia grossa	Pedregulho
M.I.T.	Argila	Silte	Areia fina	Areia média	Areia grossa	Pedregulho
U.S.C.S.	Argila	Silte	Areia fina	Areia média	Areia grossa	Pedregulho

CONVENÇÕES

- | | | | |
|-----|---------------------------------|--|--------------------------|
| M1 | - JT-1 MÁXIMA | | D _{máx} = 80 mm |
| | - JT-1 MÉDIO | | D ₅₀ = 18 mm |
| | - JT-1 MÍNIMA | | D _{mín} = 35 mm |
| M4A | - ENROCAMENTO DE JUSANTE MÁXIMA | | %#200 < 2% |
| | - ENROCAMENTO DE JUSANTE MÉDIA | | |
| | - ENROCAMENTO DE JUSANTE MÍNIMA | | |





1.8 ANÁLISE HIDRÁULICA DO MACIÇO E DA FUNDAÇÃO

A análise hidráulica do maciço e da fundação tem a finalidade de dimensionar o sistema de drenagem interno da barragem

1.8.1 Rede de Fluxo

As vazões de percolação pelo maciço pode ser determinadas pela construção de redes de fluxo, supondo-se condições de regime e aplicando a lei de Darcy

$$Q = K i a$$

onde

Q = Vazão de percolação

K = Coeficiente de permeabilidade

i = Gradiente hidráulico

S_i = Seção Transversal perpendicular a divisão do fluxo

O valor do coeficiente de permeabilidade do maciço adotado foi a média encontrado dos ensaios laboratoriais da JT – 01 e JT - 02, ou seja $2,92 \times 10^{-9}$ m/s

Considerando a anisotropia no material devido ao efeito de compactação onde

$$K_v = 2,92 \times 10^{-9} \text{ m/s}$$

$$K_h = 9 K_v$$

$$K_h = 2,62 \times 10^{-8} \text{ m/s}$$

100029

$$B = 22 \times 2 + 1,90 \times 2 + 6 + 22 \times 2 + 2 \times 2 = 101,80\text{m}$$

$$L1 = 7/10 \times 22 \times 2 = 30,80$$

$$b = B - L1 - (1 + 22 \times 2 + 2 \times 2)$$

$$b = 22,00 \text{ m}$$

$$Ha = 22,00 \text{ m}$$

$$R = \sqrt{\frac{Kh}{Kv}}$$

$$R = 3$$

$$Y_0 = \sqrt{Ha^2 - \left(\frac{b}{R}\right)^2} - \frac{b}{n}$$

$$Y_0 = \sqrt{22^2 - \left(\frac{22}{3}\right)^2} - \frac{22}{3}$$

$$Y_0 = 13,40$$

Então

$$\sqrt{x^2 + y^2} - x = Y_0$$

$$\sqrt{x^2 + 4^2} - x = 13,40$$

Onde

$$Y = \sqrt{179,56 + 26,80x}$$

101030

Coordenada da Superfície Freática

X	Y	Xr = 3 x t
-6,70	0	
0	13,40	0
1,50	14,82	4,50
2,00	15,27	6,00
2,50	15,70	7,50
3,00	16,12	9,00
3,50	16,53	10,50
4,00	16,93	12,00
4,50	17,32	13,50
5,00	17,70	15
5,50	18,08	16,50
6,00	18,45	18
6,50	18,81	19,50
7,00	10,16	21,00
10,55	21,50	31,65

1.8.2 Percolação através do maciço e da fundação

Com a definição da superfície freática conforme item anterior calcula-se a descarga através do maciço

$$Q_b = K_{eq} \times Y_0$$

$$K_{eq} = \sqrt{K_x + K_y}$$

$$K_{eq} = 8,75 \times 10^{-9}$$

$$Q_b = K Y_0$$

$$Q_b = 8,75 \times 10^{-9} \times 13,40$$

$$Q_b = 1,17 \times 10^{-7} \text{ m}^3/\text{s/m}$$

000031

Espessura do filtro

$e = 1,00\text{m}$ (adotado)

K (areia) = $1,2 \times 10^{-2}$ cm/s

$i = 1,00$

$Q_{fman} = K i e$

$Q_{fman} = 1,20 \times 10^{-4}$ m³/s

$$F S = \frac{Q_{fman}}{Q_b} = 1025,64 > 5$$

Espessura do tapete drenante

$$C = 2 (Q_b + Q_f) / K_a L$$

Onde

$K_a = 1,2 \times 10^{-2}$ cm/s

$L = 30,00\text{m}$

$e = 0,00012$

Adotaremos $e=1,00\text{m}$ por razões construtivas

101032

2. TOMADA D'ÁGUA

404033

2. TOMADA D'ÁGUA

O posicionamento escolhido para implantação da tomada d'água, foi na ombreira direita, na estaca 19 + 5m do eixo da barragem. Locou-se o eixo da tomada d'água na perpendicular em relação ao eixo da barragem.

De acordo com a curva capacidade de acumulação versus volume anual regularizado com 80 % de garantia para a barragem Pesqueiro, temos

Para volume de acumulação de $8,1 \times 10^6 \text{ m}^3$ obtem-se uma vazão regularizada média de 75 l/s

Considerando um consumo médio por pessoa de 250 l/dia, estima-se um consumo anual da cidade de Capistrano, para uma projeção de 20 anos de aproximadamente $1\ 100.000 \text{ m}^3/\text{ano}$, que corresponde a uma vazão da ordem de $0,035 \text{ m}^3/\text{s}$, ou seja 35 l/s

Essa barragem faz parte da bacia metropolitana de Fortaleza e, além de servir para abastecimento humano, possui como fim a prática sugerida no seu plano de aproveitamento

Verificamos assim que as necessidades da região para suprimento das populações e para outros usos com o excesso da vazão regularizada média considerando ainda os consumos de pico, adotou-se dimensionar a galeria para vazões 2 vezes superior a média anual regularizada, ou seja 150 l/s

Portanto nos nossos cálculos adotamos a vazão de 150 l/s para a escolha do diâmetro da galeria

O cálculo do nível mínimo necessário para obter-se a vazão regularizada será realizado através da fórmula de Hazen-Williams, de perda d'água ao longo da

000034

tubulação Consideraremos também as perdas provenientes do uso de acessórios

2.1 CÁLCULO DO DIÂMETRO

O diâmetro foi calculado para atender uma vazão regularizada de 75 l/s e uma vazão de pico de 150 l/s, utilizando-se a fórmula do diâmetro econômico proposta por LENCASIRE (1989) que tem a forma

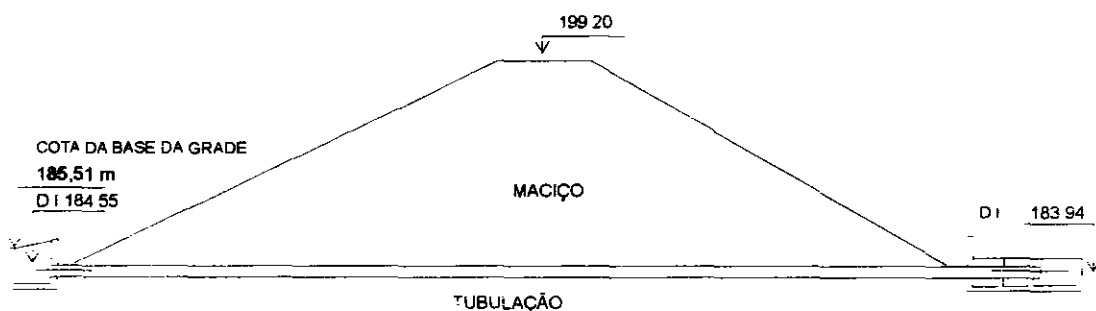
$$D = 0,95 \times Q^{0,43} = 0,420$$

Para Fórmula de Bresses

$$D = 1,1\sqrt{Q} = 0,420$$

Observando o cálculo dos diâmetros econômicos e a tabela de perda de carga na tubulação adotaremos diâmetro de 400 mm

2.2 DETERMINAÇÃO DA PERDA DE CARGA



Fórmula de Hasen-Williams

$$J = \frac{10,643}{C^{1,85}} \times \frac{Q^{1,85}}{D^{4,87}}$$

- Onde J = perda de carga (m/m),
 Q = vazão de projeto (m³/s),
 D = diâmetro da tubulação (m),
 C = coeficiente do material do tubo

100035

Para o tubo de aço adotado $C = 120$ (aço soldado, novo)

$L = 80$ m (consideremos este valor para os cálculos)

ϕ (mm)	V (m/s)	J (m/m)	ΔH (m) Ao longo tubos	ΔH (m) * acessórios	ΔH Total
300	2,12	0,016	1,28	0,75	2,03
400	1,19	0,004	0,32	0,24	0,56
450	0,93	0,003	0,24	0,14	0,38
500	0,76	0,002	0,16	0,10	0,26
600	0,53	0,002	0,16	0,05	0,21

* Perda de carga devido aos acessórios (ΔH acessórios)

$$\Delta h \text{ acessórios} = \sum K \frac{V^2}{2g}$$

Onde $v =$ velocidade em (m/s)

$g =$ aceleração da gravidade

$K =$ coeficiente que se obtém da Tabela 16.1 do Manual de Hidráulica de J. M. de Azevedo Neto

Dois registros a jusante (um registro e uma válvula borboleta)

$$K = 2 \times 0,20 = 0,40$$

Entrada em canalização

$$K = 1,0$$

Saída da Canalização

$$K = 0,9$$

000036

Grade

$$K = 1.45 - 0,45 \frac{a_n}{a_g} - \left(\frac{a_n}{a_g} \right)^2 \quad (\text{empírico})$$

onde

a_n = área líquida através da grade

a_g = área bruta através da grade

supondo $\frac{a_n}{a_g} = 0,5$ (valor máximo de perda)

$$K = 1.45 - 0,45 \times 0,5 - 0,5^2 = 0.97$$

Desta forma $\sum K = 0,40 + 1,00 + 0,97 + 0,90$

$$\sum K = 3,27$$

2.3 COTA DE ASSENTAMENTO DA GALERIA, NÍVEIS OPERACIONAIS

Pelas condições geométricas e observando as regras operacionais estabelecidas definem-se a da cota 184,55 para a geratriz inferior da entrada da tomada d'água com diâmetro de 400 m

Considerando essa $CGI_m = 184,55$ e a condição de submergência mínima a montante de 0,55 m estima-se a seguir o nível mínimo de garantir de toda derivação para uso

$$N_{a \text{ mín}} = CGI_m + D + 0.56$$

$$N_{a \text{ mín}} = 185,51$$

Conforme calculado da perda de carga determinou a cota da geratriz inferior do tubo a jusante $CGI_j = 183,94m$

400037



2.4 CURVA DE DESCARGA MÁXIMA EM FUNÇÃO NÍVEL A MONTANTE

Equação das perdas de carga total (Ht)

$$H_t = H_t + H_e$$

Perda de carga localizada

$$H_e = K \frac{V^2}{2G}$$

$$H_e = 3,27 \frac{Q^2 \times 16}{2 \times g \times \pi^2 \times D^4}$$

$$H_e = 10,55 Q^2$$

Perda de Carga de Tubo

$$H_t = \frac{10,643 \times Q^{1,85}}{C^{1,85} \times D^{4,87}} = 0,131 Q^{1,85}$$

Logo

$$H_f = 10,55 Q^2 + 0,131 Q^{1,85}$$

Nível de Saída a Jusante

$$NAJ = CGI_j + D$$

$$NAJ = 183,94 + 0,40$$

$$NAJ = 184,34$$

Carga disponível em função do nível de matriz

$$ANa = Nam - Naj = Nam - 184,34$$

000038

$$\text{Nam} - 184,34 = 10,55 Q^2 + 0.131 Q^{1,85}$$

Tabela Relação descarga x Nível de métodos

Vazão (m ³ /s)	Cota (m)	H (m)	V (m/s)
0,150	184,60	0,24	1,11
0,393	186,00	1,66	3,12
0,499	187,00	2,66	3,97
0,585	188,00	3,66	4,65
0,727	190,00	5,66	5,78
0,847	192,00	7,66	6,74
0,951	194,00	9,66	7,57
1,045	196,00	11,66	8,31
1,067	196,50	12,16	8,44

O nível da água mínima montante fica na cota 185,50 m garantindo uma submersão mínima de 0,55 m e um volume total de $0,85 \times 10^6 \text{m}^3$

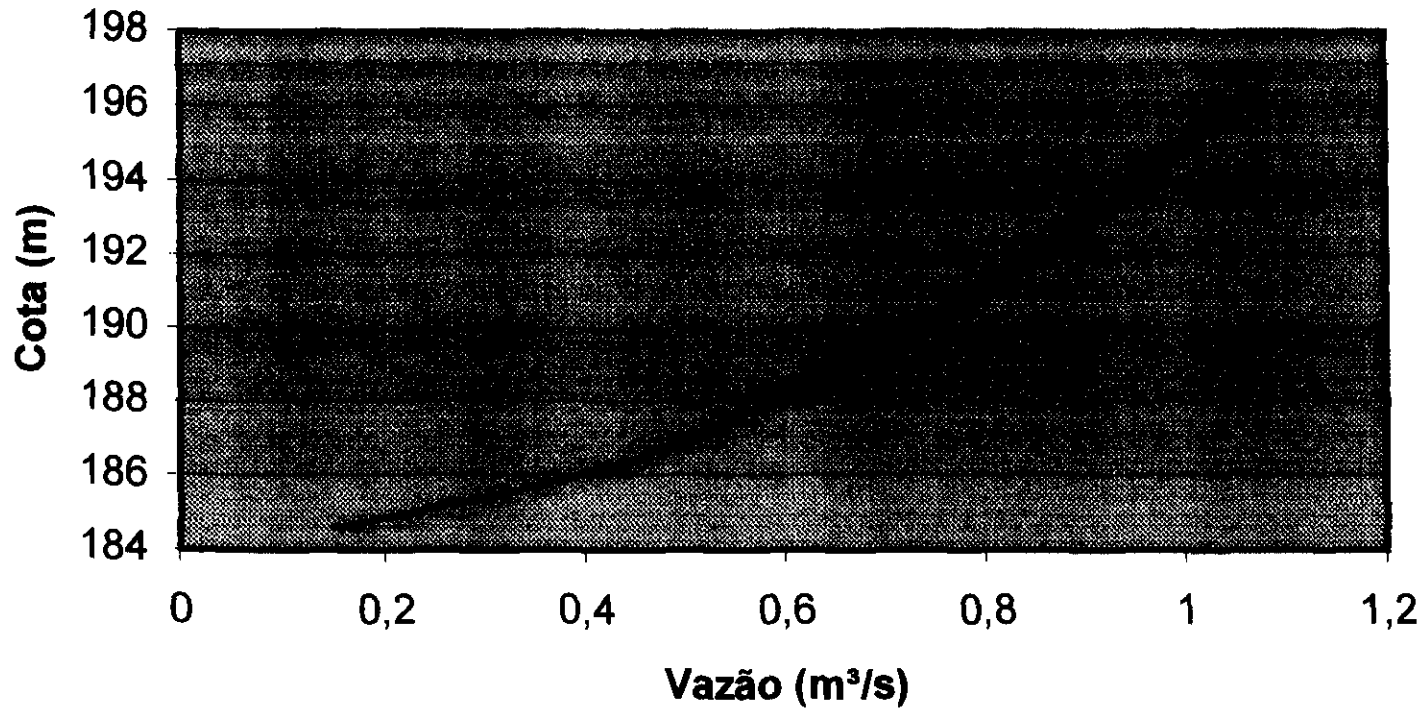
2.5 CÁLCULO DO TUBO

2.5.1 Dados do Tubo

- Diâmetro 400 m
- Instalação Envelopada em concreto
- Pressão máxima 15 mca
- Pressão adotada 30 mca – 42,50 psi
- Vacuo não existe

5000039

Gráfico Cota x Descarga Máxima



000040

2 5 2 Dimensões e Pressão interno

- Conforme AWWA

$$t = \frac{pd}{2S}$$

Onde

t = espessura de tubo em polegadas

P = Pressão máxima em Psi

D = Diâmetro externo em polegadas

S = Tensão admissível do material em psi

Conforme recomendações do AWWA a tensão admissível não deve superar 50% do limite do escoamento do tipo de aço selecionado, no caso , aço ASTM – 36

Limite do encoramento 36 000 psi

Tensão admissível 18 000 psi

Logo

T = 0,0189 polegada

T = 4,72 mm

Sendo a espessura comercial mais próxima de 4,75 mm ou 3/16"

2 5 3 Dimensionamento do colapso devido ao vacuo

Conforme AWWA

000041

$$P_c = 50\,200\,000 \text{ (t/dn)}^3$$

Por cautela foi adotado recomendação do AWWA, limitando a resistência do tubo até 50% do vacuo absoluto, ou seja 7,37 psi para a pressão de colapso.

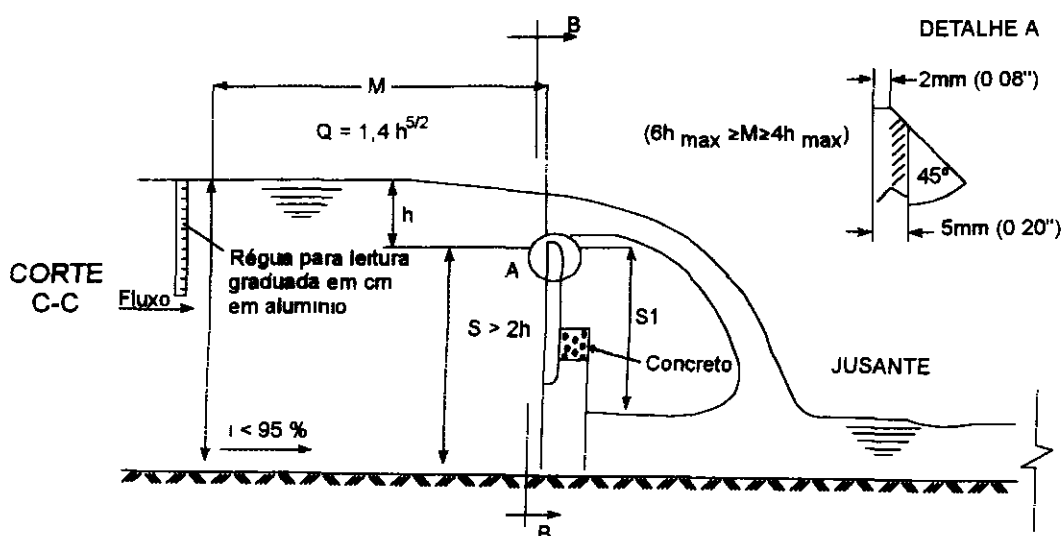
Diâmetro do tubo		Espessura		Pressão de Colapso	
mm	pol	mm	pol	psi	Kg/cm ²
400	16	6,35	¼"	191,49	13,50
400	16	8,0	5/16"	374,01	26,24
400	16	4,68	3/16"	80,78	5,66

Considerando os tubos existentes no mercado adotar-se-á uma espessura 3/16"

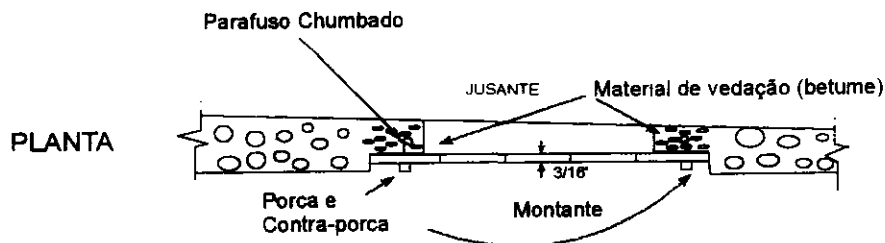
2.6 MEDIDOR DE VAZÕES

Com efeito de medir as vazões na saída da tomada d'água, projetou-se um vertedor de 1,40 m de largura na parede final da bacia de dissipação

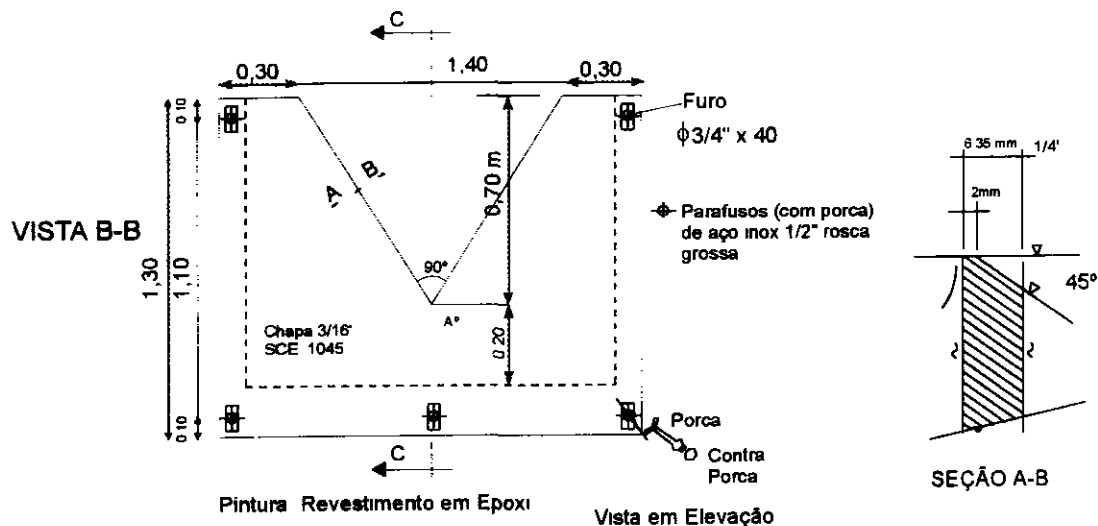
Esquematicamente temos a seguir



000042



DETALHE DE CHAPA METÁLICA PARA O VERTEDOURO



Para o cálculo das vazões utilizamos a seguinte fórmula

$$Q = 1,40 h^{5/2} \text{ (m}^3/\text{s)}$$

onde L = largura do vertedor (m) = 1,40

h = lâmina d'água (m)

$$Q = (\text{m}^3/\text{s}) = 150\text{l/s}$$

Logo

$$H_{\text{máx}} = 0,41 \text{ m adota-se } 0,70 \text{ m}$$

Com a finalidade de medir a lâmina d'água h, deverá ser colocada na parede interna da bacia, próximo ao vertedor, uma régua graduada em centímetros crescente, de forma que o zero da régua coincida com a soleira do vertedor

000043



2.7 BACIA DE DISSIPACÃO

A estrutura de dissipação selecionada para descarga da tomada d'água foi a bacia de impacto padronizada pelo Bureau of Reclamation nas obras "Design of small Dams" cujo o processo de cálculo é apresentado a seguir

NA jusante = 184,00

NA máxima = 194,50 (C S)

Carga hidráulica máxima $h = 12,50$ m

Velocidade de impacto $V = \sqrt{2gh} = 15,64$ m/s

Area fictícia de fluxo quadrado $A = \frac{Q}{V} = 0,0974$ m²

Largura fictícia do fluxo $D = \sqrt{A} = 0,0979$ m

Número de Fraude $Fr = \frac{V}{\sqrt{gD}} = 15,96$

Conforme "Design of Small Dams, $\frac{W}{D} = 12,00$, ou seja $W = 12,0 \times D$
Adotaremos $W = 1,50$ m

000044



3. VERTEDOURO

000045

3. VERTEDOURO

O vertedouro localiza-se na sela topográfica na margem esquerdo, com uma largura de 40 m e soleira fixada na cota 196,50

O vertedouro consta de dois cordões de fixação e um canal rápido de restituição com aproximadamente 240 m e com largura inicial de 40 m e final de 25 m

No cálculo hidráulico consideram-se o vertedouro como um canal de fundo plano com o coeficiente de manning $n = 0,02$ e estima-se o nível do reservatório a partir do cálculo da curva de remanso

Os resultados finais após a simulação integradas com um cálculo da curva de remanso são apresentadas na tabela abaixo

DIMENSIONAMENTO DO SANGRADOURO

Tipo de sangradouro	Escavação em rocha
Largura do sangradouro	40,00 m
Cota do sangradouro	196,50 m
Vazão de pico afluente ($Tr=1\ 000$ anos)	178,00 m ³ /s
Vazão de pico amortecida ($Tr=1\ 000$ anos)	50,00 m ³ /s
Altura da lâmina vertente ($Tr=1\ 000$ anos)	0,80 m
Vazão de pico afluente de verificação ($Tr=10\ 000$ anos)	510,00 m ³ /s
Vazão de pico amortecida de verificação ($Tr=10\ 000$ anos)	268,00 m ³ /s
Altura de lâmina vertente de verificação ($Tr=10\ 000$ anos)	218 m
Borda livre normal ($Tr = 1000$ anos)	1,90 m
Borda livre extrema ($Tr = 10000$ anos)	0,52 m

3.1 LARGURA DO SANGRADOURO

A partir dos Estudos Hidrológicos, operando hidraulicamente o sangradouro para uma cheia máxima e período de retorno de 1000 anos foi, calculada e estimada

100046

em 178,00 m³/s Para a acumulação de 8.10 x 10⁶ m³ foi determinada uma amortização da cheia milenar de 71 %, o que acarretou numa descarga máxima de 50,00 m³ /s, enquanto a lâmina máxima otimizada da ordem de 0,80 m

Com estes parâmetros, determinou-se a largura do sangradouro pela seguinte expressão

$$L = \frac{Q}{C H^{3/2}}$$

L = largura do sangradouro (m)

Q = vazão máxima de projeto (m³/s)

C = 1,77 (sangradouro de soleira livre)

H = Lâmina máxima (m)

$$L = \frac{50,00}{1,77 (0,80)^{1,5}} = 39,48$$

Adotou-se a largura para o sangradouro em 40,00 m

3.2 LINHA D'ÁGUA PARA CANAL DE RESTITUIÇÃO DO SANGRADOURO

Para o cálculo da linha d'água no canal utilizamos das diferenças finitas que é baseado na aplicação direta do Teorema de Bernoulli

O canal deverá ser trapezoidal, com largura inicial de 40 m o final e 25,00 m suas paredes em corte natural de pedra (n de Manning = 0,02) , sua declividade será I = 0,010 m/m

Foi adotada a vazão máxima analisada para período de retorno de 1000 anos com uma vazão 50,00 m³/s

Segue a baixo a tabela de cálculo

000047



QUADRO DE CÁLCULO DA LINHA D'ÁGUA DO SANGRADOURO

secção	cota		mannung	vazão (m³/s)	l m/m	B	Y	z	A (m²)	P (m)	R ^{4/3}	v (m/s)	v²/2g	E	DE	J (m/m) h	J-01	DL	L Acum
	fundo	água				(m)	(m)												
5J	196,50	197,30	0,02	50,00	0,01	40,00	0,800	0,20	32,13	41,63	0,71	1,56	0,123445	0,92345		0,00137			
6J	196,30	196,70	0,02	50,00	0,01	38,00	0,396	0,20	15,08	38,81	0,28	3,32	0,56037	0,95637	0,03293	0,01551	0,008439348	21,10	21,10
7J	196,10	196,56	0,02	50,00	0,01	37,00	0,457	0,20	16,95	37,93	0,34	2,95	0,443468	0,90047	-0,05590	0,01019	0,012848511	19,63	40,72
8J	195,90	196,38	0,02	50,00	0,01	36,00	0,478	0,20	17,25	36,97	0,36	2,90	0,428032	0,90603	0,00556	0,00928	0,009734062	20,92	61,65
9J	195,70	196,21	0,02	50,00	0,01	34,00	0,514	0,20	17,53	35,05	0,40	2,85	0,414701	0,92870	0,02287	0,00820	0,008739633	17,99	79,63
10J	195,50	196,01	0,02	50,00	0,01	33,00	0,510	0,20	16,88	34,04	0,39	2,96	0,447087	0,95709	0,02839	0,00894	0,00856806	19,82	99,46
11J	195,30	195,82	0,02	50,00	0,01	32,00	0,519	0,20	16,66	33,06	0,40	3,00	0,45898	0,97798	0,02089	0,00898	0,008959247	20,07	119,53
12J	195,10	195,66	0,02	50,00	0,01	30,00	0,558	0,20	16,83	31,14	0,44	2,97	0,449722	1,00872	0,03074	0,00802	0,008498002	20,47	140,00
13J	194,90	195,46	0,02	50,00	0,01	29,00	0,557	0,20	16,22	30,14	0,44	3,08	0,484623	1,04162	0,03290	0,00869	0,008353112	19,98	159,98
14J	194,70	195,31	0,02	50,00	0,01	27,00	0,605	0,20	16,41	28,23	0,48	3,05	0,473281	1,07828	0,03666	0,00766	0,00817473	20,08	180,06
15J	194,50	195,15	0,02	50,00	0,01	25,00	0,645	0,20	16,21	26,32	0,52	3,08	0,485033	1,13003	0,05175	0,00726	0,007461308	20,39	200,44

1011048

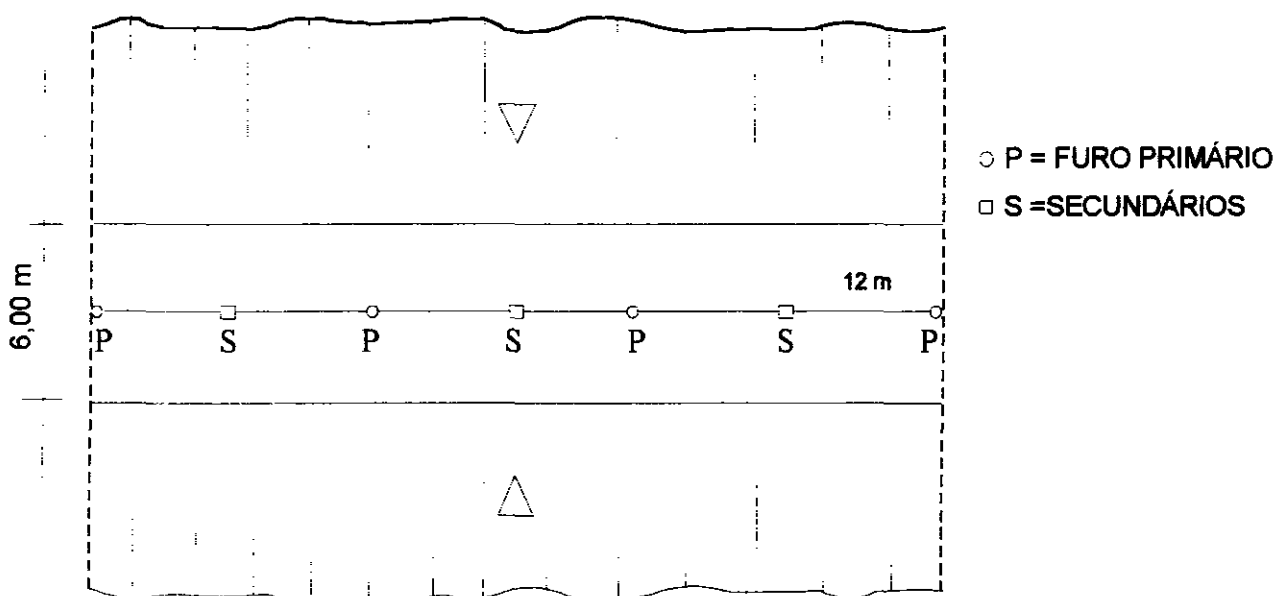
4. PLANO DE IMPERMEABILIDADE DA FUNDAÇÃO

000043

4. PLANO DE IMPERMEABILIDADE DA FUNDAÇÃO

A impermeabilização da fundação será a partir de um plano estimado de injeção de cimento, que deverá ser realizada no Eixo da Barragem executado a escavação deste, num trecho de 160 m, compreendido entre as estacas 12 a 20 na zona central da barragem em rocha alterada

A cortina de injeção será composta a princípio por furos primários e caso necessário, secundários, dispostos em uma linha de injeção posicionada no centro da barragem, distribuídos conforme o esquema a seguir



Após a escavação da fundação, pode-se iniciar os furos definindo a princípio um trecho piloto. Com maiores informações das características dos furos do trecho piloto é que se poderá alterar ou até excluir o plano de injeção

De acordo com as características da fundação em estudo, estimou-se ser necessário a injeção de todos os furos primários

A quantidade de furos primários, distribuídos na linha de injeção do seguintes modo

500050



Dentre os furos primários, deverão ser realizados furos exploratórios, espaçados a cada 12,0 metros. A escolha desses furos ficará a critério da Fiscalização. Os furos exploratórios deverão ser executados com rock drill e com ensaios de perda d'água em 3 estágios a cada 3 metros de perfuração. Os furos seguintes serão executados caso qualquer uma das condições a seguir venha a ocorrer:

Se entre 0 e 6 metros de profundidade, em algum furo exploratório ocorrer um absorção de calda superior a 30 kg de cimento/metro, deverão ser executados os 2 furos adjacentes a este furo,

Se entre 6 e 15 metros, ocorrer uma absorção de calda superior a 50 kg de cimento/metro, deverão ser executados os 2 furos adjacentes a este furo.

A calda de cimento a ser aplicada inicialmente terá uma relação água cimento (em peso) = 0,7 : 1 caso se atinja o limite de 6 sacos por metro sem que se notem indícios de recusa, as injeções devem ser suspensas por um período de 3 horas.

Vencido este intervalo de tempo, a injeção deverá ser reiniciada com calda na relação ponderal água cimento = 0,5. Se injetados 6 sacos por metro, sem evidências de início de recusa, a injeção deverá ser prosseguida (sem interrupção) com argamassa na relação (em peso) água cimento areia = 1 : 1 : 1 até mais 5 sacos por metro.

Deste momento em diante, os trabalhos deverão prosseguir com a mesma argamassa, em ciclos de injeção/paralização de um volume equivalente a 5 sacos a cada 2 horas, até que se atinja 4/5 da pressão máxima especificada. A partir daí, deve-se voltar a utilizar a calda na relação inicial (relação A/C = 0,7 : 1) até a recusa.

Os trabalhos de injeção de cada trecho, após iniciados, não deverão ser interrompidos até sua conclusão.

000051

Os intervalos entre fases sucessivas de injeção poderão ser alterados pela FISCALIZAÇÃO, em função dos resultados de ensaios de manutenção de fluidez a serem executados nas caldas aplicadas

$$NFP = \frac{160}{120} = 14 \text{ N}^\circ \text{ de furos primários}$$

A profundidade média estimada para os furos está estimada, segundo as sondagens em 6,00 m

Logo, o total estimado de metros a perfurar na impermeabilização da fundação será

$$\sum \text{PST} = 14 \text{ furos}$$

$$14 \times 6,00 = 84 \text{ m}$$

100052

5. ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA BARRAGEM

5. ANÁLISE DA ESTABILIDADE DA BARRAGEM

5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Esta análise foi elaborada a partir de parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito) obtidos com base em dois Ensaio Triaxiais CU_{sat} executados em amostras compactadas das Jazidas JT 01 e JT 02. Os parâmetros de resistência do solo de fundação foram estimados a partir de correlações diversas com os resultados do SPT obtidos através de Sondagens Mistas e a Percussão

5.2 CONDIÇÕES DE SOLICITAÇÃO

As condições de solicitação analisadas foram as seguintes

- 1 Final de Construção,
- 2 Reservatório Cheio (cota 197,30),
- 3 Rebaixamento Rápido até a cota 181,00
- 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 terraplenagem, com pressões neutras geradas durante a construção ainda não dissipadas, sendo estimadas nas análises por parâmetros de pressão neutra r_u . Nas análises realizadas foi adotado um valor de r_u constante e igual a 0,20. Foi suposto também nesta condição de solicitação que o nível d'água estivesse coincidente com a superfície do terreno (cota 176,00). Foram analisadas nesta condição os taludes de montante e de jusante

A condição de Reservatório Cheio considera que as pressões neutras atuantes no aterro compactado são provenientes do estabelecimento do fluxo em regime permanente pela seção. Para esta condição somente foi analisada o talude de

000054

jusante, devido a ação estabilizante da pressão externa exercida pela água no talude de montante

A condição de Rebaixamento Rápido pretende retratar a situação em que o nível d'água do reservatório depleciona enquanto que o nível piezométrico no interior da seção não rebaixa com igual velocidade, sendo admitida para esta situação o mesmo regime de fluxo da condição de regime de operação reservatório cheio. Nesta condição, a retirada da pressão externa exercida pela água no talude e a manutenção de níveis piezométrico parcialmente drenados no maciço levam a uma redução do Fator de Segurança (F S). Foi suposto nas análises que o rebaixamento realizava-se instantaneamente, considerando-se que a superfície freática se mantinha na pressão imediatamente anterior ao rebaixamento se processar.

5.3 METODOLOGIA E CRITÉRIOS DE ANÁLISE

Todas as análises realizadas levaram em conta o mecanismo da ruptura por meio de superfície circulares, considerando que a resistência ao cisalhamento ao longo desta 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, Canadá*).

As pressões neutras consideradas nas análises de estabilidade de Rebaixamento Rápido e Reservatório cheio foram obtidas a partir de redes de fluxo previamente desenhadas.

Foram considerados como fatores de segurança admissíveis os a seguir descritos:

CONDIÇÃO DE SOLICITAÇÃO	F.S. ADMISSÍVEL
Final de construção	1,30
Reservatório Cheio	1,50
Reservatório Cheio com Abalo Sísmico	1,10
Rebaixamento rápido	1,10

5.4 ESCOLHA DA SEÇÃO DA BARRAGEM PARA ANÁLISE DE ESTABILIDADE

Foi escolhida para os estudos de estabilidade a seção da Estaca 16, que apesar de apresentar uma altura de aterro aproximada de 0,80m menor que a máxima (estaca 15), apresenta bem maior espessura de aluvião (3 a 5,5 metros). Nas análises foi admitida uma espessura constante do aluvião de 4,0 metros. A altura máxima da seção admitida nas análises foi de 24,00 m possuindo a crista 6,0 m de largura e posicionada na cota 199,20 m. O talude de montante apresenta inclinação 1 V = 2,0 H e o de jusante 1 V = 2,0 H com uma berma de 2,0 metros de largura na cota 190 e presença de "rock-fill" na cota 181,00.

As investigações geotécnicas (SM-8, SP-3, SP-4, SP-5 e SP-6) indicaram na Estaca 16 a ocorrência de um aluvião com espessura variando de 3,0 até 5,5 metros de profundidade, composto basicamente por camadas de areia fina a siltoosa, areia média a grossa.

5.4.1 Parâmetros Geotécnicos de Análise

Os parâmetros geotécnicos adotados nas análises, estão apresentados no Quadro 2.1.

QUADRO 2.1 - PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

MATERIAL	c' kPa	ϕ'	γ_{nat} kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	r_u
Aterro compactado	40	23°	19	20	0,20
Filtro de Areia	0	30°	17	20	-
Rock-fill	0	40°	21	23	
Aluvião	0	28°	18	19	

100056

a) Aterro Compactado

Os parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito efetivos) foram obtidos com base em dois Ensaio Triaxiais CU_{SAT} executados pela Universidade Federal do Ceará (UFC) em amostras compactadas das Jazidas JT 01 (Furo da SSP-10) e JT 02 (furo da SPP-14), cujos resultados estão resumidos abaixo

QUADRO 2 2

ENSAIOS TRIAXIAIS CU_{SAT}

AMOSTRA	c' (kPa)	ϕ'
JT 01 (SSP-10)	40	23°
JT 02 (SSP- 14)	41	28°

Como deverão ser utilizados os materiais das duas jazidas (que apresentaram solos com características muito próximas) utilizou-se nas análises os parâmetros da amostra da JT 01, mais conservativos

Observando-se o gráfico deformação específica axial *versus* pressão neutra de ambos os solos, verificamos que estes solos se enquadrariam no comportamento dos solos tipo III, conforme o Livro do Prof Paulo T da Cruz, *100 Barragens Brasileiras*, Fig 7 31, pág 207

No Volume II - Tomo II - Estudos Geológico-Geotécnicos - estão apresentados os resultados completos destes dois ensaios e os resultados de caracterização das Jazidas

b) Solos de Fundação (Aluvião - areia fina siltosa)

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

100057

Dados

SPT médio = 7,

Altura de aterro = 5 m.

Profundidade do nível d'água = 2,0 metros

I) Cálculo da pressão vertical efetiva (p_v')

$$p_v' = 5,0 \times 19 \text{ kN/m}^3 + 2,0\text{m} \times 18\text{kN/m}^3 + 2,0 \times 9 \text{ kN/m}^2 = 149 \text{ kPa}$$

II) Cálculo da Densidade Relativa da areia (D_r)

Com base na Figura 2.1 proposta por Gibbs e Holtz (1967)^{1/}, *apud* Velloso e Lopes (1996)^{2/} entrando-se com $p_v' = 149 \text{ kPa}$ e $SPT = 7$, obtém-se $D_r = 45\%$ (areia fina)

III) Cálculo do ângulo de atrito da Areia (ϕ')

III A) MEYERHOF ^{3/}(1956) sugeriu para areias com mais de 5% de finos

$$\phi = 25^\circ + 15 D_r = 25^\circ + 15 \times 0,45 = 31,8^\circ$$

III B) VICTOR DE MELLO ^{4/} (1971) indica

$$t_g \phi = \frac{0,712}{1,49 - D_r} = \frac{0,712}{1,49 - 0,45} = 0,685 \quad \Leftrightarrow \phi = 34,4^\circ$$

Com base nos resultados acima, e considerando-se que se trata de uma areia com finos adotou-se nas análises de estabilidade um ângulo de atrito para o aluvião de 28° ($\phi' = 28^\circ$)

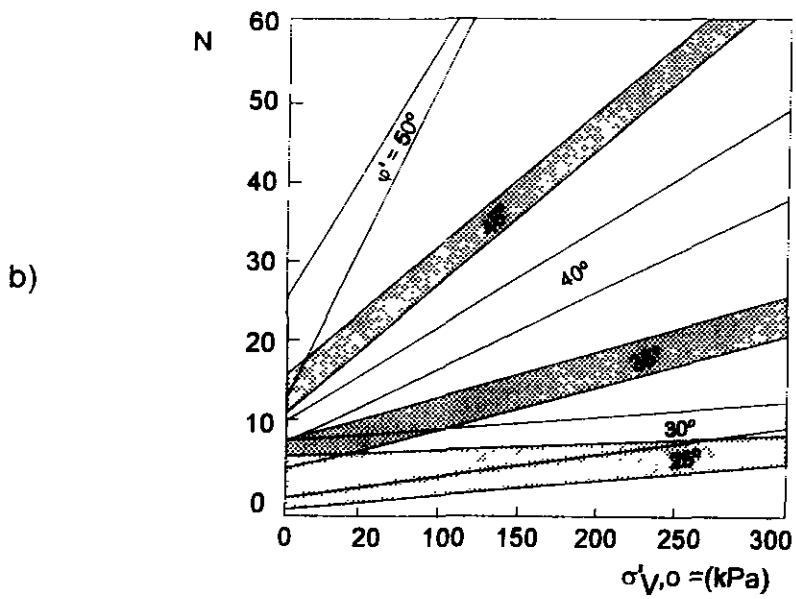
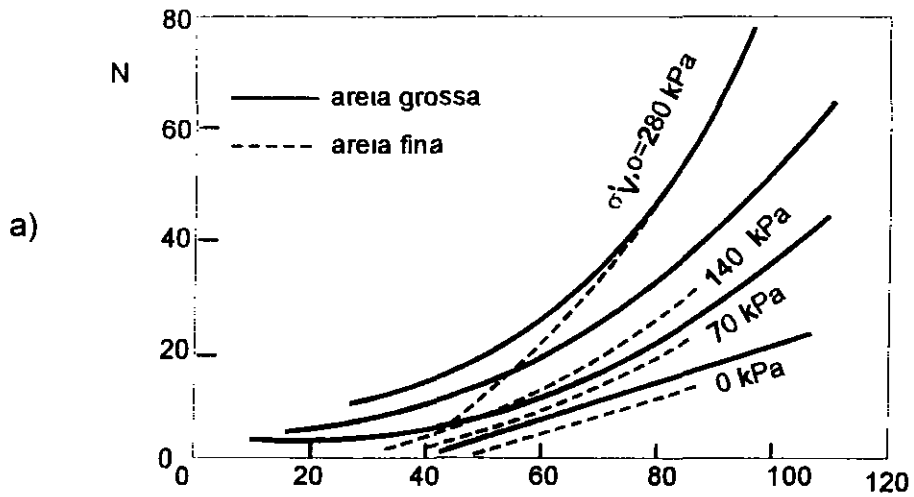
-
- 1/ GIBBS e HOLTZ (1957) "Research on determining the density of Sands by the spoon penetration test", *Proceedings, 4th ICSMFE, London, vol 1, pp 35-39,*
- 2/ VELLOSO E LOPES F R ,(1996) "Fundações - Critérios de Projeto, Investigaçãodo Subsolo, Fundações Superficiais"COPPE-UFRJ
- 3/ MEYERHOF. G G (1956) - "Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils" - *Journal ASCE - SMI*
- 4/ MELLO, V F B (1971) - "The Standart Penetration Test" - *Procc 4th Pana Conf on Soil Mec and Found Eng*

000058

FIGURA 2 1

a) DENSIDADE RELATIVA (GIBBS E HOLTZ, 1957)

b) ÂNGULO DE ATRITO EFETIVO DE AREIAS (DE MELLO, 1971)



400053



b) Drenos de Areia e Rock-fill

Os parâmetros de resistência do dreno de areia e "Rock-fill" foram estimados com base na experiência do projetista

Determinação do Coeficiente de Sismicidade

Tendo em vista a não disponibilidade de dados experimentais relativos à região onde será construída a Barragem Pesqueiro, recorreu-se aos registros históricos de abalos sísmicos publicados pelo DNOCS em 1990. De acordo com estes registros, o máximo tremor de terra já registrado no Nordeste brasileiro ocorreu em Pacajús-Ce. em 1980, quando foi observado nessa cidade um abalo sísmico de intensidade 7 (Mercalli) e magnitude 5.2 (Richter)

Na tabela elaborada por Sherard *et al* (1963, *apud* Singh e Varshney, 1995) pode ser observado 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 Varshney, 1995) firmam que, em geral, barragens "bem construídas" não sofrem quaisquer danos mais significativos ao serem submetidas a acelerações de pico de até 0,2g

De acordo com o *U S Army of Engineers (Misc Paper GL-94-13, apud XSTABL User's Manual)* o coeficiente de sismicidade a ser utilizado nos cálculos de estabilidade com abordagem pseudo-dinâmica pode ser estimado como sendo igual a aproximadamente 50% da aceleração de campo induzida por terremoto. Dessa forma, poderia ser adotado, para a Barragem Pesqueiro $\alpha=0,05$

Por outro lado, Singh e Varshney (1995) destacam que, em alguns países (e.g., EUA), são frequentemente utilizados, em projetos de barragens, coeficientes de sismicidade empíricos variando entre 0,05 e 0,15

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

000060

5.4.2 Resultados

O Quadro 2.3 apresenta os resultados das análises de estabilidade, para as condições de solicitações consideradas. Os valores de F.S. apresentados correspondem aos mínimos obtidos a partir de pesquisa de superfícies potenciais de ruptura circulares.

QUADRO 2.3
F.S.'s CRÍTICOS OBTIDOS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE

CONDIÇÃO DE SOLICITAÇÃO	TALUDE DE ANÁLISE	ARQUIVO	FATOR DE SEGURANÇA
Final de Construção	Montante	BPESFC2	1,582
	Jusante	BPESFC1	1,472
Reservatório Cheio	Jusante	BPESQRO5	1,562
Reservatório Cheio com abalo sísmico (*)	Jusante	BPESQRO 4	1,194
Rebaixamento Rápido	Montante	BPESRR2	1,258

(*) Ver obs. sobre o coeficiente de sismicidade

000061

6. ESTRUTURAL

1000062

6. ESTRUTURAL

6.1 INTRODUÇÃO

A presente Memória de Cálculo refere-se ao projeto de Cálculo Estrutural da tomada d'água do Açude Pesqueiro

6.1.1 Cargas

Peso da Água $\gamma_a = 1,0 + \rho/m^3$

Peso da Terra $\gamma_t = 2,1 + \rho/m^3$

Peso próprio Concreto Estrutural - $\gamma_c = 2,5 + f/m^3$

6.1.2 Coeficiente de Segurança – Tensões de Cálculo

Foram Observadas as recomendações da NBR 7187

6.1.3 Materiais Empregados

Concreto Armado $F_{ck} = 20 \text{ Mpa}$

Aço CA 50 $F_{ck} = 500 \text{ Mpa}$

6.2 MEMÓRIA DE CÁLCULO

6.2.1 Boca de Montagem (Caixa de Entrada)

Tendo em vista os esforços solicitantes serem pequenos face às dimensões das peças estruturais prevaleceu a condição de armadura mínima

Peças solicitadas à flexão $A_s = 0,15 \% bwd$

300063

Peças solicitadas à compressão $A_s = 0,5\% A_c$

6.2.2 Galeria

A galeria foi analisada como um quadro fechado, considerando-se a situação mais desfavorável (eixo da barragem), solicitada aos esforços verticais e do empuxo lateral provenientes do maciço da barragem, e de seu peso próprio

a) Ação do Carregamento Vertical

$$J_1 = 2,1 \times 1 \times 14,55 = 30,56 \text{ Tf/m}^2$$

$$J_2 = 0,35 \times 2,5 = 0,875 \text{ Tf/m}^2$$

$$G = 31,435 \text{ Tf/m}^2$$

b) Ação do Empuxo

$$P = K_a \gamma h \text{ onde } K_a = \text{Tg}^2 (45^\circ - \mu/2), \mu = 30^\circ$$

$$K_a = 0,333$$

$$P = 0,333 \times 14,55 \times 2,1 = 10,17 \text{ Tf/m}^2$$

c) Dimensionamento

O dimensionamento foi feito de acordo com os itens da NBR – 6118 que tratam do estado limite último de resistência sob solicitações normais prevaleceu a condição de armadura mínima

d) Caixa de dissipação

Na análise do sistema estrutural adotado, levou-se em conta a ação do forro d'água sobre a estrutura

000064

Vazão

$$V_o = \frac{Q_o}{A_o}$$

$$Q = 0.15 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$A_o = 0,785 \times 0.4^2 = 0,1256 \text{ m}^2$$

$$V_o = \frac{0,15}{0,1256} = 1,194 \text{ m/s}$$

$$F = \frac{2 \gamma_a A_o V_o^2}{2g} = \frac{2 \times 1,0 \times 0,1256 \times 1,194^2}{2 \times 9,8} = 0,0183$$

6.3 VERIFICAÇÃO DA ESTABILIDADE DO MURO LATERAL DO SANGRADOURO

Dados

Tensão Admissível do Material	=	100,00 tf/m ²
Peso Específico do Material	=	2,20 tf/m ³
Coef. de Atrito (Material-Material)	=	0,70
Tensão Admissível do solo	=	30,00 tf/m ²
Peso Específico do solo	=	1,80 tf/m ³
Coef. de Atrito (Material-Solo)	=	0,50
Angulo de Talude Natural	=	30,00 graus
Angulo de Cairmento do Terreno	=	0,00 graus

101065

Sobrecarga no Terreno = 0.00 tf / m²
 Altura de Terra (Bueiro) = 0,00 m
 Carga Horizontal do Topo = 0,00 tf
 Excentricidade = 0.00 m

Trecho	Base (m)	Altura (m)
1	0,70	0,70
2	0,95	1,00
3	1,20	1,00

Talão da Sapata = 0,30 m
 Ponta da Sapata = 0.00 m
 Altura da Sapata = 0,50 m
 Volume Total = 3,39 m³ /m

Análise da Estabilidade

Peso total (muro + Terra) = 10,00 tf
 Momento Resistente = 7,24 tfxm
 Momento Tombamento = 3,06 tfxm
 Expuxo = 2,19 tf

Coef Segurança (Escorregamento) = 2.29
 Coef Segurança (Tombamento) = 2,37

Tensões no Solo

Tensão Média = 5,11 tf/m²
 Tensão Máxima = 15,94 tf/m²
 Tensão Mínima = 0,00 tf/m²
 Distância Nuclear = 0.25 tf/m²

000066

Excentricidade = 0,33 m
 Coef Segurança = 2,45

Tensões nas Seções do Muro

SEC	CS1	CS2	Tmax (tf/m ²)	Tmín (tf/m ²)	D. Núclear (m)	Excent. (m)	CS3
1	5,13	11,00	1,96	1,12	0,12	0,03	66,33
2	2,81	3,32	7,10	0,24	0,16	0,15	18,32
3	2,20	2,05	15,29	0,00	0,20	0,30	8,50

CS1 = Escorregamento

CS2 = Tombamento

CS3 = Tensões

0000067

ISOTROPIC Soil Parameters

5 type(s) of soil

Soil Unit No	Unit Weight Moist (pcf)	Unit Weight Sat. (pcf)	Cohesion Intercept (psf)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Parameter Ru	Pore Pressure Constant (psf)	Water Surface No.
1	19.0	20.0	40.0	23.0	.200	.0	0
2	17.0	20.0	.0	30.0	.000	.0	1
3	21.0	23.0	.0	40.0	.000	.0	1
4	18.0	19.0	.0	28.0	.000	.0	1
5	30.0	50.0	.0	50.0	.000	.0	1

1 Water surface(s) have been specified

Unit weight of water = 10.00 kN/m³

Water Surface No. 1 specified by 2 coordinate points

PHREATIC SURFACE,

Point No.	x-water (ft)	y-water (ft)
1	00	176.00
2	160.00	176.00

BOUNDARIES THAT LIMIT SURFACE GENERATION HAVE BEEN SPECIFIED

LOWER limiting boundary of 1 segments:

Segment No.	x-left (ft)	y-left (ft)	x-right (ft)	y-right (ft)
1	.00	172.00	160.00	172.00

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

400 trial surfaces have been generated.

20 Surfaces initiate from each of 20 points equally spaced

9000069

along the ground surface between x = 40.00 ft.
and x = 90.00 ft.

Each surface terminates between x = 110.00 ft.
and x = 150.00 ft.

Unless further limitations were imposed, the minimum elevation
at which a surface extends is y = 172.00 ft.

3.00 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 := -45.0 degrees
Upper angular limit := (slope angle - 5 0) degrees

Factors of safety have been calculated by the :

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

The most critical circular failure surface
is specified by 29 coordinate points

Point No	x-surf (ft)	y-surf (ft)
1	71.58	176.00
2	74.42	175.04
3	77.31	174.22
4	80.23	173.54
5	83.18	173.01
6	86.16	172.61
7	89.14	172.35
8	92.14	172.24
9	95.14	172.27
10	98.14	172.45
11	101.12	172.76
12	104.08	173.23
13	107.02	173.83
14	109.93	174.57
15	112.80	175.45
16	115.62	176.46
17	118.39	177.61

000070

18	121.11	178.89
19	123.75	180.30
20	126.33	181.84
21	128.83	183.49
22	131.25	185.27
23	133.59	187.15
24	135.82	189.15
25	137.97	191.25
26	140.00	193.45
27	141.93	195.75
28	143.75	198.14
29	144.08	198.61

**** Modified BISHOP FOS = 1.582 ****

The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : FINAL CONSTRUICAO - TAL MONTANTE

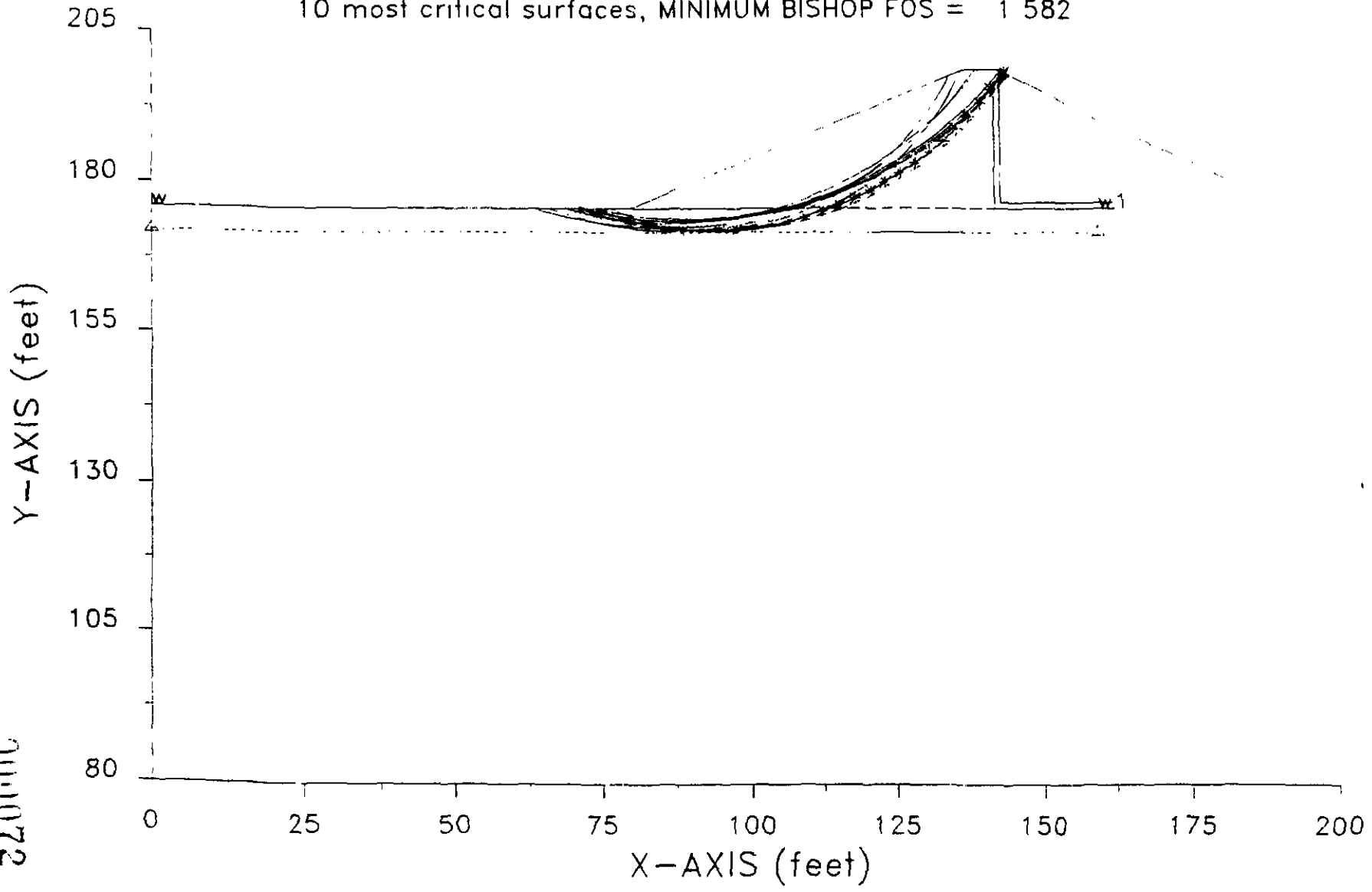
	FOS (BISHOP)	Circle Center x-coord	y-coord	Radius	Initial x-coord	Terminal x-coord	Driving Moment
1.	1.582	92.98	234.94	62.71	71.58	144.08	3.888E+03
2.	1.594	95.28	231.92	59.75	74.21	144.66	4.008E+03
3.	1.606	86.08	251.56	78.80	63.68	144.32	3.538E+03
4.	1.606	87.69	235.00	62.75	66.32	139.06	3.212E+03
5.	1.623	89.71	248.97	75.19	71.58	145.08	3.460E+03
6.	1.625	89.36	249.19	75.32	71.58	144.82	3.399E+03
7.	1.643	92.48	219.91	47.56	74.21	134.63	2.917E+03
8.	1.648	90.12	244.49	70.31	74.21	143.59	3.210E+03
9.	1.649	86.98	240.87	67.32	68.95	139.69	2.908E+03
10.	1.655	95.20	217.70	45.57	76.84	136.60	3.185E+03

* * * END OF FILE * * *

000071

FINAL CONSTRUCAO - TALUDE MONTANTE

10 most critical surfaces, MINIMUM BISHOP FOS = 1.582



101072

9	91.30	175.00	93.30	177.00	2
10	79.00	176.00	81.00	174.00	4
11	81.00	174.00	91.38	174.00	4
12	91.38	174.00	93.30	176.00	4
13	93.30	176.00	128.38	176.00	4
14	00	172.00	134.38	172.00	5

ISOTROPIC Soil Parameters

5 type(s) of soil

Soil Unit No.	Unit Weight Moist (pcf)	Unit Weight Sat. (pcf)	Cohesion Intercept (psf)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Parameter Ru	Pore Pressure Constant (psf)	Water Surface No.
1	19.0	20.0	40.0	23.0	.200	.0	0
2	17.0	20.0	.0	30.0	.000	.0	1
3	21.0	23.0	.0	40.0	.000	.0	1
4	18.0	19.0	.0	28.0	.000	.0	1
5	30.0	50.0	.0	50.0	.000	0	1

1 Water surface(s) have been specified

Unit weight of water = 10.00 kN/m3

Water Surface No. 1 specified by 2 coordinate points

 PHREATIC SURFACE,

Point No.	x-water (ft)	y-water (ft)
1	.00	176.00
2	160.00	176.00

BOUNDARIES THAT LIMIT SURFACE GENERATION HAVE BEEN SPECIFIED

LOWER limiting boundary of 1 segments:

Segment No.	x-left (ft)	y-left (ft)	x-right (ft)	y-right (ft)
1	00	172.00	160.00	172.00

A critical failure surface searching method, using a random

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 $x = 40.00$ ft.
and $x = 90.00$ ft.

Each surface terminates between $x = 110.00$ ft.
and $x = 150.00$ ft.

Unless further limitations were imposed, the minimum elevation at which a surface extends is $y = 172.00$ ft.

3.00 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 := -45.0 degrees
Upper angular limit := (slope angle - 5.0) degrees

Factors of safety have been calculated by the :

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

The most critical circular failure surface is specified by 27 coordinate points

Point No.	x-surf (ft)	y-surf (ft)
1	66.32	176.00
2	69.16	175.03
3	72.04	174.22
4	74.97	173.56
5	77.93	173.06
6	80.91	172.72
7	83.90	172.54
8	86.90	172.53
9	89.90	172.67
10	92.88	172.98

11	95 85	173 44
12	98 78	174 07
13	101 68	174.85
14	104 53	175.78
15	107.33	176.87
16	110.06	178.11
17	112 72	179.49
18	115 31	181.01
19	117.81	182.67
20	120.21	184.46
21	122.52	186.38
22	124.72	188.42
23	126.80	190.58
24	128.77	192 84
25	130.61	195.21
26	132.33	197.67
27	133.15	199.00

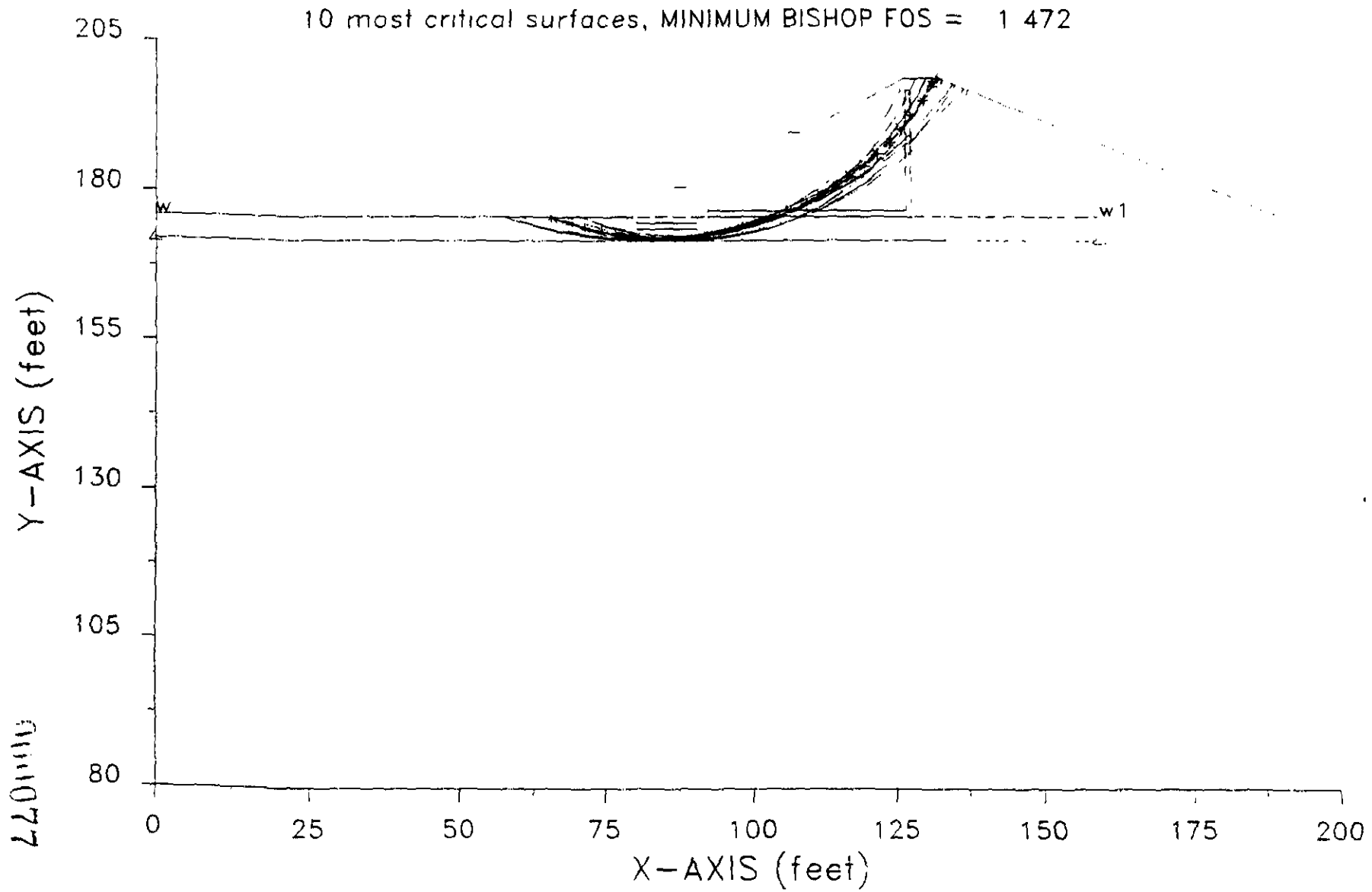
**** Modified BISHOP FOS = 1.472 ****

The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : FINAL CONSTRUICAO - TAL JUSANTE

	FOS (BISHOP)	Circle Center x-coord y-coord	Radius	Initial x-coord	Terminal x-coord	Driving Moment
1.	1.472	85.72 228 26	55.75	66.32	133.15	3.506E+03
2	1.476	87.41 221.81	49.39	68.95	131.19	3.386E+03
3.	1.480	83.50 237.45	65.42	61.05	135.71	3.822E+03
4.	1.487	80 73 239.09	66 92	58.42	134.09	3.490E+03
5.	1.494	89 18 227.71	55.53	68.95	136.03	3.979E+03
6	1.496	88.40 217.96	45.21	71.58	129.43	3.140E+03
7.	1.496	90.24 218.46	46.38	71.58	132.34	3.645E+03
8.	1.512	84.96 219.47	47.30	66.32	127.60	2.953E+03
9	1.514	81.55 247.43	75.08	58.42	137.48	3.814E+03
10	1 518	87 91 235.67	63.46	66.32	138.24	4.116E+03

* * * END OF FILE * * *



```

*****
*                               XSTABL                               *
*                               *                                   *
*          Slope Stability Analysis using                          *
*          Simplified BISHOP or JANBU methods                      *
*                               *                                   *
*                Copyright (C) 1990                               *
*          Interactive Software Designs, Inc.                       *
*                All Rights Reserved                               *
*                               *                                   *
*                Prof. Dick Campanella                            *
*                Civil Eng., Univ. of B.C.                        *
*                Vancouver, CANADA                                *
*                               *                                   *
*          Ver. 3.23 (m)                                         1008 *
*****
  
```

Problem Description : **BARRAGEM PESQUEIRO (CAPISTRANO-CE)
RESERVATÓRIO CHEIO SEM ABALO SÍSMICO**

SEGMENT BOUNDARY COORDINATES

9 SURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (ft)	y-left (ft)	x-right (ft)	y-right (ft)	Soil Unit Below Segment
1	.00	176.00	79.00	176.00	4
2	79.00	176.00	80.00	176.00	2
3	80.00	176.00	87.38	181.00	3
4	87.38	181.00	89.38	181.00	3
5	89.38	181.00	107.38	190.00	1
6	107.38	190.00	109.40	190.00	1
7	109.40	190.00	127.38	199.00	1
8	127.38	199.00	133.38	199.00	1
9	133.38	199.00	190.68	176.00	1

14 SUBSURFACE boundary segments

Segment No.	x-left (ft)	y-left (ft)	x-right (ft)	y-right (ft)	Soil Unit Below Segment
1	89.38	181.00	93.30	177.00	3
2	93.30	177.00	127.38	177.00	2
3	127.38	177.00	127.38	197.00	2
4	127.38	197.00	128.38	197.00	2
5	128.38	197.00	128.38	176.08	2
6	128.38	176.08	134.38	172.00	4
7	80.00	176.00	81.00	175.00	2
8	81.00	175.00	91.30	175.00	2
9	91.30	175.00	93.30	177.00	2
10	79.00	176.00	81.00	174.00	4
11	81.00	174.00	91.38	174.00	4
12	91.38	174.00	93.30	176.00	4

13	93 30	176 00	128.38	176.00	4
14	00	172.00	134.38	172.00	5

ISOTROPIC Soil Parameters

5 type(s) of soil

Soil Unit No	Unit Weight Moist (pcf)	Unit Weight Sat (pcf)	Cohesion Intercept (psf)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Parameter Ru	Pore Pressure Constant (psf)	Water Surface No.
1	19 0	20 0	40.0	23.0	.000	.0	1
2	17.0	20.0	.0	30.0	.000	.0	1
3	21 0	23.0	.0	40.0	.000	.0	1
4	18 0	19 0	.0	28.0	.000	.0	1
5	30.0	50.0	.0	50.0	.000	.0	1

1 Water surface(s) have been specified

Unit weight of water = 10.00 kN/m3

Water Surface No. 1 specified by 7 coordinate points

 PHREATIC SURFACE,

Point No	x-water (ft)	y-water (ft)
1	00	176.00
2	80.00	176 00
3	93 30	177.00
4	127 40	178.00
5	128 30	190.00
6	138.38	197.00
7	160 00	197.00

BOUNDARIES THAT LIMIT SURFACE GENERATION HAVE BEEN SPECIFIED

LOWER limiting boundary of 1 segments:

Segment No.	x-left (ft)	y-left (ft)	x-right (ft)	y-right (ft)
1	.00	172 00	160.00	172.00

A critical failure surface searching method, using a random 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 = 40.00 ft. and x = 90.00 ft.

Each surface terminates between $x = 110.00$ ft.
and $x = 150.00$ ft.

Unless further limitations were imposed, the minimum elevation
at which a surface extends is $y = 172.00$ ft.

3 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 := -45.0 degrees
Upper angular limit := (slope angle $- 5.0$) degrees

Factors of safety have been calculated by the :

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

The most critical circular failure surface
is specified by 26 coordinate points

Point No	x-surf (ft)	y-surf (ft)
1	68.95	176.00
2	71.76	174.96
3	74.64	174.10
4	77.56	173.41
5	80.51	172.90
6	83.49	172.58
7	86.49	172.43
8	89.49	172.46
9	92.48	172.68
10	95.46	173.08
11	98.40	173.66
12	101.30	174.42
13	104.16	175.35
14	106.95	176.45
15	109.66	177.72
16	112.30	179.15
17	114.84	180.74
18	117.29	182.48
19	119.62	184.37
20	121.83	186.39
21	123.92	188.55
22	125.87	190.83
23	127.68	193.22
24	129.34	195.72
25	130.85	198.31
26	131.19	199.00

100080

**** Modified BISHOP FOS = 1.562 ****

The following is a summary of the TEN most critical surfaces

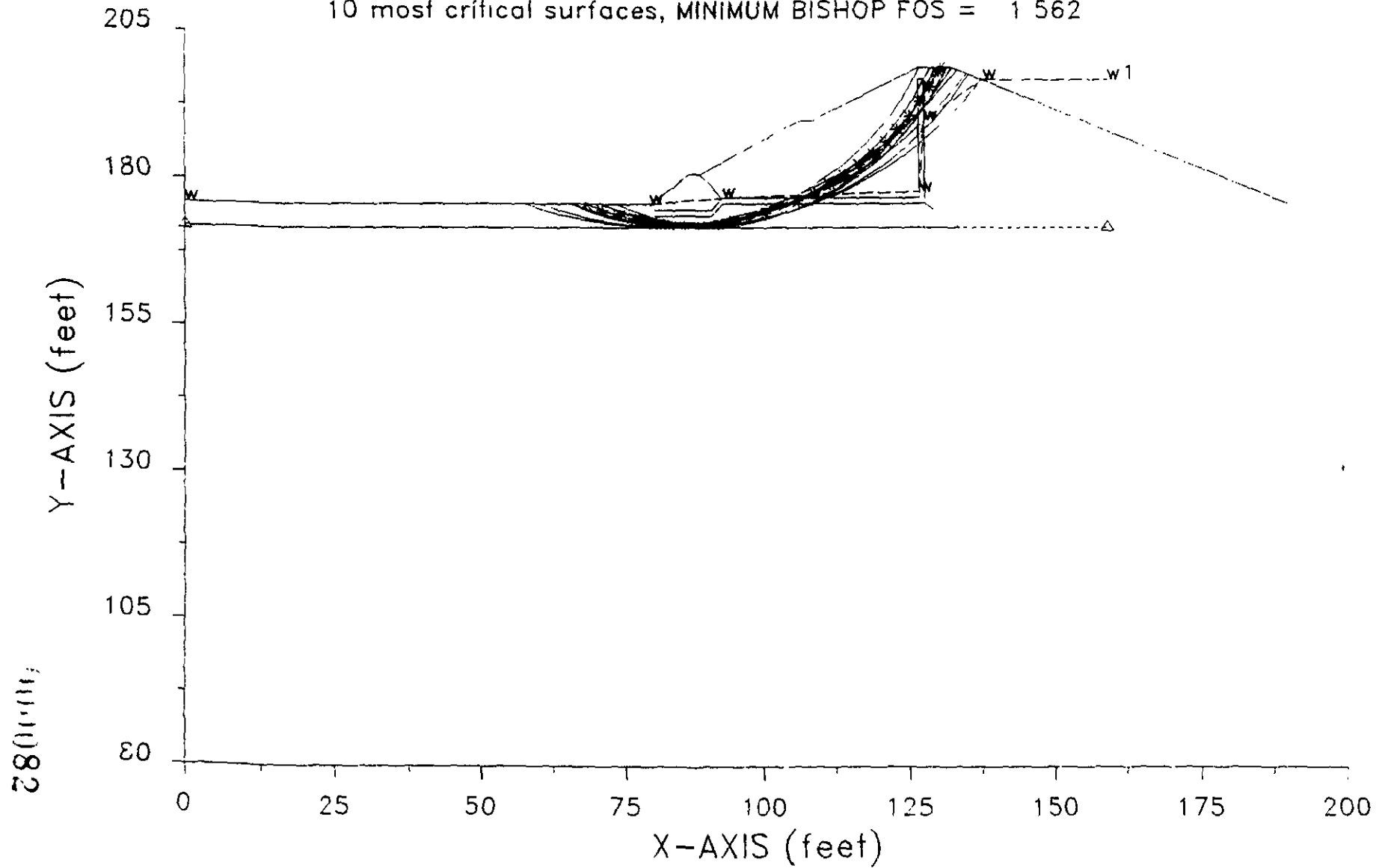
Problem Description : R OP. SEM SISMO

	FOS (BISHOP)	Circle Center x-coord	Circle Center y-coord	Radius	Initial x-coord	Terminal x-coord	Driving Moment
1.	1.562	87.41	221.81	49.39	68.95	131.19	3.398E+03
2.	1.566	85.72	228.26	55.75	66.32	133.15	3.517E+03
3.	1.572	90.24	218.46	46.38	71.58	132.34	3.659E+03
4.	1.575	89.18	227.71	55.53	68.95	136.03	3.996E+03
5.	1.576	83.50	237.45	65.42	61.05	135.71	3.835E+03
6.	1.582	88.40	217.96	45.21	71.58	129.43	3.151E+03
7.	1.590	87.91	235.67	63.46	66.32	138.24	4.144E+03
8.	1.592	80.73	239.09	66.92	58.42	134.09	3.502E+03
9.	1.596	84.96	219.47	47.30	66.32	127.60	2.965E+03
10.	1.600	91.49	213.67	41.45	74.21	130.23	3.411E+03

* * * END OF FILE * * *

R.OP. SEM SISMO

10 most critical surfaces, MINIMUM BISHOP FOS = 1.562



```

*****
*                               XSTABL                               *
*                               *                                   *
*                               Slope Stability Analysis using      *
*                               Simplified BISHOP or JANBU methods  *
*                               *                                   *
*                               Copyright (C) 1990                 *
*                               Interactive Software Designs, Inc.  *
*                               All Rights Reserved                 *
*                               *                                   *
*                               Prof. Dick Campanella               *
*                               Civil Eng., Univ. of B.C.           *
*                               Vancouver, CANADA                  *
*                               *                                   *
*                               Ver. 3.23 (m)                       1008 *
*****
    
```

Problem Description : **BARRAGEM PESQUEIRO (CAPISTRANO-CE)**
RESERVATÓRIO CHEIO COM ABALO SÍSMICO

SEGMENT BOUNDARY COORDINATES

9 SURFACE boundary segments

Segment No	x-left (ft)	y-left (ft)	x-right (ft)	y-right (ft)	Soil Unit Below Segment
1	.00	176.00	79.00	176.00	4
2	79.00	176.00	80.00	176.00	2
3	80.00	176.00	87.38	181.00	3
4	87.38	181.00	89.38	181.00	3
5	89.38	181.00	107.38	190.00	1
6	107.38	190.00	109.40	190.00	1
7	109.40	190.00	127.38	199.00	1
8	127.38	199.00	133.38	199.00	1
9	133.38	199.00	190.68	176.00	1

14 SUBSURFACE boundary segments

Segment No	x-left (ft)	y-left (ft)	x-right (ft)	y-right (ft)	Soil Unit Below Segment
1	89.38	181.00	93.30	177.00	3
2	93.30	177.00	127.38	177.00	2
3	127.38	177.00	127.38	197.00	2
4	127.38	197.00	128.38	197.00	2
5	128.38	197.00	128.38	176.08	2
6	128.38	176.08	134.38	172.00	4
7	80.00	176.00	81.00	175.00	2
8	81.00	175.00	91.30	175.00	2
9	91.30	175.00	93.30	177.00	2

10	79.00	176.00	81.00	174.00	4
11	81.00	174.00	91.38	174.00	4
12	91.38	174.00	93.30	176.00	4
13	93.30	176.00	128.38	176.00	4
14	.00	172.00	134.38	172.00	5

ISOTROPIC Soil Parameters

5 type(s) of soil

Soil Unit No.	Unit Weight Moist (pcf)	Unit Weight Sat. (pcf)	Cohesion Intercept (psf)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Parameter Ru	Pore Pressure Constant (psf)	Water Surface No.
1	19.0	20.0	40.0	23.0	.000	.0	1
2	17.0	20.0	.0	30.0	.000	.0	1
3	21.0	23.0	.0	40.0	.000	.0	1
4	18.0	19.0	.0	28.0	.000	.0	1
5	30.0	50.0	.0	50.0	.000	.0	1

1 Water surface(s) have been specified

Unit weight of water = 10.00 kN/m³

Water Surface No 1 specified by 7 coordinate points

PHREATIC SURFACE,

Point No	x-water (ft)	y-water (ft)
1	.00	176.00
2	80.00	176.00
3	93.30	177.00
4	127.40	178.00
5	128.30	190.00
6	138.38	197.00
7	160.00	197.00

A horizontal earthquake loading coefficient of .100 has been assigned

A vertical earthquake loading coefficient of .100 has been assigned

BOUNDARIES THAT LIMIT SURFACE GENERATION HAVE BEEN SPECIFIED

LOWER limiting boundary of 1 segments:

Segment No	x-left (ft)	y-left (ft)	x-right (ft)	y-right (ft)
1	.00	172.00	160.00	172.00

A critical failure surface searching method, using a random 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 $x = 40.00$ ft.
and $x = 90.00$ ft.

Each surface terminates between $x = 110.00$ ft.
and $x = 150.00$ ft.

Unless further limitations were imposed, the minimum elevation at which a surface extends is $y = 172.00$ ft.

3.00 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 := -45.0 degrees
Upper angular limit := (slope angle - 5.0) degrees

Factors of safety have been calculated by the :

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

The most critical circular failure surface is specified by 29 coordinate points

Point No	x-surf (ft)	y-surf (ft)
1	61.05	176.00
2	63.89	175.04
3	66.78	174.20
4	69.69	173.50
5	72.64	172.94
6	75.61	172.51
7	78.59	172.21
8	81.59	172.06
9	84.59	172.04
10	87.59	172.16
11	90.58	172.41
12	93.55	172.81
13	96.50	173.34
14	99.43	174.00
15	102.32	174.80
16	105.17	175.73
17	107.98	176.79
18	110.74	177.97
19	113.43	179.28
20	116.07	180.72
21	118.64	182.27
22	121.13	183.94
23	123.54	185.72
24	125.87	187.61
25	128.11	189.61
26	130.26	191.70
27	132.31	193.89
28	134.25	196.18
29	135.71	198.06

**** Modified BISHOP FOS = 1.194 ****

The following is a summary of the TEN most critical surfaces

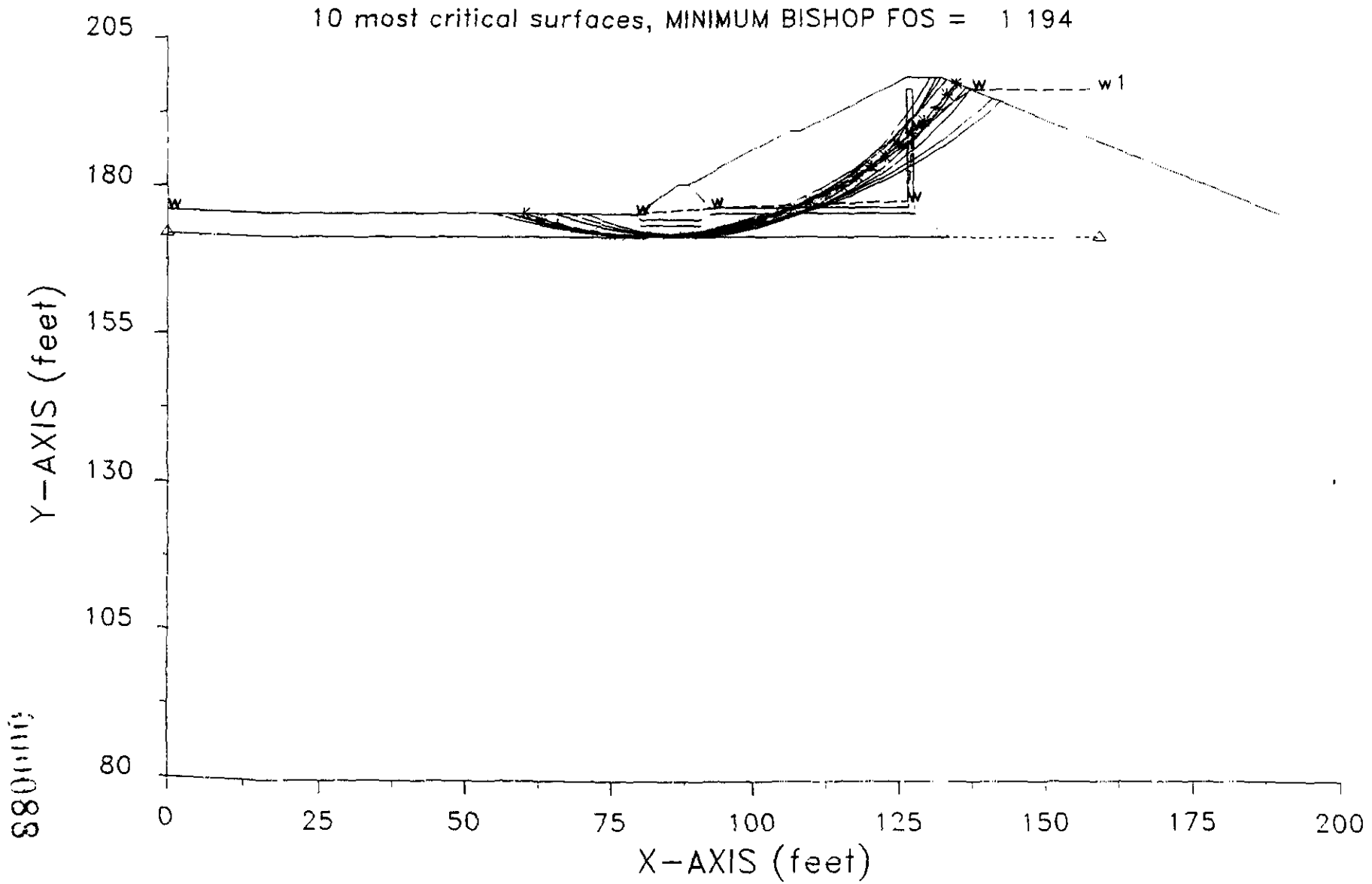
Problem Description :

	FOS (BISHOP)	Circle Center x-coord	Circle Center y-coord	Radius	Initial x-coord	Terminal x-coord	Driving Moment
1	1.194	83.50	237.45	65.42	61.05	135.71	4.420E+03
2.	1.201	87.91	235.67	63.46	66.32	138.24	4.788E+03
3.	1.204	89.18	227.71	55.53	68.95	136.03	4.564E+03
4	1.206	85.72	228.26	55.75	66.32	133.15	3.997E+03
5.	1.207	87.41	221.81	49.39	68.95	131.19	3.841E+03
6	1.208	80.73	239.09	66.92	58.42	134.09	4.036E+03
7	1.213	90.24	218.46	46.38	71.58	132.34	4.130E+03
8.	1.213	82.55	263.80	91.78	55.79	143.30	5.229E+03
9.	1.215	83.39	257.23	84.98	58.42	141.89	5.033E+03

10. 1 219 81 55 247.43 75.08 58.42 137.48 4.458E+03

* * * END OF FILE * * *

100087




```

*****
*                               XSTABL                               *
*                               *                                   *
*      Slope Stability Analysis using                               *
*      Simplified BISHOP or JANBU methods                         *
*                               *                                   *
*      Copyright (C) 1990                                         *
*      Interactive Software Designs, Inc.                         *
*      All Rights Reserved                                        *
*                               *                                   *
*      Prof. Dick Campanella                                       *
*      Civil Eng., Univ. of B.C.                                  *
*      Vancouver, CANADA                                          *
*                               *                                   *
*      Ver. 3.23 (m)                                             1008 *
*****
    
```

Problem Description : : **BARRAGEM PESQUEIRO (CAPISTRANO-CE)**
REBAIXAMENTO RÁPIDO

SEGMENT BOUNDARY COORDINATES

5 SURFACE boundary segments

Segment No	x-left (ft)	y-left (ft)	x-right (ft)	y-right (ft)	Soil Unit Below Segment
1	.00	176.00	80.00	176.00	4
2	80.00	176.00	137.30	199.00	1
3	137.30	199.00	143.30	199.00	1
4	143.30	199.00	161.30	190.00	1
5	161.30	190.00	181.30	181.00	1

9 SUBSURFACE boundary segments

Segment No	x-left (ft)	y-left (ft)	x-right (ft)	y-right (ft)	Soil Unit Below Segment
1	80.00	176.00	115.30	176.00	4
2	115.30	176.00	121.30	172.00	4
3	121.30	172.00	136.30	172.00	5
4	136.30	172.00	142.30	176.00	4
5	142.30	176.00	142.30	197.00	4
6	142.30	197.00	143.30	197.00	2
7	143.30	197.00	143.30	177.00	2
8	143.30	177.00	163.30	177.00	2
9	143.30	176.00	163.30	176.00	4

ISOTROPIC Soil Parameters

5 type(s) of soil

Soil Unit No	Unit Weight Moist (pcf)	Unit Weight Sat. (pcf)	Cohesion Intercept (psf)	Friction Angle (deg)	Pore Pressure Parameter Ru	Pore Pressure Constant (psf)	Water Surface No.
1	19.0	20.0	40.0	23.0	.000	.0	1
2	17.0	20.0	0	30.0	.000	.0	1
3	21.0	23.0	.0	40.0	.000	.0	1
4	18.0	19.0	.0	28.0	.000	.0	1
5	30.0	50.0	0	50.0	.000	.0	1

1 Water surface(s) have been specified

Unit weight of water = 10.00 kN/m3

Water Surface No. 1 specified by 6 coordinate points

 PHREATIC SURFACE,

Point No.	x-water (ft)	y-water (ft)
1	.00	181.00
2	92.50	181.00
3	132.70	197.00
4	142.30	190.00
5	143.30	177.00
6	160.00	176.00

BOUNDARIES THAT LIMIT SURFACE GENERATION HAVE BEEN SPECIFIED

LOWER limiting boundary of 1 segments:

Segment No.	x-left (ft)	y-left (ft)	x-right (ft)	y-right (ft)
1	00	172.00	160.00	172.00

A critical failure surface searching method, using a random 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 $x = 40.00$ ft. and $x = -90.00$ ft.

Each surface terminates between $x = 110.00$ ft. and $x = 150.00$ ft.

Unless further limitations were imposed, the minimum elevation at which a surface extends is $y = 172.00$ ft.

3.00 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 := -45.0 degrees
Upper angular limit := (slope angle - 5.0) degrees

Factors of safety have been calculated by the :

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

The most critical circular failure surface is specified by 28 coordinate points

Point No.	x-surf (ft)	y-surf (ft)
1	74.21	176.00
2	77.04	175.01
3	79.92	174.17
4	82.84	173.47
5	85.79	172.92
6	88.76	172.52
7	91.75	172.27
8	94.75	172.17
9	97.75	172.21
10	100.74	172.41
11	103.72	172.76
12	106.68	173.26
13	109.61	173.91
14	112.50	174.70
15	115.35	175.64
16	118.15	176.72

000091

17	120.90	177.93
18	123.57	179.29
19	126.18	180.78 -
20	128.71	182.39
21	131.15	184.13
22	133.50	185.99
23	135.76	187.97
24	137.91	190.06
25	139.96	192.25
26	141.90	194.54
27	143.71	196.93
28	144.66	198.32

**** Modified BISHOP FOS = 1.258 ****

The following is a summary of the TEN most critical surfaces

Problem Description : REBAIXAMENTO RAPIDO

	FOS (BISHOP)	Circle Center x-coord y-coord	Radius	Initial x-coord	Terminal x-coord	Driving Moment
1	1.258	95.28 231.92	59.75	74.21	144.66	3.925E+03
2.	1.259	95.20 217.70	45.57	76.84	136.60	3.104E+03
3.	1.260	92.98 234.94	62.71	71.58	144.08	3.788E+03
4.	1.266	96.20 218.36	45.55	79.47	137.42	3.059E+03
5.	1.271	96.81 213.40	41.22	79.47	135.05	2.971E+03
6.	1.279	92.48 219.91	47.56	74.21	134.63	2.810E+03
7	1.290	96.43 210.89	38.79	79.47	132.68	2.754E+03
8.	1.296	93.51 215.74	43.10	76.84	132.30	2.572E+03
9.	1.301	94.33 217.55	44.12	79.47	133.63	2.554E+03
10.	1.309	87.69 235.00	62.75	66.32	139.06	3.081E+03

* * * END OF FILE * * *

000092

REBAIXAMENTO RAPIDO

10 most critical surfaces, MINIMUM BISHOP FOS = 1.258

