



## **Folha de Dados**

**IDGED:**

0001490001

**TÍTULO:**

AÇUDE PARAMBU - PARAMBU - CE

**SUBTÍTULO:**

PROJETO EXECUTIVO;RELATÓRIO GERAL



**aguasolos**  
CONSULTORA DE ENGENHARIA LTDA

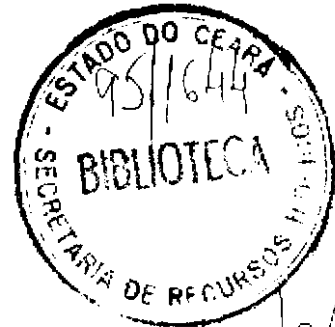
Lote: 01427 - Prep () Scan () Index ()  
Projeto Nº 1249/01  
Volume 1  
Qty A4 208 Qty A3 1  
Qty A2 1 Qty A1 1  
Qty A0 1 Outros 1

0149/01

AÇUDE PARAMBU  
(PARAMBU - CE)

PROJETO EXECUTIVO  
RELATÓRIO GERAL

TOMO - I



800083

0149/01

Í N D I C E

	<u>PÁGINA</u>
CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO .....	01
CAPÍTULO 2 - LOCALIZAÇÃO E ACESSO .....	05
CAPÍTULO 3 - ESTUDOS BÁSICOS .....	08
CAPÍTULO 4 - CRITÉRIOS USADOS NO PROJETO .....	58
CAPÍTULO 5 - DESCRIÇÃO E ARRANJO GERAL DO PROJETO .	70
CAPÍTULO 6 - CRONOGRAMA DE CONSTRUÇÃO .....	72
CAPÍTULO 7 - QUANTITATIVOS E CUSTOS .....	75
CAPÍTULO 8 - ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS .....	86
CAPÍTULO 9 - MEMÓRIA DE CÁLCULO .....	116
CAPÍTULO 10 - AMARRAÇÃO DAS OBRAS .....	198
CAPÍTULO 11 - EQUIPAMENTO MÍNIMO PARA A REALIZAÇÃO DA OBRA .....	200
CAPÍTULO 12 - INSTALAÇÃO MÍNIMA PARA OBRA .....	202
CAPÍTULO 13 - CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	204

111 11 - 37  
 (11) 111 11 - 37 11 - 111 - 1 11

1 - INTRODUÇÃO

## 1 - INTRODUÇÃO

O relatório aqui apresentado refere-se ao projeto executivo do Açude Parambu (Parambu-Ce), e foi elaborado em decorrência de contrato firmado entre o DNOCS - Departamento Nacional de Obras Contra as Secas e a AGUASOLOS - Consultora de Engenharia Ltda, conforme Carta Convite nº 04/88-DGO/G.

A obra tem a finalidade de barrar o Riacho Puiú, a cerca de 3,0 Km da cidade de Parambu, possibilitando a criação de um reservatório que funcionará como fonte de recursos hídricos para o abastecimento da população da cidade de Parambu-Ce, para irrigação de áreas aluvionares que ocorrem a jusante do barramento e para piscicultura.

Os trabalhos relativos ao projeto do açude tiveram início em final do mês de abril/88, quando a Consultora iniciou os contatos preliminares para o desenvolvimento dos estudos básicos que iriam apresentar os fatores condicionantes e influentes da obra.

Com o transcorrer dos estudos dos dados já existentes e dos contatos de campo, definiu-se alguns aspectos fundamentais das obras, que consistem em:

- Maciço de terra zoneado com filtro vertical e horizontal, ligado ao substrato rochoso através de uma trincheira de vedação construída com o material mais impermeável do maciço.
- Proteção do talude de montante através de uma camada de bica corrida e proteção do talude jusante através de vegetação nativa ou plantio de grama.
- "Rock-Fill" junto ao talude de jusante, na região central do açude, onde as cargas hidráulicas são mais elevadas.
- Sangradouro situado na ombreira esquerda, constituído de um canal de 50,00m de largura e 230,00m de extensão, escavado em rocha gnáissica e, com um cordão de fixação na cota da soleira para proteção contra possíveis processos erosivos que poderão ocorrer.

- Tomada D'água em galeria, localizada na ombreira direita, com uma comporta tipo stop-log a montante e um registro de gaveta com bacia de dissipação a jusante.

Em seguida apresenta-se um resumo das características principais da obra projetada:

#### CARACTERÍSTICAS GERAIS

- Localização : Parambu-Ce
- Sistema : Jaguaribe
- Rio Barrado : Riacho Puiú
- Área da Bacia Hidráulica : 159,0 ha
- Área da Bacia Hidrográfica : 104,00 Km<sup>2</sup>
- Capacidade :  $8,5 \times 10^6 \text{m}^3$
- Volume Morto : 722.375m<sup>3</sup>
- Precipitação Média Anual : 526mm

#### BARRAGEM

- Tipo : Terra Zoneada
- Altura Máxima : 20,80m
- Largura Máxima da Base : 109,00m
- Extensão pelo coroamento : 278,00m
- Largura do coroamento : 6,00m
- Cota do coroamento : 487,30
- Volume do maciço : 167.823m<sup>3</sup>
- Taludes : Montante : 1:2,5 e 1:3,0  
- / Jusante : 1:2,0 ↗

#### SANGRA DOURO

- Tipo : Escavado em rocha gnaissica
- Largura : 50,00m
- Vazão Máxima de Projeto (TR=1000 anos) : 239,5m<sup>3</sup>/s
- Lâmina Máxima Prevista : 1,30m
- Volume de Corte : 57.320m<sup>3</sup>
- Cota da soleira : 484,50

Tomada D'água

- Tipo : Galeria
- Diâmetro : 450mm
- Cota do Porão : 476,00
- Cota da Boca de Montante : 474,00
- Cota da Boca de Jusante : 473,30
- Controle da Vazão : Comporta STOP-LOG (Montante)
- Descarga Regularizada : 160 l/s



2 - LOCALIZAÇÃO E ACESSO

## 2 - LOCALIZAÇÃO E ACESSO

O açude Parambu está localizado a cerca de 3,0Km a montante da cidade de Parambu, na região dos Inhamuns, a sudoeste do Estado do Ceará, Longitude  $40^{\circ}42'56''W$  e Latitude  $6^{\circ}11'54''S$ .

A cidade de Parambu liga-se a Fortaleza pela Rodovia Federal BR-020 e pela Rodovia Estadual CE-270 (Pavimentada), distando cerca de 435 Km, conforme mostra a figura 2.1.

O acesso ao eixo do barramento, partindo-se da cidade de Parambu é feito através de uma estrada carroçável que liga Parambu a Queimada Grande pela margem esquerda do Riacho Puiú. Nesta estrada carroçável percorre-se cerca de 3,0Km e chega-se a ombreira esquerda da barragem.

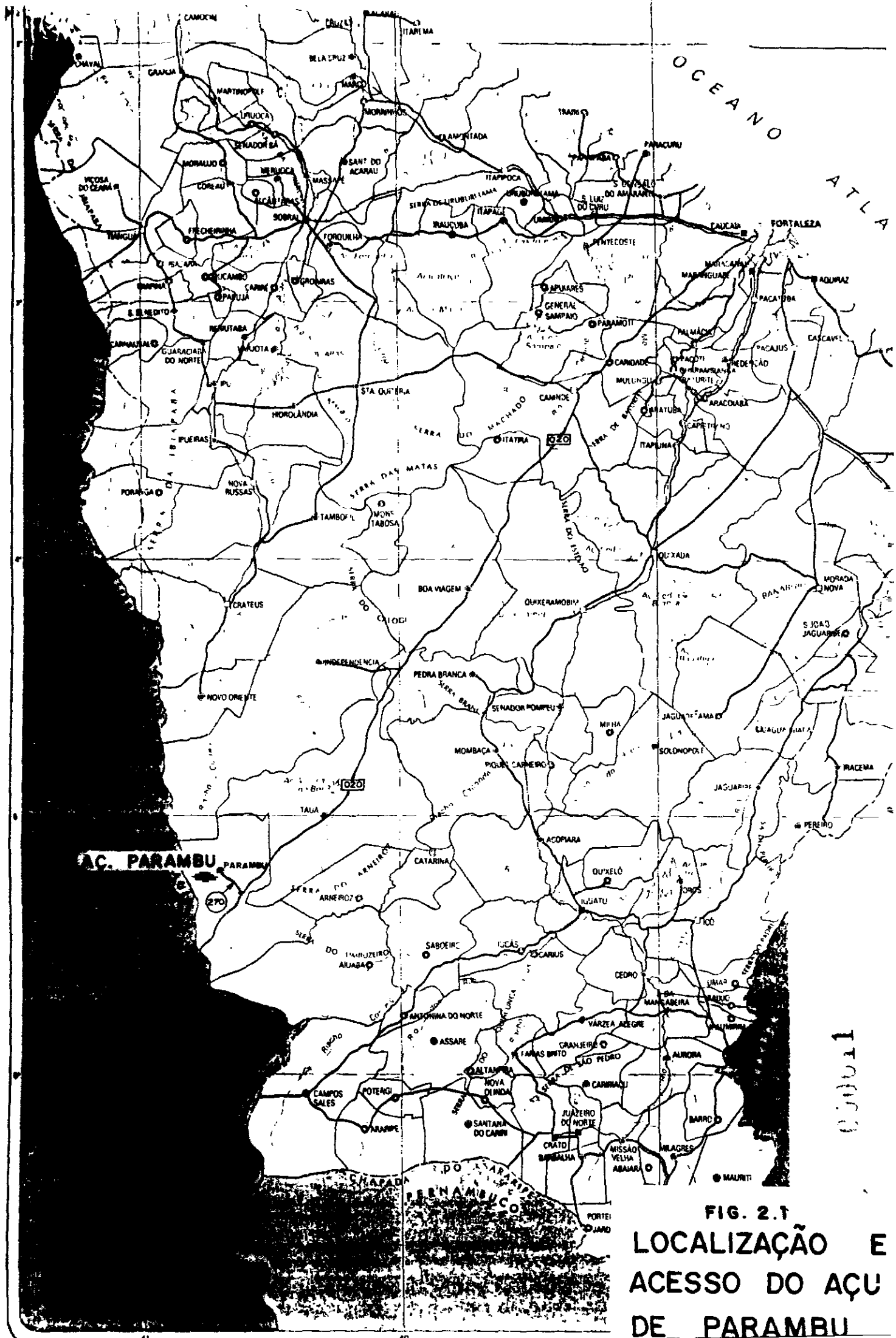


FIG. 2.1  
 LOCALIZAÇÃO E  
 ACESSO DO AÇU  
 DE PARAMBU

3 - ESTUDOS BÁSICOS

### 3 - ESTUDOS BÁSICOS

Os estudos básicos foram realizados visando a coleta e análise dos dados dos diversos condicionantes locais, para idealização e concepção da obra.

Inicialmente realizou-se um reconhecimento da região através de cartas topográficas, climática e geomorfológica para identificação das peculiaridades do trecho do rio onde será criado o lago de acumulação.

Após os trabalhos de escritório uma equipe composta de vários especialistas deslocou-se para o local com o objetivo de verificar a validade das condições avaliadas em escritório e as características geológicas-geotécnicas da área.

Em seguida a esse contacto preliminar com o local, iniciou-se os estudos topográficos do eixo e da bacia hidráulica, o mapeamento geológico detalhado, e também um estudo geotécnico das camadas da subsuperfície por meio de sondagens percussivas e rotativas, poços de inspeção e ensaios em laboratório.

Com base nos resultados preliminares destes estudos, definiram-se algumas conceituações e idealizações técnicas iniciais para as obras, possibilitando a verificação de sua viabilidade técnica, e em seguida, após a conclusão dos trabalhos, as conceituações e concepções técnicas finais das obras.

Os estudos realizados foram divididos nos seguintes grupos de atividade:

- Estudos Topográficos
- Estudos Hidroclimatológicos
- Estudos Geológicos
- Estudos Geotécnicos

A seguir será detalhado individualmente cada grupo de atividades, as metodologias empregadas e os resultados alcançados.

3.1 - Estudios Topográficos

### 3.1 - Estudos Topográficos

Os estudos topográficos visaram plantas planialtimétricas do eixo e da bacia hidráulica, em escala compatível com a precisão que se deseja para o detalhamento dos diversos setores da obra.

No eixo foram realizadas seções transversais de 20 em 20 metros.

Deste levantamento topográfico obteve-se plantas planialtimétricas da bacia hidráulica na escala 1:5.000 e do eixo na escala 1:1.000 com curvas de nível de metro em metro (ver desenho nº 01/14)

Os levantamentos tiveram suas origens e estão amarrados a marcos topográficos, em locais indeslocáveis, com cota real tirada a partir do marco do IBGE situado na cidade de Parambu.

A localização dos marcos topográficos encontra-se descrita no capítulo 10 deste tomo.

3.2 - Estudos Hidroclimatológicos



### 3.2 - Estudos Hidroclimatológicos

Os estudos hidroclimatológicos visaram obter dados a respeito do clima e dos recursos hídricos de superfície para a elaboração do projeto, principalmente como base para a determinação da capacidade reservatória do açude, dimensão do canal de sangria e seu aproveitamento como fonte de abastecimento da população de Parambu.

#### 3.2.1 - Dados Climáticos

A bacia hidrográfica do rio Puiú, em relação ao local onde será implantado o barramento, abrange uma área de 104,0 Km<sup>2</sup> e situa-se na micro-região dos Inhamuns, com baixos e irregulares índices pluviométricos.

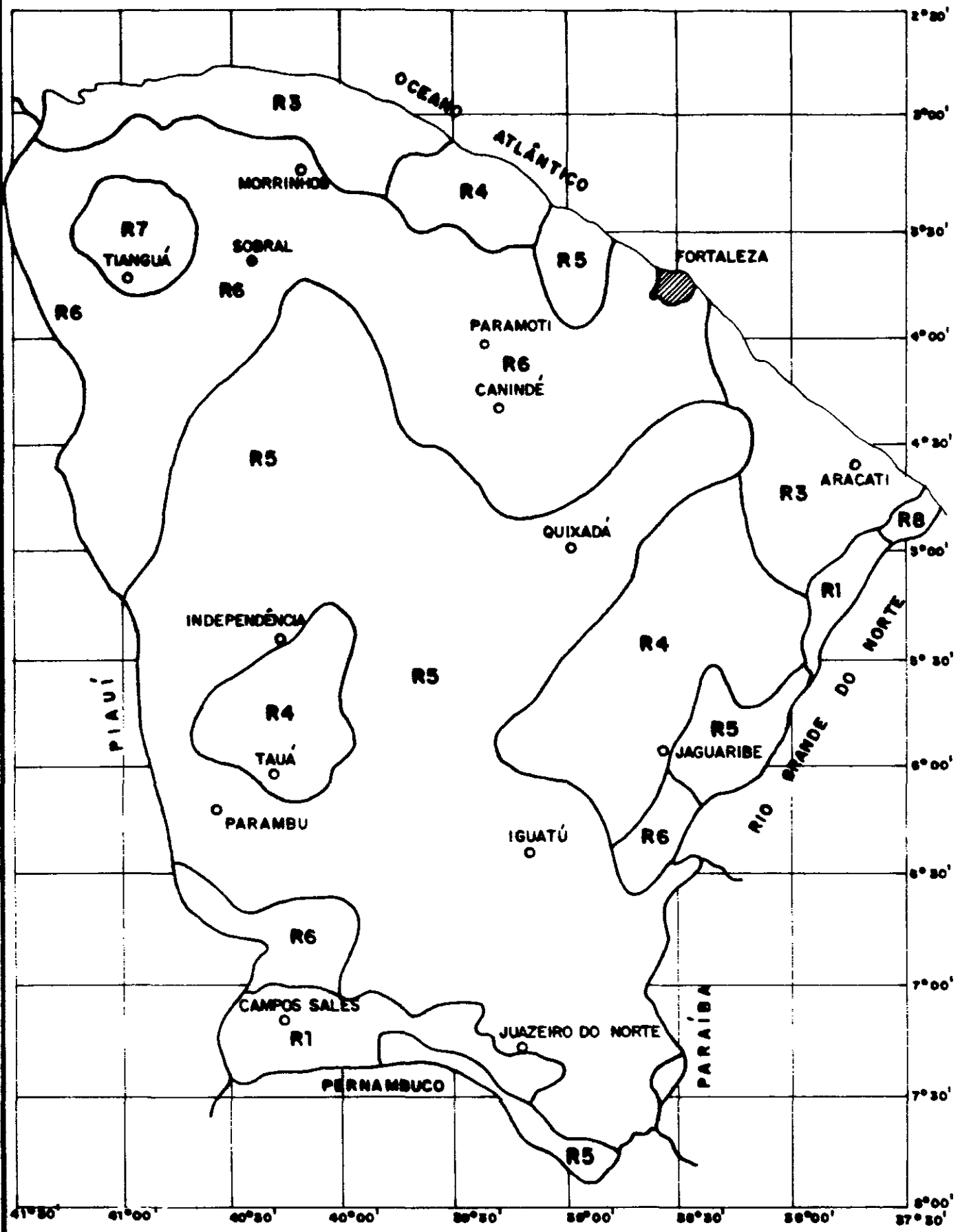
O vale do rio Puiú tem sentido oeste-leste e as nascentes encontram-se na serra dos Cariris a uma altitude de 700m. No trecho a montante do barramento as declividades variam entre 0,060 a 0,010, sendo a média de 0,021.

A bacia apresenta características predominantes do semi-árido nordestino, com relevo do tipo R-5, segundo a classificação de NOUVELOT (ver figura 3.1), desenvolvendo-se sobre terrenos de baixa permeabilidade, com cobertura vegetal rala do tipo caatinga. Embora a figura 3.3 mostre a região como típica de caatinga-arbórea, a degradação, acelerada pela ação do homem, transformou grande parte desta em caatinga arbustiva de porte mais baixo, caules retorcidos e esbranquiçados.

Os solos da região podem ser classificados como PODZÓLICOS EUTRÓFICOS, amarelo e vermelho, de médio a alto potencial agrícola.

As altitudes variam de 750m a 500m na região a montante de Parambu. O mapa com a hipsometria é mostrado na figura 3.2.

A região da bacia encontra-se sob um clima de alto poder de evaporação, provocando um regime de escoamento de superfície de alta variabilidade, com cursos d'água intermitentes, apresentando vazões nulas por longos períodos, coincidindo com a época em que mais pronunciado é o "deficit" hídrico local.



000028

**LIMITES E CLASSES DE RELEVO**

R1	DS < 10 m
R2	10 < DS < 25 m
R3	25 < DS < 50 m
R4	50 < DS < 100 m
R5	100 < DS < 200m
R6	250 < DS < 500m
R7	DS > 500m



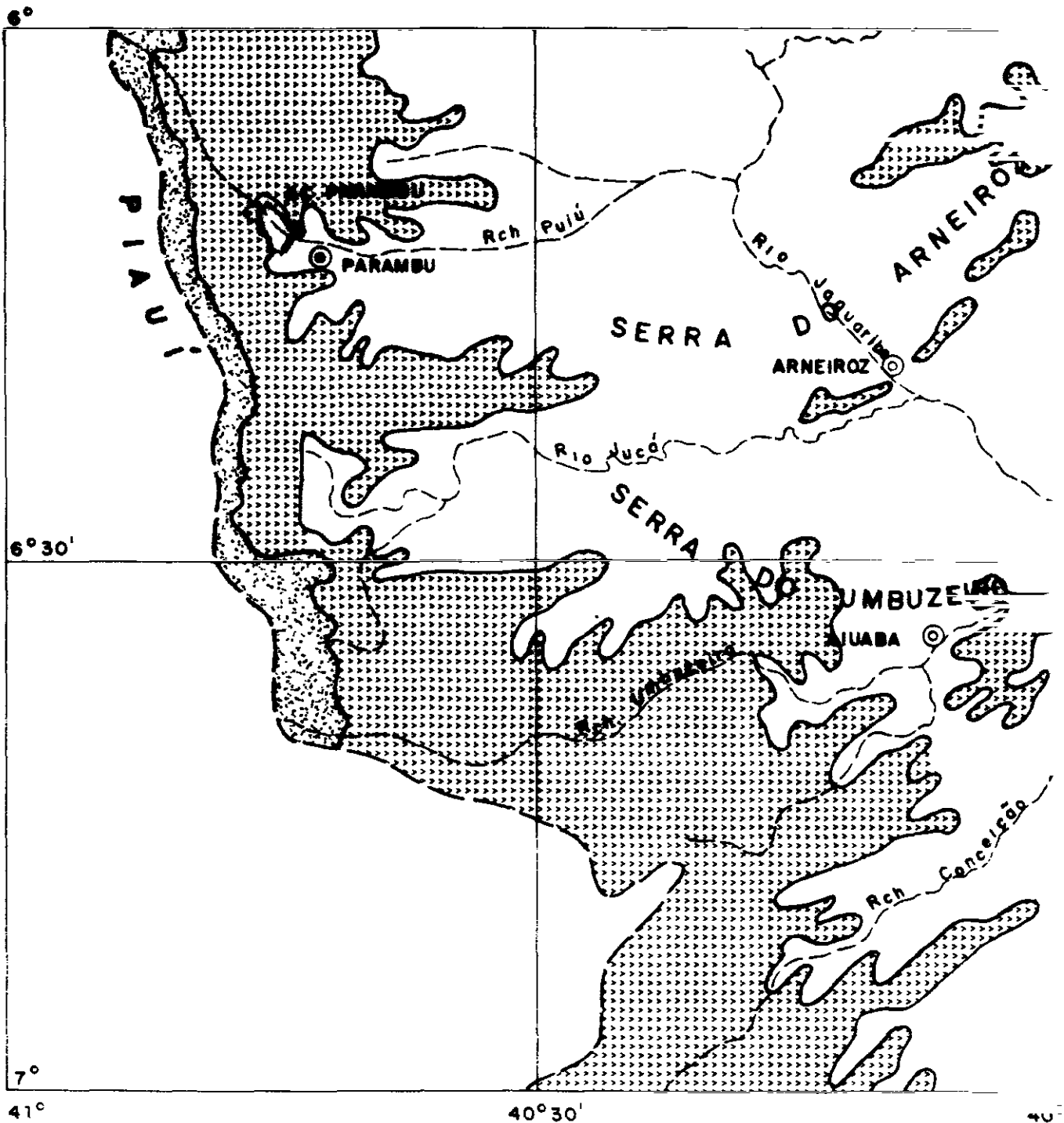
AGUASOLOS - Consultora de Engenharia Ltda

PROGRAMA NACIONAL DE IRRIGAÇÃO  
DEPARTAMENTO NACIONAL DE OBRAS CONTRA AS SECAS

AÇUDE PARAMBU

CLASSIFICAÇÃO DE NOUVELOT

FIG Nº 3.1



LEGENDA




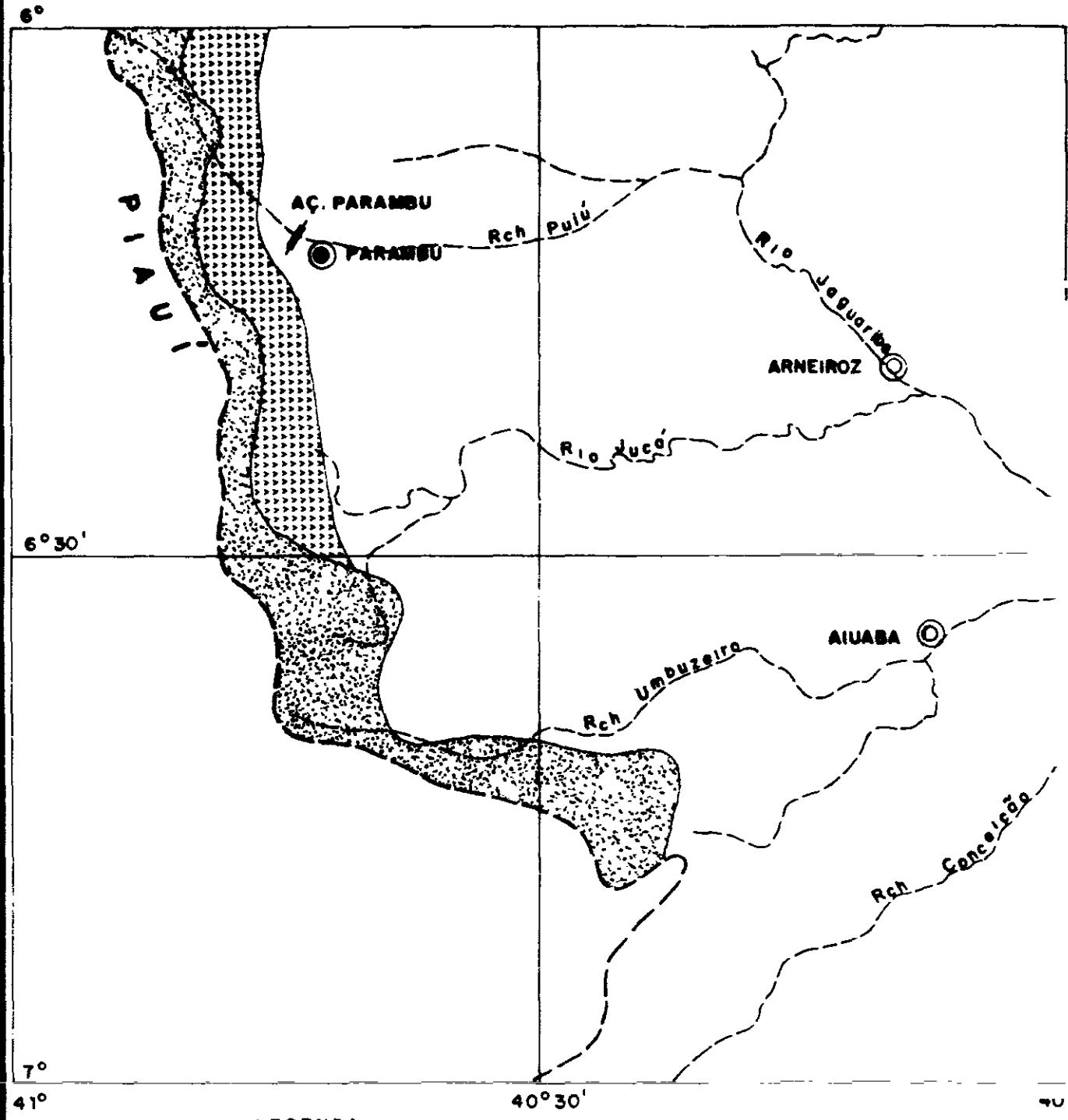
-  700 a 900m
-  500 a 700m
-  200 a 500m

FIGURA 32 - Hipsometria - Açude Parambu

000019



LEGENDA



-  Carrasco
-  Floresta Subcaducifolia Tropical Pluvial (Matas Secas)
-  Floresta Caducifolia Espinhosa (Caatinga Arborea)

FIGURA 33 - Tipos de Vegetação

050020

## 3.2.2 - Estudo das Chuvas Intensas

## OBJETIVO

Considerando a inexistência de uma série de observações fluviométricas no local ou nas proximidades do boqueirão de Parambu, a determinação da cheia de projeto, para dimensionamento do sangradouro, foi feita a partir de uma relação chuva x de flúvio. Em consequência se fez necessário o estudo das precipitações intensas da região para fornecer base para cálculo das cheias de frequência rara.

## METODOLOGIA

A metodologia a ser empregada na determinação das precipitações intensas é a das Isozonas(1) desenvolvida pelo Prof. Taborga Torrico. Essa metodologia consiste, basicamente, em utilizar estudos estatísticos de uma série de chuvas diárias para, através de um processo de desagregação e regionalização, estimar as precipitações de menores durações (2h, 1h, 6 min).

Os cálculos foram feitos obedecendo a sequência descrita a seguir.

- Seleção do posto pluviométrico - O Posto de Parambu, devido à sua proximidade com a bacia em estudo, foi o selecionado como representativo. Esse posto tem coordenadas:  $06^{\circ}14'$  Lat. Sul e  $40^{\circ}43'$  Long. Oeste.
- Compilação dos dados - Foram compilados as chuvas máximas diárias de cada dos 53 anos que compõem a série observada no posto de Parambu. (Tabela 3.1)
- Estudo probabilístico das precipitações diárias - A série observada foi ajustada a uma lei de distribuição Gamma II. Os parâmetros estatísticos obtidos bem como as precipitações de período de retorno de 100, 200, 500 e 1.000 anos constam na tabela 3.2.

---

(1) Taborga Torrico, Jaime, "Práticas Hidrológicas", 2ed., Rio de Janeiro, TRANSCON, 1975.

TABELA 3.1 - Chuvas máximas diárias anuais observadas em Parambu no Período 1932/1984(mm).

A N O	CHUVA (mm)	A N O	CHUVA (mm)	A N O	CHUVA (mm)
1932	42,4	1950	45,0	1968	74,0
1933	40,8	1951	69,9	1969	67,7
1934	47,0	1952	40,7	1970	39,5
1935	60,0	1953	46,7	1971	63,5
1936	36,0	1954	30,6	1972	38,9
1937	61,0	1955	52,0	1973	63,2
1938	100,0	1956	57,5	1974	74,0
1939	29,0	1957	45,5	1975	83,6
1940	61,0	1958	17,3	1976	72,0
1941	44,0	1959	31,4	1977	137,3
1942	63,0	1960	78,0	1978	80,0
1943	45,5	1961	50,0	1979	79,7
1944	44,6	1962	69,2	1980	59,6
1945	35,4	1963	83,3	1981	59,1
1946	43,2	1964	87,8	1982	86,1
1947	40,0	1965	81,5	1983	57,1
1948	55,0	1966	60,4	1984	139,5
1949	48,2	1967	99,3		

FONTE: DNOCS/COMAI - Sistema de Informações de Recursos Hídricos-Listagem de computador.

TABELA 3.2 - Análise Estatística da Série de Precipitações Diárias

TABULAÇÃO DE FREQUÊNCIAS

CLASSES	LIMITE INFERIOR	LIMITE SUPERIOR	PONTO MÉDIO	FREQUÊNCIA	FREQUÊNCIA RELATIVA	FREQUÊNCIA ACUMULADA	FREQUÊNCIA REL. ACUM.
	ATÉ	0,00		0	0,0000	0	0,0000
1	.00	13,64	6,82	0	0,0000	0	0,0000
2	13,64	27,27	20,45	1	0,0189	1	0,0189
3	27,27	40,91	34,09	10	0,1887	11	0,2075
4	40,91	54,55	47,73	12	0,2264	23	0,4340
5	54,55	68,18	61,36	13	0,2453	36	0,6792
6	68,18	81,82	75,00	9	0,1698	45	0,8491
7	81,82	95,45	88,64	4	0,0755	49	0,9245
8	95,45	109,09	102,27	2	0,0377	51	0,9623
9	109,09	122,73	115,91	0	0,0000	51	0,9623
10	122,73	136,36	129,55	0	0,0000	51	0,9623
11	136,36	150,00	143,18	2	0,0377	53	1,0000

Média da amostra ..... 60,70 (mm)  
 Desvio Padrão ..... 24,19  
 Valor Mínimo ..... 17,30 (mm)  
 Valor Máximo ..... 139,50 (mm)  
 Mediana ..... 59,10 (mm)  
 Coeficiente de Assimetria .. 1,19

AJUSTE À DISTRIBUIÇÃO GAMA-II

Parâmetros estimados ..... 6,2961 e 0,10373  
 Teste Chi-quadrado ..... 0,49049 com 2 graus de liberdade  
 Teste Kolmogorov-Smirnov ... Dmais=0,062866; Dmenos=0,070407  
 Valores Máximos de precipitação para vários períodos de retorno  
 TR = 100 anos . . . . . Pmax = 130,9mm  
 TR = 200 anos ..... Pmax = 140,8mm  
 TR = 500 anos ..... Pmax = 153,8mm  
 TR = 1.000 anos ..... Pmax = 163,5mm

FONTE: Cálculos da AGUASOLOS

A figura 3.4 mostra o ajustamento da função densidade de probabilidade Gamma II ao histograma observado. Nessa figura pode ser observada a boa qualidade desse ajustamento.

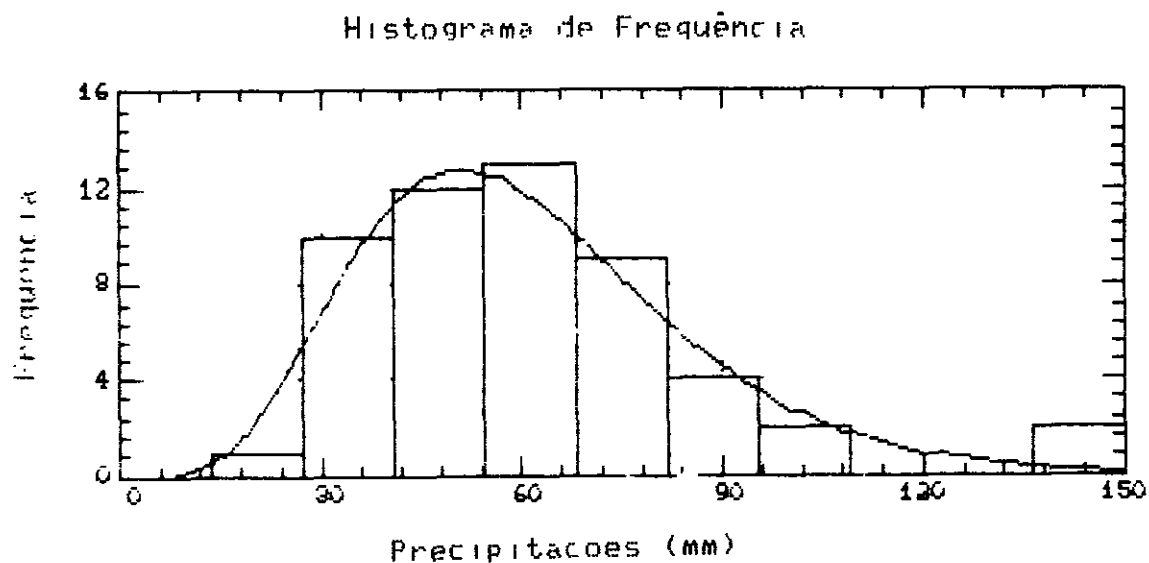


FIGURA 3.4 - Ajustamento da Função Gamma-II

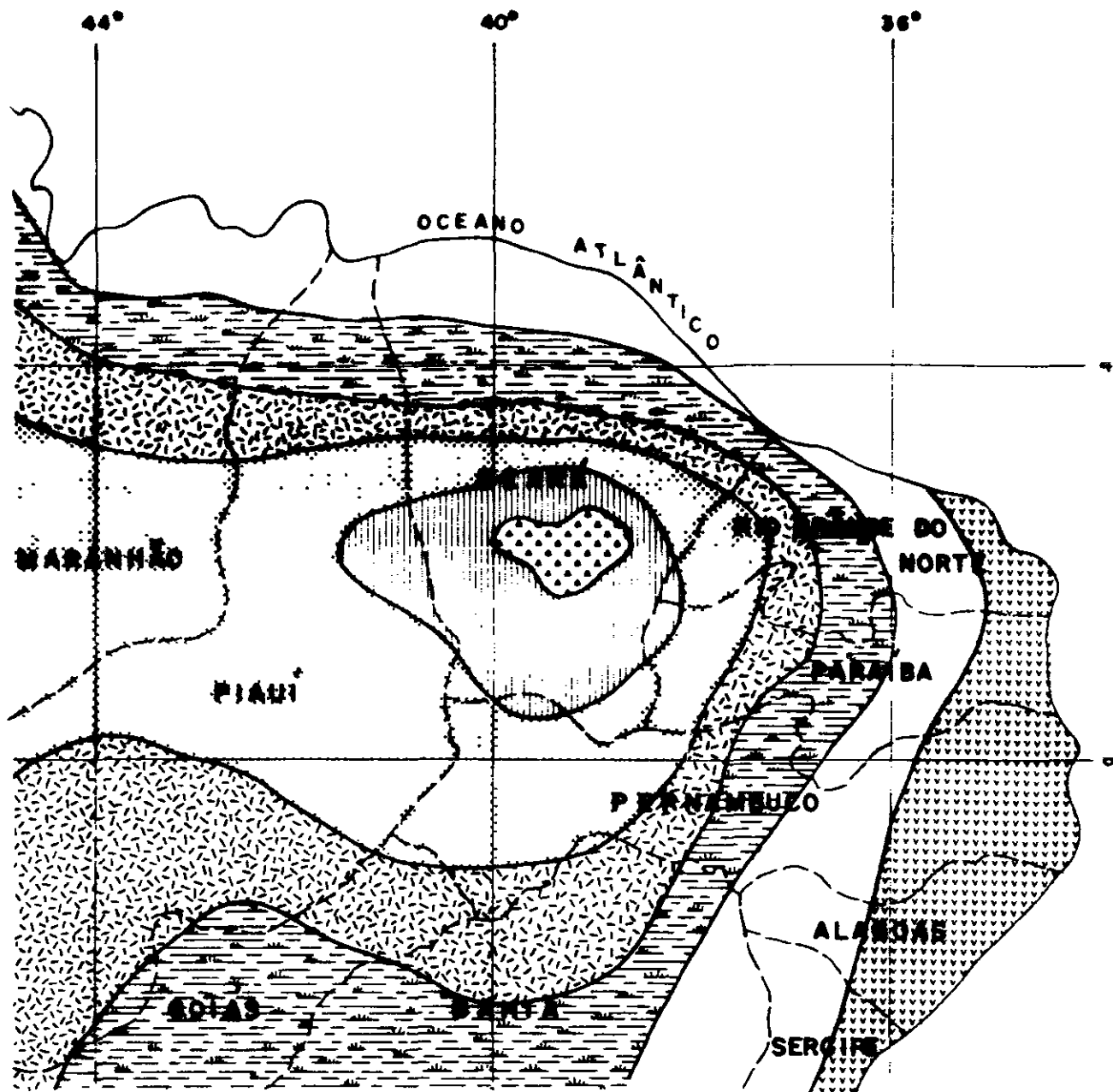
- Cálculo da cheia virtual de 24 horas de duração (P24h) - Esses valores foram obtidos a partir da multiplicação das chuvas de duração de um dia pelo fator 1,10. Os valores constam na Tabela 3.3

Tabela 3.3 - Chuvas virtuais de 24 horas de duração (P24h) em Parambu, para períodos de retorno de 100, 200, 500 e 1.000 anos.

TR (anos)	Prec. Diária (mm)	P24h (mm)
100	130,90	143,99
200	140,76	154,84
500	153,88	169,27
1.000	163,48	179,83

- Determinação da Isozona a qual pertence a bacia - O posto Parambu está situado na Isozona "G" conforme pode ser visto na figura 3.5.





**ISOZONAS DE IGUAL RELAÇÃO  
TEMPO DE RECORRÊNCIA EM ANOS**

ISOZONA	1 HORA / 24 HORAS CHUVA										5 min / 24h CHUVA	
	5	10	15	20	25	30	50	100	1000	10000	5-50	100
B	36,1	37,8	37,5	37,4	37,3	37,2	36,8	36,6	35,4	34,3	8,4	7,5
C	40,1	39,7	39,5	39,3	39,2	39,1	38,0	38,4	37,2	36,2	9,5	9,0
D	42,0	41,6	41,4	41,2	41,1	41,0	40,7	40,3	39,0	37,9	11,2	10,0
E	44,0	43,6	43,3	43,2	43,0	42,9	42,6	42,2	40,9	39,6	12,6	11,2
F	46,0	45,5	45,3	45,1	44,9	44,8	44,5	44,1	42,7	41,3	13,9	12,4
G	47,9	47,4	47,2	47,0	46,9	46,7	46,4	46,0	44,5	43,1	15,4	13,7
H	49,8	49,4	49,1	48,9	48,8	48,5	48,2	47,0	46,3	44,8	16,7	14,9

FIGURA 3.5 - Isozonas do Nordeste

000025

- Determinação da chuva de uma hora de duração para  $T_r = 100, 200, 500$  e  $1.000$  anos. Essa chuva foi obtida multiplicando-se a chuva de 24 horas pela relação  $R$ , entre a chuva de 24 horas e uma hora obtida da figura 3.5. Para os períodos de retorno de  $200$  e  $500$  anos, que não constam na tabela, foi feita uma interpolação logarítmica. Os valores constam na tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Valores das precipitações intensas pontual de uma e 24 horas de duração para  $T_R = 100, 200, 500$  e  $1.000$  anos em Parambu.

$T_R$ (anos)	$P_{24h}$ (mm)	$R$	$P_{1h}$ (mm)
100	143,99	0,469	67,53
200	154,84	0,454*	70,30
500	169,27	0,448*	75,83
1.000	179,83	0,445	80,02

\* Valores obtidos por interpolação logarítmica

- Conversão da chuva pontual para a chuva em toda a área - Essa conversão foi feita através da equação:

$$\frac{P_a}{P_o} = (1 - W \log \frac{A}{A_o}), \text{ onde:}$$

$P_a$  = Precipitação média sobre a bacia;

$P_o$  = Precipitação no centro de gravidade da bacia tomada igual à precipitação em Parambu,

$W$  = Constante que depende do local (0,22 para a região Nordeste do Brasil)

$A$  = Área da bacia hidrográfica ( $104 \text{Km}^2$ );

$A_o$  = Área base na qual  $P_a = P_o$  ( $25 \text{Km}^2$ ).

$$\frac{P_a}{P_o} = (1 - 0,20 \log \frac{104}{25}) = 0,88$$

Multiplicando-se 0,88 (Pa/Po) pelos valores da tabela 3.4 obteve-se as chuvas intensas distribuídas ao longo da bacia hidrográfica do Açude Parambu.

Tabela 3.5 - Valores das precipitações intensas espacial de uma e 24 horas de duração para TR = 100, 200, 500 e 1.000 anos distribuída na bacia do Açude Parambu.

TR (anos)	PA-24h (mm)	PA-1h (mm)
100	126,71	59,43
200	136,26	61,86
500	148,96	66,73
1.000	158,25	70,42

- Determinação das precipitações intensas para durações entre uma e 24 horas. A determinação das precipitações intensas para essas durações é obtida plotando-se em papel de probabilidades os valores para uma e 24 horas e ligando-as por uma reta. (Figura 3.6).



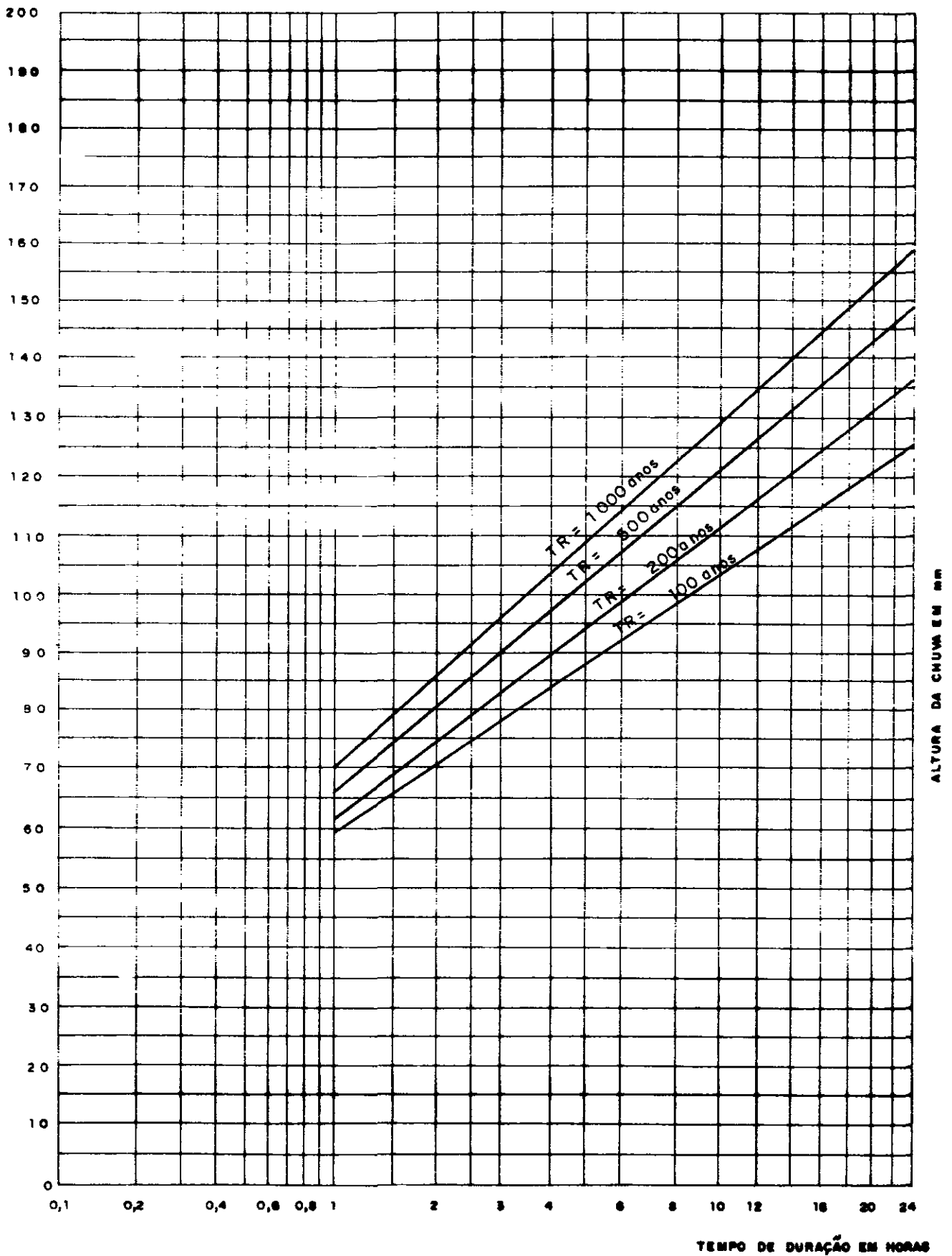


FIGURA 3.6 - Curvas ALTURA x FREQUÊNCIA x DURAÇÃO

## 3.2.3 - Cálculo das Cheias em Parambu

A determinação das cheias em Parambu foi feita através do método Hidrograma Unitário Triangular (HUT) do Soil Conservation Service (SCS). Esse hidrograma foi determinado para uma precipitação unitária, de um milímetro, ocorrendo sobre toda a bacia, com uma duração igual a um quinto do tempo de concentração.

O excesso de precipitação para o cálculo do hidrograma total foi calculado através do método "Curve Number" do SCS.

As etapas de cálculo estão descritas a seguir:

- Cálculo do tempo de concentração da bacia - Foi feito através da fórmula do California Highways and Public Roads.

$$t_c = 57 \left( \frac{L^3}{H} \right)^{0,385}, \text{ onde:}$$

$t_c$  = tempo de concentração em minutos;

$L$  = extensão do talvegue em Km;

$H$  = máximo desnível da bacia medido ao longo de  $L$ (m).

Da planta 1:100.000 da SUDENE obteve-se:

$L = 16,8\text{Km}$ ,

$H = 189\text{m}$ , que resultou em:

$$t_c = 57 \left( \frac{16,8^3}{189} \right)^{0,385} = 197\text{min}$$

$t_c \approx 3,5$  horas

- Cálculo do HUT para duração igual a  $1/5 t_c$  - O HUT tem a forma mostrada na figura 3.7. O seu cálculo é feito como segue

$$t_r = \frac{1}{5} t_c = \frac{1}{5} \times 3,5 \text{ h} = 0,70\text{h}$$

$t_r$  = duração do excesso de chuva

$$t_p = 0,6t_c + 0,5t_r = 0,6 \times 3,5 + 0,5 \times 0,7 = 2,45h$$

$t_p$  = tempo até a vazão de pico

$$T_b = 2,67 t_p = 2,67 \times 2,45h = 6,54h$$

$T_b$  = tempo de base do hidrograma

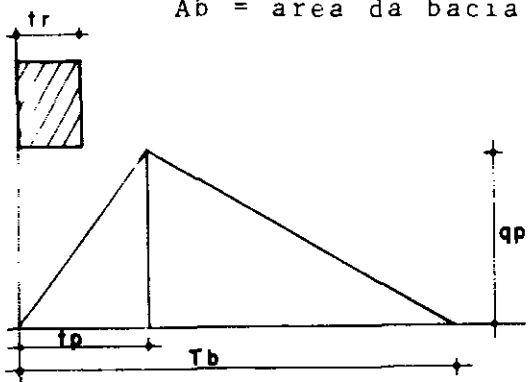
$$q_p = \frac{2 \times P_e \times A_b}{T_b} = \frac{2 \times 0,001m \times 104 \times 10^6 m^2}{6,54 \times 3.600s} = 8,83 m^3/s$$

$q_p$  = vazão de pico do HUT,

$T_b$  = tempo de base do HUT,

$P_e$  = excesso de precipitação (igual a 1mm)

$A_b$  = área da bacia hidrográfica (104Km<sup>2</sup>)



- $t_r = 0,70h$
- $t_p = 2,45h$
- $t_b = 6,54h$
- $q_p = 8,83 m^3/s$

FIGURA 3.7 - Hidrograma Unitário Triangular do SCS

- Cálculo de precipitação foi feito através do método do "Curve Number" do SCS. A fórmula utilizada foi a seguinte:

$$P_e = \frac{(P - 5080/N + 50,8)^2}{(P + 20.320/N - 203,2)}, \text{ onde:}$$

$P_e$  = Excesso de chuva em mm;

$P$  = Precipitação em mm;

$N$  = Número de deflúvio que define o complexo hidrológico solo-vegetação. Tabelado em Wilken(1)

Para um campo permanente, em condições normais e solo "C", obteve-se  $N=73$ .

Aplicando-se a fórmula acima para as precipitações da tabela 3.5, obteve-se o excesso de chuva para os diversos períodos de retorno em estudo. Os valores constam na tabela 3.6.

(1) WILKEN, P.S. - Engenharia de drenagem superficial. São Paulo, Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental, 1978.

TABELA 3.6 - Valores de precipitação excedente para período de retorno de 100, 200, 500 e 1.000 anos em Parambu(mm).

Tr (anos)	Pe (mm)
100	25,42
200	28,03
500	32,75
1.000	37,65

## CÁLCULO DO HIDROGRAMA TOTAL AFLUENTE

O hidrograma total afluente foi calculado em duas etapas:

- 1 - Calculou-se o hidrograma para uma chuva de duração igual ao tempo de concentração da bacia para uma altura de chuva efetiva igual a 5mm. (Figura 3.8)
- 2 - Calculou-se o hidrograma para as chuvas de período de retorno de 100, 200, 500 e 1.000 anos, multiplicando-se as ordenadas do hidrograma obtido na etapa anterior pela relação  $Pe(T)/5$  (Pe(T) = precipitação excedente correspondente ao período de retorno T). Os valores obtidos constam na tabela 3.7 e estão plotados na figura 3.9.

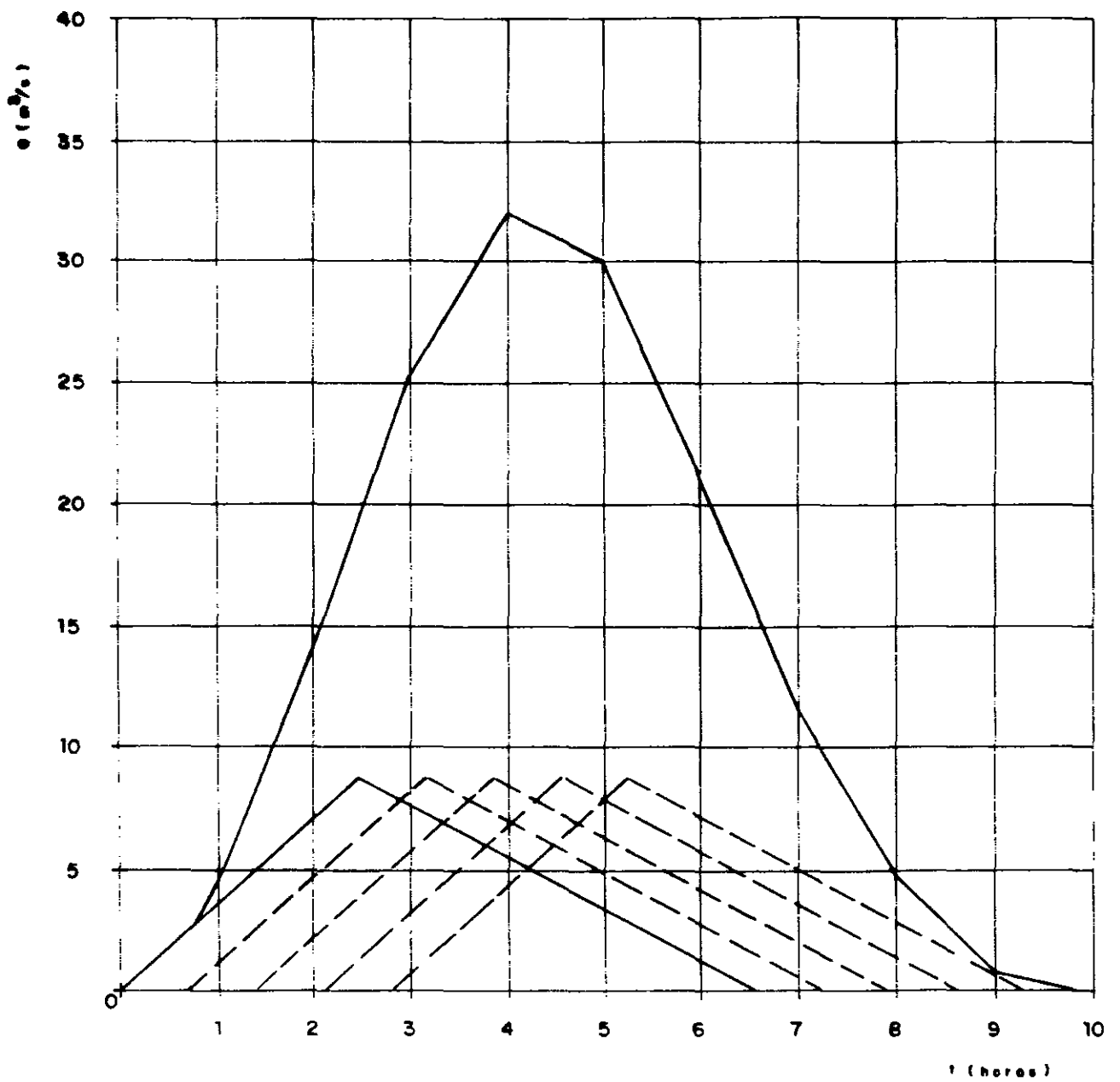


FIGURA 3.8 - Hidrograma para uma chuva efetiva de 5mm e duração igual a 3,5h (tempo de concentração da bacia)



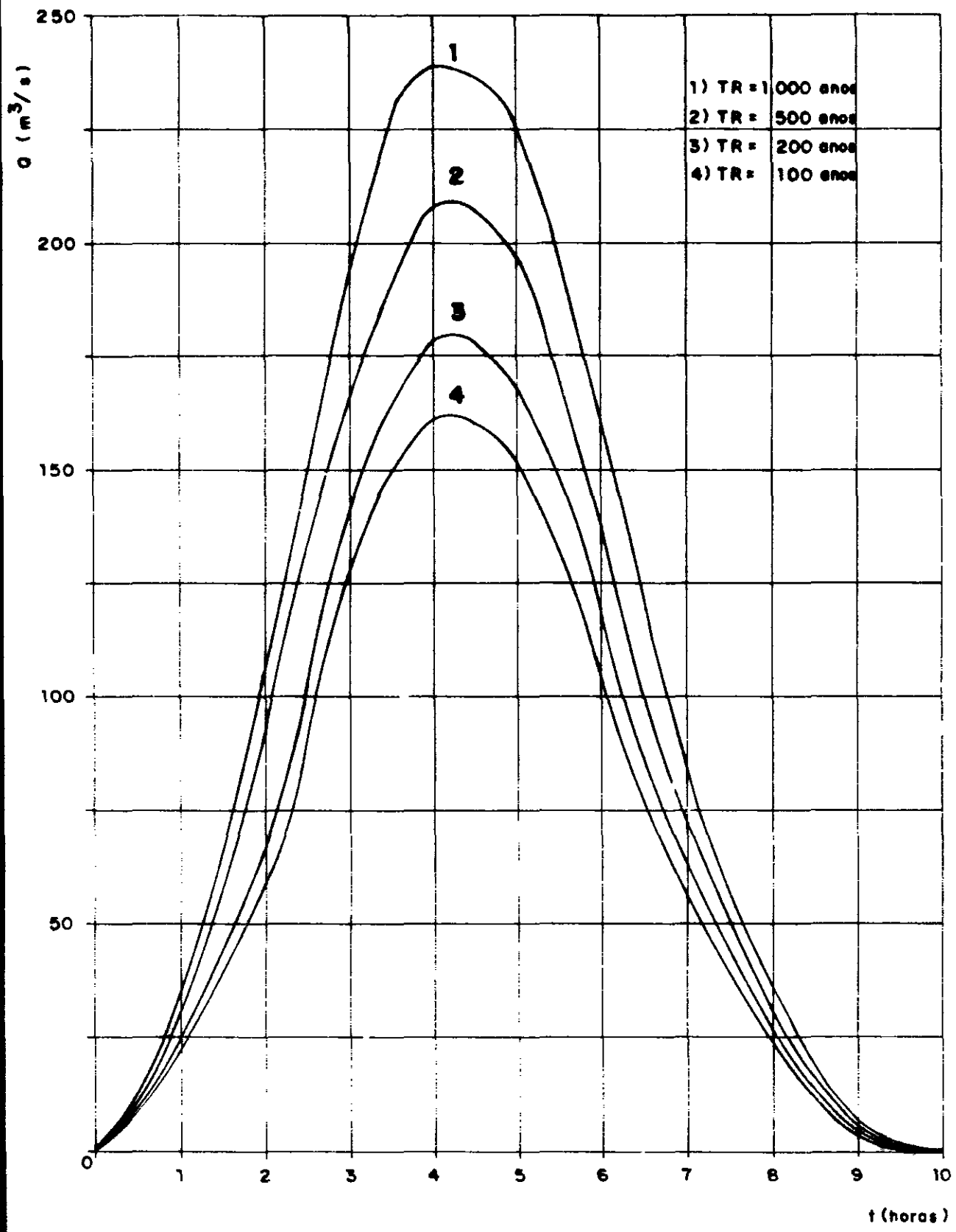


FIGURA 3.9 - Hidrogramas para las lluvias de período de retorno de 100, 200, 500 e 1 000 años

TABELA 3.7 - Hidrogramas afluentes ao açude Parambu para período de retorno de 100, 200, 500 e 1.000 anos.

VALORES DE Q em m<sup>3</sup>/s

TEMPO	TR = 100	TR = 200	TR = 500	TR = 1.000
1h	22,9	25,2	29,5	33,9
2h	71,7	79,0	92,4	106,2
3h	128,6	141,8	165,7	190,5
4h	161,7	178,3	208,3	239,5
5h	153,0	168,7	197,2	226,7
6h	106,8	117,7	137,6	158,1
7h	57,7	63,6	74,3	85,5
8h	24,4	26,9	31,4	36,1
9h	4,1	4,5	5,2	6,0

FONTE: Cálculos da AGUASOLOS

Propagação de onda de cheia no Açude Parambu

Alterando-se a vazão de entrada de um reservatório de acumulação, a vazão de saída não é instantaneamente alterada do mesmo valor. O nível d'água tende a manter-se horizontal e o acréscimo de vazão na entrada é traduzido em uma elevação da superfície líquida.

Um método para avaliar o processo de propagação de onda de cheia em reservatórios foi desenvolvido por L.G.Puls do Army Corps of Engineers, E.U.A. De forma sucinta, o método consiste em:

Considere a equação da continuidade:

$$I - O = \frac{ds}{dt} \quad (1), \text{ onde}$$

$I$  = vazão de entrada,

$O$  = vazão de saída,

$\frac{ds}{dt}$  = variação do armazenamento no tempo  $t$ .

A equação (1) pode ser expressa em uma forma finita como:

$$\frac{I_1 + I_2}{2} \Delta t - \frac{O_1 + O_2}{2} \Delta t = S_2 - S_1 \quad (2), \text{ onde}$$

Os índices 1 e 2 se referem aos valores do início e final do intervalo de tempo  $\Delta t$ . O tempo  $\Delta t$  é chamado período de "routing"

A equação (2) pode ser transformada em:

$$I_1 + I_2 + \left( \frac{2S_1}{\Delta t} - O_1 \right) = \frac{2S_2}{\Delta t} + O_2 \quad (3)$$

A solução da equação (3) requer uma curva de "routing" mostrando  $\frac{2s}{\Delta t} + 0$  versus  $0$ . Todos os termos do lado esquerdo da equação são conhecidos e o valor de  $\frac{2s}{\Delta t} + 0$  pode ser calculado. O valor correspondente de  $O_2$  pode ser determinado da curva de "routing". O cálculo é então repetido para períodos de "routing" sucessivos.

Os cálculos foram realizados para as cheias de períodos de retorno de 100, 200, 500 e 1.000 anos, determinadas anteriormente, e constam das tabelas 3.8 a 3.11, a seguir.

TABELA 3.8 - Propagação de onda de cheia no Açude Parambu (TR=100 anos)

t	I	O	$\frac{I_1 + I_2}{2} \Delta t$	$S - \frac{O \Delta t}{2}$	$S + \frac{O \Delta t}{2}$
0	100	0	0	0	0
1	100	100	100	100	100
2	100	200	200	200	200
3	100	300	300	300	300
4	100	400	400	400	400
5	100	500	500	500	500
6	100	600	600	600	600
7	100	700	700	700	700
8	100	800	800	800	800
9	100	900	900	900	900
10	100	1000	1000	1000	1000

TABELA 3.9 - Propagação de onda de cheia no Açude Parambu (TR=200 anos)

t	I	O	$\frac{I_1 + I_2}{2} \Delta t$	$S - \frac{O \Delta t}{2}$	$S + \frac{O \Delta t}{2}$
0	100	0	0	0	0
1	100	100	100	100	100
2	100	200	200	200	200
3	100	300	300	300	300
4	100	400	400	400	400
5	100	500	500	500	500
6	100	600	600	600	600
7	100	700	700	700	700
8	100	800	800	800	800
9	100	900	900	900	900
10	100	1000	1000	1000	1000

TABELA 3.10 - Propagação de onda de cheia no Açude Parambu (TR=500 anos)

t	I	O	$\frac{I1 + I2}{2} \Delta t$	$S - \frac{O}{2} \Delta t$	$S + \frac{O}{2} \Delta t$
0	0,00	7,76	8,100	9 689,670	9 707,778
1	12,50	7,80	8,150	9 519,928	9 573,078
2	14,00	7,85	8,200	9 350,186	9 438,378
3	15,00	7,90	8,250	9 180,444	9 303,678
4	15,50	7,95	8,300	9 010,702	9 168,978
5	15,75	7,98	8,350	8 840,960	9 034,278
6	15,85	8,00	8,400	8 671,218	8 899,578
7	15,90	8,02	8,450	8 501,476	8 764,878
8	15,92	8,03	8,500	8 331,734	8 630,178
9	15,93	8,04	8,550	8 161,992	8 495,478
10	15,94	8,05	8,600	8 000,000	8 360,778

TABELA 3.11 - Propagação de onda de cheia no Açude Parambu (TR = 1.000 anos)

t	I	O	$\frac{I1 + I2}{2} \Delta t$	$S - \frac{O}{2} \Delta t$	$S + \frac{O}{2} \Delta t$
0	0,00	7,76	8,100	9 689,670	9 707,778
1	12,50	7,80	8,150	9 519,928	9 573,078
2	14,00	7,85	8,200	9 350,186	9 438,378
3	15,00	7,90	8,250	9 180,444	9 303,678
4	15,50	7,95	8,300	9 010,702	9 168,978
5	15,75	7,98	8,350	8 840,960	9 034,278
6	15,85	8,00	8,400	8 671,218	8 899,578
7	15,90	8,02	8,450	8 501,476	8 764,878
8	15,92	8,03	8,500	8 331,734	8 630,178
9	15,93	8,04	8,550	8 161,992	8 495,478
10	15,94	8,05	8,600	8 000,000	8 360,778

Os valores encontrados nos conduzem ao quadro mostrado na tabela 3.12.

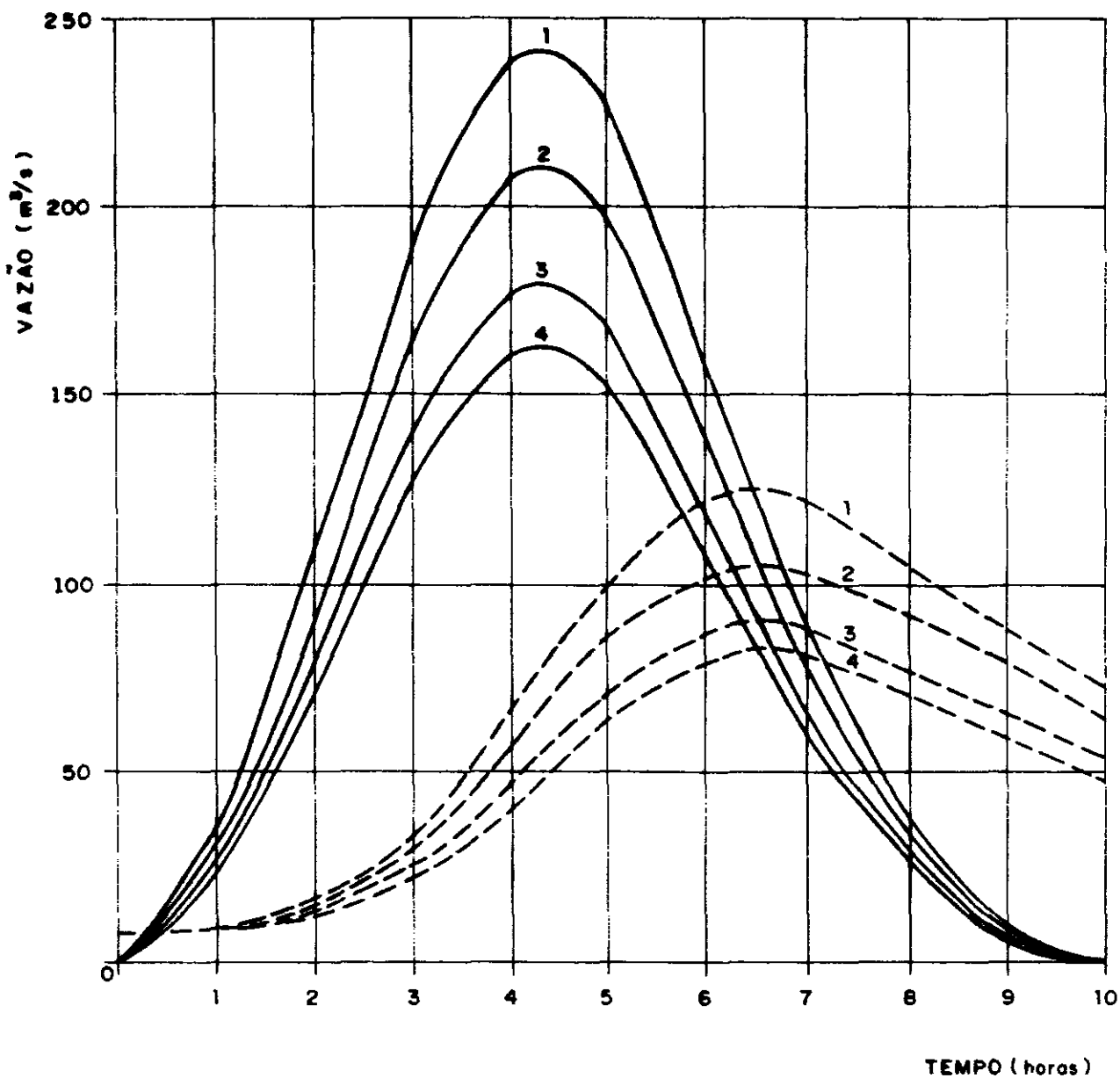
TABELA 3.12 - Redução da onda de cheia no Açude Parambu

ONDA DE CHEIA (ANOS)	REDUÇÃO (%)
100	52,1
200	51,8
500	51,0
1.000	49,5

Na obtenção destes resultados, levou-se em consideração duas condições.

- 1) A vazão efluente pela tomada d'água;
- 2) A capacidade do açude igual a  $8,5 \times 10^6 \text{ m}^3$

Uma ilustração dos resultados obtidos pode ser vista na figura 3.10.



Legenda

- 1) TR = 1000 anos
- 2) TR = 500 anos
- 3) TR = 200 anos
- 4) TR = 100 anos

— VAZÃO AFLUENTE

- - - VAZÃO EFLUENTE

FIGURA 3 10 - Hidrogramas de entrada e saída do Açude Pernambuco para diversos períodos de retorno (CAPACIDADE DE ACUMULAÇÃO - 6,50 hm<sup>3</sup>)

3.2.4 - Estudo das Disponibilidades

I) Metodologia

A disponibilidade hídrica do Açude Parambu será calculada com base no método de Campos(1).

Este método tem como suporte teórico a teoria Estocástica dos Reservatórios ou Teoria do Armazenamento de Moran. Ele apresenta como novidade na teoria a introdução de uma matriz de evaporação para levar em conta as perdas devidas a esse fenômeno.

As etapas do cálculo da probabilidade de esvaziamento do reservatório para um dado tamanho e uma dada retirada são descritas a seguir.

- 1 - Dividir o volume total do reservatório K, por 20, definindo 21 estados que podem ser atingidos pela reserva. A representação do espaço de definição desses estados está apresentada na figura 3.11 e na tabela 3.13.

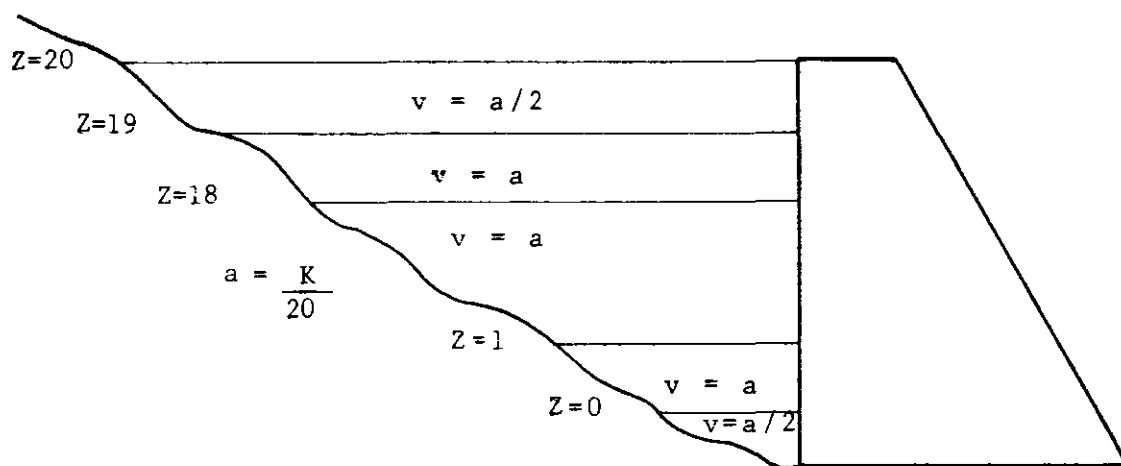


FIGURA 3.11 - Representação gráfica do espaço de definição dos estados da reserva.

(1) Campos, J.N.B., "A Procedure for Reservoir Sizing on Intermittent Rivers Under High Evaporation Rate", Tese de doutorado - Universidade do Estado do Colorado, Fort Collins 1987.



TABELA 3.13 - Limites, em volume, dos estados da reserva.

NÚMERO DO ESTADO (Z)	LIMITES DE ARMAZENAMENTO	ARMAZENAMENTO NO ESTADO (Z)
0	$0 \leq Z \leq (1/2) a$	Z = SECO
1	$(1/2) a < Z \leq (3/2) a$	Z = a
2	$(3/2) a < Z \leq (5/2) a$	Z = 2a
...	...	...
...	...	...
N - 1	$(N-3/2) a < Z \leq (N-1/2) a$	Z = (N-1) a
N	$(N-1/2) a < Z \leq K$	Z = CHEIO

2 - Calcular a matriz de transição de probabilidades devido aos deflúvios anuais [W]. Supõem-se que os deflúvios seguem uma lei de probabilidade mista com uma massa de probabilidade para  $X=0$  e uma densidade Gamma-II para  $X > 0$ .

3 - Calcular a matriz de transição de probabilidades devida à metade da evaporação [E]. Supõem-se que a relação cota x área x volume obedece às fórmulas:

$$V = \alpha h^3$$

$$A = 3\alpha h^2, \text{ onde,}$$

h = altura do espelho d'água,

V = volume acumulado à altura h;

A = área do espelho d'água à altura h,

$\alpha$  = coeficiente de forma da bacia hidráulica obtida por regressão.

4 - Calcular a matriz de transição de probabilidades para uma retirada anual de M unidades de água [M].

5 - Calcular a matriz de transição de probabilidades anual através de produto das matrizes parciais.

$$[Q] = [E][M][E][W]$$

- 6 - Formar o sistema de equações para determinar a probabilidade do reservatório esvaziar em condições de equilíbrio ("steady state"). Esse sistema é o seguinte:

$$\begin{array}{rcccccc} q_{00} & \pi_0 & + & q_{01} & \pi_1 & + & \dots & + & q_{0N} & \pi_N & = & \pi_0, \\ q_{10} & \pi_0 & + & q_{11} & \pi_1 & + & \dots & + & q_{1N} & \pi_N & = & \pi_1, \\ \vdots & & & \vdots & & & \dots & & \vdots & & & \vdots \\ \vdots & & & \vdots & & & \dots & & \vdots & & & \vdots \\ q_{N0} & \pi_0 & + & q_{N1} & \pi_1 & + & \dots & + & q_{NN} & \pi_N & = & \pi_N \end{array}$$

Como o sistema acima é não homogêneo, uma de suas equações deve ser substituída pela equação.

$$\pi_0 + \pi_1 + \pi_2 + \dots + \pi_N = 1, \text{ onde}$$

$\pi_1$  = probabilidade da reserva atingir o estado 1 em condições de equilíbrio.

$q_{ij}$  = probabilidade da reserva passar do estado  $i$  para o estado  $j$  em um ano.

- 7 - Resolver o sistema de equação acima e calcular  $\pi_0$ , que representa a probabilidade, em condições de equilíbrio, do reservatório estar vazio.

## II) Aplicação do Modelo

### DADOS PRIMÁRIOS

A lâmina média de escoamento do riacho Puiú foi calculada por correlação com a bacia representativa de Arneiroz seguindo metodologia apresentada no GEVJ(1). A correlação é obtida através da aplicação de dois coeficientes:

$$C_o = \frac{(AP)}{AR}^{-0,075}, \text{ onde}$$

(1) SUDENE/ASMIC - Estudo Geral de Base do Vale do Jaguaribe - Hidrologia, 1967.

$A_p$  = área da bacia hidrográfica do Parambu,  $104\text{Km}^2$ ;  
 $A_R$  = área da bacia hidrográfica do Arneirões,  $5.926\text{Km}^2$ ;  
 $C_o$  = Coeficiente de correção;

O coeficiente de correção acima pode ser diretamente aplicado quando as precipitações médias em ambas as bacias são iguais. No caso de precipitações médias diferentes é necessária a introdução de um segundo coeficiente,  $C_1$ , definido como segue:

$$C_1 = \frac{PP}{PA} = \text{onde,}$$

$PP$  = precipitação média em Parambu, tomada igual à do Posto Parambu, 526,0mm

$PA$  = precipitação média em Arneirões, igual a 553,4mm, dado obtido do Projeto Executivo do Projeto Puiú elaborado pela SIRAC para o DNOCS.

Então, a lâmina média escoada na bacia do Parambu é igual a:

$$LP = C_o.C_1.LA, \text{ onde}$$

$LP$  = lâmina escoada em Parambu em mm.

$LA$  = lâmina escoada em Arneiroz em mm

$$LP = \frac{526,0}{553,4} \times \left( \frac{104}{5.926} \right)^{-0,075} \times 36,7\text{mm} = 47,2\text{mm}$$

O volume afluente médio anual ( $\mu$ ) é obtido através da relação:

$$\mu = L_p \times A_p$$

$$\mu = 0,0472\text{m} \times 104 \times 10^6 \text{m}^2 = 4,9 \times 10^6 \text{m}^3$$

O coeficiente de variação dos deflúvios anuais ( $C_v$ ) foi tomado igual ao do Rio Jaguaribe em Arneiroz isto é  $C_v = 1,7$ .

#### EVAPORAÇÃO

Os valores da evaporação do espelho d'água foram estimados a partir do tanque classe A do USWB multiplicados por 0,70.

Foram utilizados os dados do posto de Tauã, o qual dispõe de uma série de seis anos de observação (Tabela 3.14)

TABELA 3.14 - Valores médios mensais da evaporação do espelho d'água calculados a partir da correlação com a evaporação do tanque "A" medida em Tauã (mm).

JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	TOTAL
168	140	121	134	151	158	172	185	194	192	196	196	2.007

\* FONTE: Rede hidrométrica do Nordeste, Convênio SUDENE/ATECEL;

FATOR DE FORMA DA BACIA ( $\alpha$ ) - obtido através de correlação entre o volume(v) e altura d'água(h), da curva cota x volume, pela equação  $V = \alpha h^3$ .

$$\alpha = 1.229$$

FATOR ADMENSIONAL DE EVAPORAÇÃO (fE)

$$f E = \frac{3 \alpha^{1/3} E_v}{\mu^{1/3}}, \text{ onde}$$

$E_v$  = evaporação do espelho d'água durante a estação seca (JUN/JAN)

$$E_v = 1,461m$$

$\mu$  = volume médio afluyente anual, calculado pelo produto entre a lâmina média escoada e a área da bacia hidrográfica ( $A_p$ ).

$$\mu = A_p \times L_p = 104 \times 10^6 m^2 \times 47,2 \times 10^{-3} m = 4,9 \times 10^6 m^3$$

Então:

$$f E = \frac{3 \times 1229^{1/3} \times 1,461}{(4,9 \times 10^6)^{1/3}} = 0,28$$

III - Cálculo da relação volume regularizado x capacidade da reserva - utilizando-se os parâmetros,  $fE = 0,28$ ,  $Cv = 1,7$  e  $\mu = 4,9 \times 10^6 m^3$  e seguindo a metodologia anteriormente descrita calculou-se a relação entre o volume com 80% de garantia e a capacidade do reservatório. Os valores estão apresentados na figura 3.12, e tabela 3.15.

TABELA 3.15 - Relação entre a capacidade do Açude Parambu e o volume anual com 80% de garantia.

fk	K (hm <sup>3</sup> )	M(80%) (hm <sup>3</sup> )
0,50	2,45	0,61
1,0	4,90	0,96
1,5	7,35	1,28
2,0	9,80	1,46
2,5	12,25	1,56
3,0	14,70	1,63

FONTE: Cálculos da Consultora

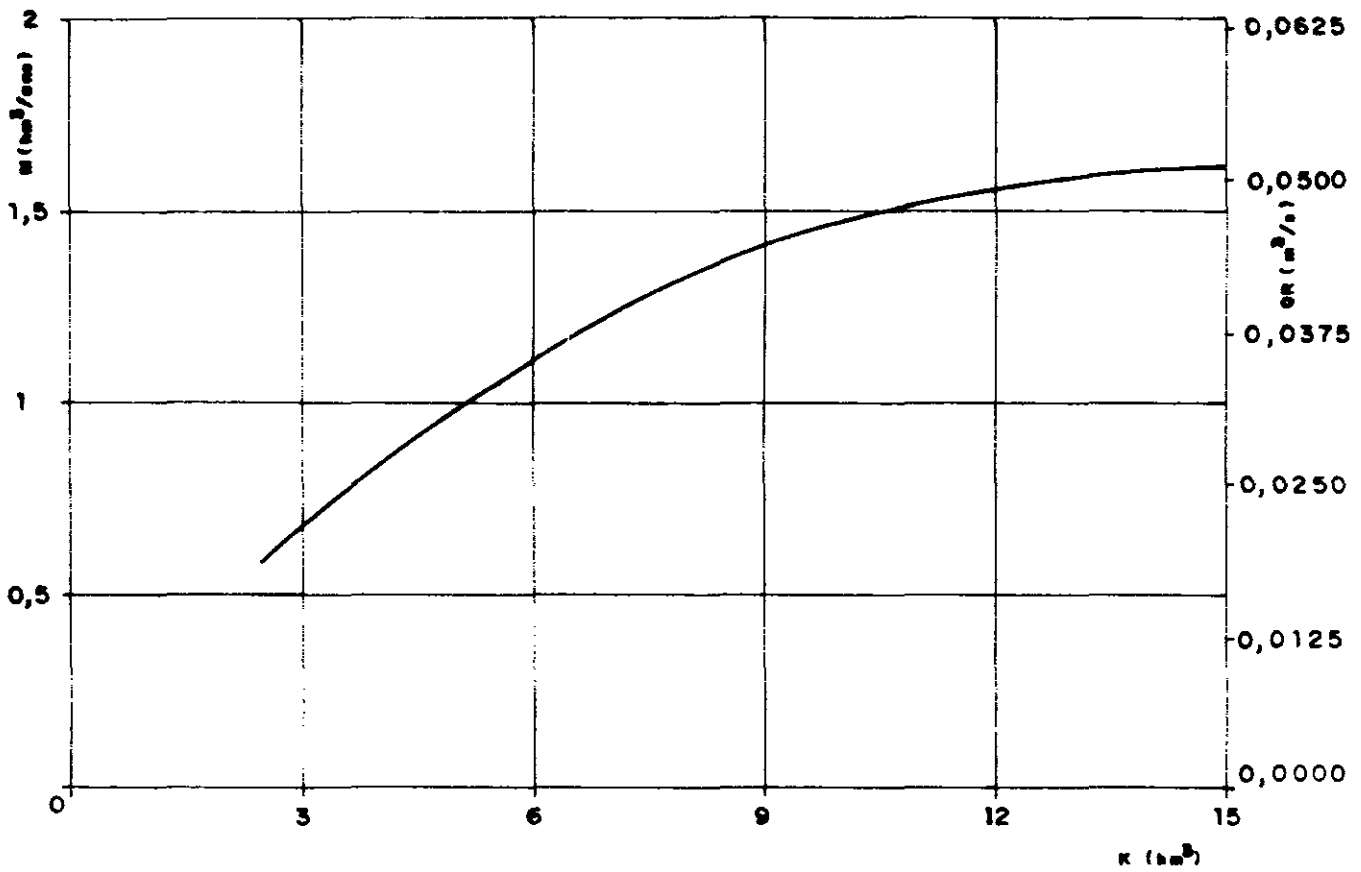


FIGURA 3 12 - Curva capacidade de acumulação versus volume anual regularizado com 80% de garantia para o Açude Parambu.

### 3.2.5 - Estudo da Frequência de Sangria do Reservatório

Por solicitação da fiscalização do DNOCS, a AGUASOLOS procedeu um estudo de frequência de transbordamento, ou sangria, do açude Parambu para seis diferentes capacidades.

A metodologia utilizada é basicamente a mesma usada no dimensionamento das disponibilidades, mas com a introdução de duas inversões:

1) - A matriz de transição anual, que no cálculo das disponibilidades se referia à condição do reservatório no final da estação seca, passa a ser calculada para definir a condição no final da estação úmida. Nesse caso usa-se a seguinte fórmulação:

$$[Q] = [W][E][M][E]$$

2) - O sistema de equações formado para as condições de equilíbrio, etapa 6 do cálculo das disponibilidades, é resolvido para o cálculo de  $\pi_N$  ao invés de  $\pi_0$ .

Usando essa metodologia, calculou-se as frequências de sangria para os casos em que a capacidade era igual a 2,45; 4,90; 7,75; 9,80; 12,25 e 15,00  $hm^3$ , as quais estão apresentadas na tabela 3.16.

TABELA 3.16 - Probabilidade de sangria do Açude Parambu, em percentagem, para diversas capacidades.

RETIRADA ANUAL $h^3_m$	CAPACIDADE ( $hm^3$ )					
	2,45	4,90	7,75	9,80	12,25	15,00
0	55,4	46,1	42,1	37,4	32,1	28,1
0,5	48,3	41,3	36,0	32,1	27,8	24,5
1,0	45,0	36,9	31,7	28,3	24,3	21,3
1,5	43,1	33,9	28,5	25,2	21,5	18,6
2,0	41,9	32,2	26,3	23,0	19,4	16,8

Os dados estão plotados na figura 3.13, a seguir.

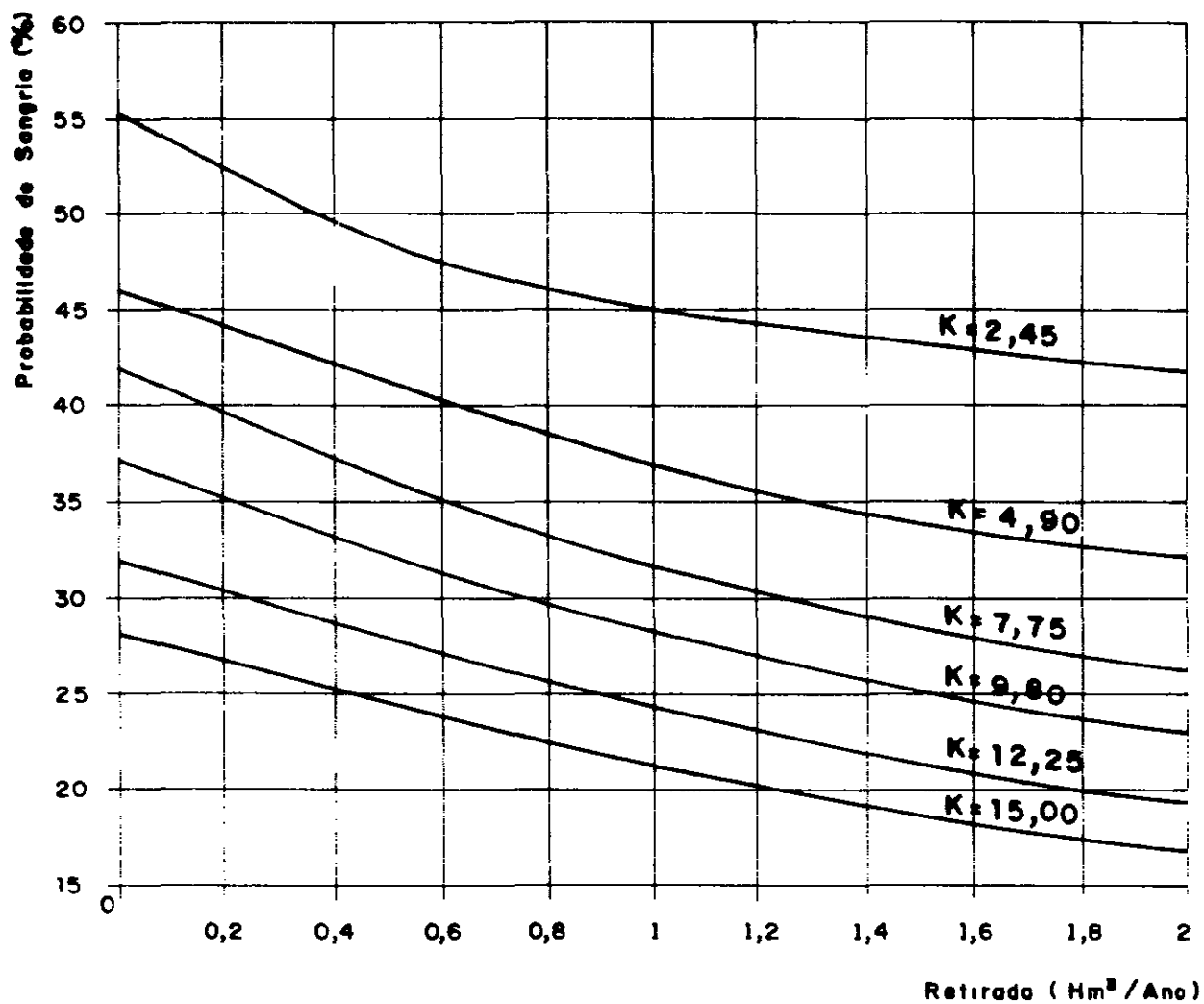


FIGURA 3 13 - Probabilidade de sangria do Açude Parambu ,  
em percentagem , para diversas capacidades



3.3 - Estudos Geológicos

### 3.3 - Estudos Geológicos

#### 3.3.1 - Geologia Regional

##### 3.3.1.1 - Geomorfologia

Este trabalho refere-se a um estudo geológico de uma área situada a sudoeste do Estado do Ceará com coordenadas: 40°31' a 40°51' Long.WGr e 6°02' a 6°22' Lat. Sul.

Situado essencialmente no Pré-Cambriano, os terrenos englobam as seguintes unidades: Complexo Nordestino, Suite Magmática, Formação Serra Grande e Aluviões, onde as duas últimas ocupam pequenas porções da região estudada e pertencem ao Paleozóico e Quaternário respectivamente.

Destacam-se duas feições geomorfológicas: Planalto Sertanejo e Planalto da Ibiapaba.

O Planalto Sertanejo ocupa praticamente toda a área. Possui forma semicircular, bordejando os altos relevos do Planalto da Ibiapaba e é circundado pela Depressão Sertaneja. Apresenta-se como um patamar de acesso aos níveis mais altos, uma vez que representa um degrau intermediário entre a Depressão Sertaneja e os topos do planalto acima referido.

Morfologicamente caracteriza-se por intensa dissecação do relevo resultando em formas predominantemente convexas e aguçadas. Os vales são em "V" e eventualmente de fundo plano.

O Planalto da Ibiapaba ocupa a faixa ocidental da área estudada, com disposição geral N-S. Seus estratos mergulham de forma gradativa para o interior da bacia sedimentar do Parnaíba, originando uma morfologia dissimétrica condicionada por estruturas monoclinais. Deste modo, para leste o escarpamento é abrupto e para oeste o caimento topográfico é suave.

Na área, grande parte do Planalto apresenta-se conservada e incluída na categoria de "superfície pediplanada (Ep)". Nota-se também alguns relevos residuais limitados por escarpas de erosão (all). Os relevos são do tipo topos tabulares com amplos interflúvios e aprofundamento de drenagem entre muito fraco a fraco.

O controle estrutural se efetiva pela primazia de cursos d'água que têm orientação cataclinal com nascentes próximas da escarpa oriental e padrão paralelo.

### 3.3.1.2 - Unidades Estratigráficas

Complexo Nordestino - está representado por um grande número de amostras que caracterizam a ampla e complexa associação de rochas que o compõem.

Em termos regionais observa-se um tipo estrutural denominado "mosaico em blocos". Aparecem ainda, falhamentos profundos extensos e zonas de cisalhamento, denotando um caráter policíclico da área onde as feições estruturais primárias foram mascaradas, surgindo novos padrões de caráter deformacional.

Sua posição estratigráfica é de substrato das seqüências supracrustais, onde o Evento Transamazônico tem participação decisiva na formação das rochas.

Seus limites superficiais estendem-se por todo o norte e centro da área. Como principais litologias aparecem migmatitos, gnaisses, gnaisses migmatizados e granitóides, anfibólitos, quartzitos, metarcóseos, calcários cristalinos, xistos, itabiritos, calcossilicatadas e rochas cataclásticas.

Suíte Magmática - o magmatismo da área teve no Evento Brasileiro seu principal responsável, e, apesar da existência de diferentes eventos de deformação em uma mesma fase tectônica principal, os corpos desta suite estão intimamente relacionados com tal evento, tanto na sua formação por fusão de rochas do embasamento e/ou cobertura, quanto por terem sido por ele afetados tardiamente após a sua formação.

Devido a escassez de dados geocronológicos os corpos graníticos da área em estudo foram classificados como de Posicionamento Duvidoso (Y). São corpos autoctones, originários da migmatização e granitização de rochas basais.

Possuem formas irregulares e ocorrem principalmente a sudeste da área. Mostram contatos gradacionais ou por falhamentos. Os tipos litológicos mais importantes são o granito pro-

priamente dito, granodioritos, tonalitos e quartzo-monzonitos.

Formação Serra Grande - esta unidade ocupa uma faixa com direção geral norte-sul e com largura variando de 20 a 60Km.

Na área de ocorrência desta unidade a sedimentação inicia-se com arenitos brancos, grosseiros, conglomeráticos, com leitos de até 20m de conglomerado oligomítico grosseiro, com seixos que diminuem da base para o topo. Em seguida surgem arenitos grosseiros com estratificação cruzada diagonal. Em certas regiões aparecem intercalações de siltitos e folhelhos arroxeados, principalmente no topo da formação.

A Formação Serra Grande condiciona um típico relevo cuestiforme, com a escarpa voltada para leste e o reverso para oeste, em direção ao centro da Bacia, em concordância com o mergulho das camadas. A drenagem é pouco densa e predominantemente consequente.

Devido a ausência de fósseis a idade silurodevoniana é atribuída em virtude da posição stratigráfica abaixo da Formação Pimenteiras, posicionada no Devoniano Inferior.

Aluviões - são os sedimentos quaternários que ocorrem esparsamente nos leitos dos principais rios da região.

Na área da questão os aluviões possuem dimensões reduzidas, não mapeáveis e são representadas por areias finas a grosseiras, de cores variadas, incluindo cascalhos com tamanho até matacão e argilas com matéria orgânica em decomposição.

A ausência de fósseis mais uma vez não permitiu um posicionamento cronológico preciso, porém adota-se idade holocênica para tais sedimentos.

### 3.3.2 - Geologia Local

#### 3.3.2.1 - Mapeamento Geológico

Com base na Carta topográfica na escala 1:1.000 foi realizado o mapeamento geológico detalhado de superfície do sítio barrável e da área destinada ao sangradouro. Na figura nº 3.14.

### 3.3.2.3 - Estruturas

A análise estrutural envolve dois aspectos distintos que são as estruturas primárias, decorrentes da formação da rocha, tais como lineações e planos de xistosidade e as estruturas secundárias representadas principalmente pelas fraturas de várias origens e feições.

Quanto às estruturas primárias, verificou-se que as direções de foliação mais frequente gira em torno de  $N55^{\circ}E$  e está em conformidade com o "trend" regional.

As estruturas secundárias, representadas pelas fraturas, apresentam três direções preferenciais ( $N80^{\circ}W$ ,  $N20^{\circ}W$  e  $N25^{\circ}E$ ), sendo esta última a menos frequente.

As fraturas na direção  $N20^{\circ}W$  são perpendiculares às lineações regionais e são provavelmente fraturas tracionais, com possibilidades de serem mais abertas que as demais.

Aquelas com direções  $N25^{\circ}W$  e  $N80^{\circ}W$  não devem possuir aberturas consideráveis, já que são do tipo de cisalhamento.

Na figura nº 3.15 as direções principais de fraturas se acham representadas simbolicamente, sem guardarem posição definida face ao grande número de heterogênea distribuição. Além do mais, a frequência delas no desenho está relacionada com a frequência no campo.

### 3.3.2.4 - Problemas Geotecnológicos

A presença de fraturas segundo distintas direções não deve comprometer o projeto da barragem, pois, mesmo as fraturas tracionais, não se apresentam com grandes aberturas, o que restringe o perigo de fuga.

Por outro lado, os materiais para uso na construção da barragem e obras complementares, são abundantes em toda a área do sítio barrável o que garante baixo custo no item "transporte" em consequência das pequenas distâncias.

são apresentados os detalhes do mapeamento realizado, onde são mostrados os contatos líticos e os aspectos estruturais da área.

### 3.3.2.2 - Litologia

Dois tipos líticos, o gnaisse e o granito, aparecem na área mapeada, encobertos parcialmente por depósitos sedimentares recentes ou pelo solo residual originado da alteração das próprias rochas.

A rocha mais antiga é o ortognaisse, que se apresenta com composição granítica de quartzo, feldspato e biotita, com orientação mineralógica linear a planar, com planos de xistosidade incipientes. Os tipos de estruturas mais comuns são a listrada e a bandada, com textura granoblástica e eventualmente lepidoblástica ou ainda porfiroblástica.

Secundariamente aparece o granito, em afloramentos pontuais; pode ser visto um destes no leito do Rch. Puiú, próximo e a jusante do eixo da futura barragem. Estes granitos são oriundos da migmatização e granitização de rochas do embasamento. Possuem formas irregulares e são lecocráticas, róseos, granulção média e equigranular, às vezes exibem textura porfiroblástica. A rocha basicamente compõe-se de microclínio, plagioclásio (oligoclásio) e quartzo, com biotita e hornblenda como variedades.

Ao longo do Rch. Puiú desenvolvem-se estreitas faixas de depósitos aluviais encobrendo as rochas cristalinas. Estas faixas atingem às vezes mais de 100m, no eixo barrável, por exemplo, com espessuras variáveis em torno de 4,00m.

A composição granulométrica desses sedimentos é predominantemente de areia média a grossa, até cascalho, na base e fina com fração siltica-argilosa no topo.

Além desses depósitos aluviais, ocorrem ainda sedimentos nas partes elevadas e encostas, originários da decomposição "in situ" - os eluviões, ora transportados pelo efeito da gravidade - os coluviões.

3.4 - Estudos Geotécnicos

### 3.4 - Estudos Geotécnicos

Os estudos geotécnicos constaram da identificação das características geotécnicas regionais, a nível de reconhecimento e do estudo detalhado de superfície e subsuperfície no local da obra.

#### 3.4.1 - Aspectos Geotécnicos Regionais

Geotecnicamente a região representa um "trend" estrutural que obedece as estruturas de caráter regional, que são consequências diretas da tectônica ruptural regional.

As fraturas se encontram geralmente preenchidas com excessão de pequenas áreas superficiais alteradas, concluindo-se que o maciço rochoso, para a carga hidráulica máxima da obra (18,00m), deverá apresentar um insignificante fluxo de percolação.

Os pacotes aluvionares são compostos de areia silto sa de textura fina que ocorrem, nas margens do riacho. No leito do riacho existem extensos bancos de areia, média a grossa, com volume suficiente para as necessidades da obra.

Existe, próximo ao eixo escolhido, ocorrência de afloramentos de rochas do grupo dos granitóides que poderão ser utilizados nas diversas fases da construção do açude.

#### 3.4.2 - Estudos Geotécnicos Locais

##### 3.4.2.1 - Estudos Realizados

Os estudos geotécnicos realizados para a elaboração do projeto do açude constaram basicamente de:

- Investigação da superfície
- Sondagens a percussão
- Sondagens rotativas
- Poços a pá e picareta
- Estudos de jazidas com amostragem e Ensaios Laboratoriais.



- Ensaio de Perda D'água (tipo Lugeon)

As investigações de subsuperfície, buscaram verificar as características e desempenho do pacote aluvionar, quanto ao aspecto de capacidade de carga e deformabilidade, como também caracterizar o substrato rochoso, formado por gnaisses, sob o aspecto geomecânico.

Para áreas de empréstimos foram estudadas quatro ocorrências de material:

- Jazida 01, solo do tipo CL localizada a 600 m do eixo barrável, na ombreira esquerda.
- Jazida 02, solo do tipo CL à 1,4 Km a montante do eixo selecionado, do lado esquerdo do riacho.
- Jazida 03, solo do tipo SC, à 3,7 Km a jusante do eixo da barragem.
- Jazida 04, Solo tipo SM - vizinho à barragem na ombreira esquerda (cerca de 0,20Km).

Suas características geotécnicas mostraram-se adequadas a obra que se tem como objetivo.

Para materiais permeáveis que formarão os filtros e drenos da barragem, estudou-se ocorrências de depósitos arenosos que ocorrem no leito do Riacho Puiú na forma de "bancos de areia" a montante e a jusante do eixo da barragem.

Para enrocamento, agregado de concreto e rip-rap, pesquisou-se o afloramento de rocha do grupo dos granitoides que ocorre na região montante próxima do eixo.

Foram coletadas amostras representativas nas jazidas de solo, areiais e pedreiras. Levadas para laboratório para serem submetidas aos seguintes ensaios:

- granulometria por peneiramento
- granulometria por sedimentação
- Índices de Atterberg
- compactação (Proctor Normal)
- permeabilidade

- ensaios de resistência ao cisalhamento direto
- ensaios de abrasão (Los Angeles)

#### 3.4.2.2 - Resultados Obtidos

Com base nos poços de inspeção das áreas de emprêstimos e das jazidas, e dos ensaios de laboratório, definiu-se as características básicas desses materiais.

Através das sondagens a percussão e rotativa obteve-se uma caracterização das camadas da fundação do açude no trecho do leito do rio, onde ocorre o pacote aluvionar, e nas ombreiras onde ocorre solo de alteração de rochas com características argilo-arenosas. Com isto estimou-se a profundidade da trincheira de vedação, que deverá aprofundar-se até a superfície da rocha gnaissica pouco alterada.

Todas as informações das investigações e dos ensaios de laboratório, estão condensadas no Tomo III "Estudos Geotécnicos" de onde foram extraídos os parâmetros geotécnicos dos materiais utilizados na obra.

Sobre os resultados obtidos nessas investigações, pode-se fazer as seguintes observações:

O substrato rochoso, na região de implantação das obras, é composto predominantemente por gnaisses em estado são com fraturas geralmente preenchidas, o que deverá proporcionar ao maciço uma condutibilidade hidráulica não preocupante. Dos ensaios de perda d'água executados na região da barragem, todos foram realizados totalmente em rocha gnaissica sã e apresentaram uma perda d'água específica de  $0,24 \text{ l/min/m}^2/\text{Kg/cm}^2$ .

Esse resultado é a média de 5 (cinco) ensaios de perda d'água da rocha sã, na região da barragem, o que não nos fornece dados quantitativos suficientes para julgar a necessidade ou não de uma cortina impermeabilizante. Propomos que, após a escavação da trincheira, sejam executados ensaios de perda d'água para avaliação da condutibilidade hidráulica da rocha gnaissica sã.

O pacote aluvionar, do leito do rio, é composto de um extrato que vai de silte arenoso a silte argiloso, com coloração cinza escuro, com valores de SPT entre 3 e 56.

Nas ombreiras e no leito do rio, as rochas alteradas que sobrepõem a rocha gnaissica sã apresenta uma permeabilidade, média através de ensaios de perda d'água entre  $1,09 \times 10^{-7}$  a  $4,35 \times 10^{-7}$  cm/s.

As áreas de empréstimos estudadas são constituídas de solo de alteração e/ou solos coluvionares, cujas características podem defini-las como sendo uma argila arenosa, de coloração avermelhada, classificadas jazidas 1 e 2, solo CL, jazida 3, solo SC, jazida 4, solo SM (U.S.B.R.).

Umidade ótima da jazida 01 varia entre 12,8 e 15,2% , jazida 02 de 11,2 a 14,9% e jazida 03 de 12,5 a 14,8%, na jazida 01, peso específico seco máximo entre 1,75 a 1,86 g/cm<sup>3</sup>, jazida 02 de 1,78 a 1,94 g/cm<sup>3</sup>, a jazida 03 entre 1,78 e 1,88 g/cm<sup>3</sup>, a jazida 04, umidade ótima de 9,5 a 12,3% e peso específico seco máximo entre 1,76 e 1,96 Kg/cm<sup>3</sup>.

A jazida 01 apresentou uma coesão de 0,87kg/cm<sup>2</sup>, com ângulo de atrito interno 6,1° no ensaio de cisalhamento direto rápido. A jazida 02 teve uma coesão de 0,49 kg/cm<sup>2</sup>, com ângulo de atrito interno de 24,1°, para ensaio de cisalhamento lento.

O solo SM das ombreiras apresentou uma coesão de 0,11 kg/cm<sup>2</sup> e um ângulo de atrito interno de 31,7° no ensaio de cisalhamento direto lento.

A pedreira apresentou o seguinte resultado de ensaio de resistência a abrasão (LOS ANGELES):

Amostra 01 - 50,6%

Amostra 02 - 38,0%

A localização das áreas de empréstimos, jazidas, areias e pedreira, é mostrada no desenho nº 2/14 do tomo II.

4 - CRITÉRIOS USADOS NA ESCOLHA DO PROJETO

#### 4 - CRITÉRIOS USADOS NA ESCOLHA DO PROJETO

A escolha das definições finais que estruturam o projeto executivo das obras foi realizada tomando como base os estudos geotécnicos, geológicos, topográficos, hidráulicos e hidrológicos efetuados pela Aguasolos.

##### 4.1 - Escolha da Seção-Tipo

Para a escolha da seção-tipo adotada para o maciço do açude, no projeto executivo, levou-se em consideração diversos fatores, tais como:

- as condições geológicas e geotécnicas da fundação no leito do rio e nas ombreiras;
- as disponibilidades de materiais terrosos, arenosos, pedregulhosos e rochosos na região da obra;
- as distâncias de transportes das ocorrências até a obra.

Um fator que influenciou marcadamente a escolha da seção tipo foi a otimização da disponibilidade hídrica do reservatório conjuntamente com o menor custo de implantação possível da obra. Adotamos a cota de coroamento a partir de uma lâmina d'água que fornece uma acumulação de  $8,5 \times 10^6 \text{ m}^3$ .

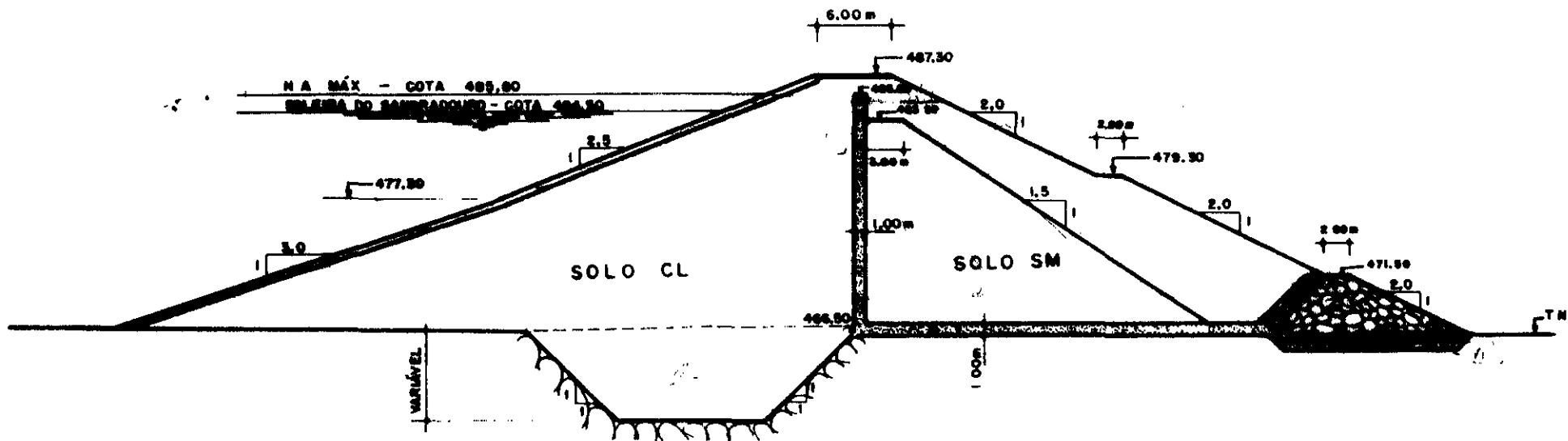
Esses fatores analisados em conjunto, possibilitaram a definição de todos os parâmetros técnicos e econômicos que interfeririam na idealização da seção, permitindo, assim, a escolha da seção-tipo definitiva.

A seção tipo final consta de um maciço zoneado com filtro horizontal e vertical, trincheira-vedante executada com o mesmo material e dreno de pé a jusante no trecho do leito do rio.

A seção tipo pode ser vista a seguir na Figura 4.1.

# AÇUDE PARAMBU

## PARAMBU-CE



SEÇÃO TIPO  
ESCALA 1:500

FIGURA 4.1

0.00002

#### 4.2 - Materiais de Empréstimo

Os estudos geotécnicos indicaram quatro áreas de empréstimos, compostas de solos de alteração ou coluvionares, a pequena distância do eixo do açude.

A jazida nº 01 situa-se na ombreira esquerda a uma distância média de 0,60Km, com um volume disponível de 71.856 m<sup>3</sup> de solo classificado como CL (USBR).

A jazida nº 02 situa-se a montante do eixo, na margem esquerda do riacho, a uma distância de 1,4Km, com volume disponível de 139.672m<sup>3</sup> de solo classificado como CL/SC(USBR).

A jazida nº 03 encontra-se a jusante do eixo, a uma distância de 3,7Km com volume disponível de 123.500m<sup>3</sup> de solo classificado como SC (USBR).

A Jazida nº 04-Solo SM - ocorre vizinho à barragem, na ombreira esquerda com volume disponível de 48.938m<sup>3</sup>.

O areial encontra-se a montante e a jusante do eixo, no leito do riacho Puiú, sob forma de "bancos" com volume disponível de 10.000m<sup>3</sup>.

A pedreira situa-se na ombreira direita a uma distância de 0,3Km do eixo com volume disponível de 40.000m<sup>3</sup>.

No quadro 4.1 a seguir encontram-se resumidos os dados das principais ocorrências.

#### 4.3 - Proteção do Talude

Projetou-se para o talude de montante uma proteção com material proveniente da pedreira, britado na forma de "bica-corrída". Essa proteção deverá ser executada por toda extensão do talude com uma espessura de 0,60m. O diâmetro representativo de 50% da pedra a ser utilizada no enrocamento deverá ser no mínimo de 0,30m e o diâmetro máximo dessa pedra de 0,50 m. A característica fundamental deste material é a granulometria bem distribuída, isto é, sua ação "auto-filtrante".

QUADRO - 4.1  
RESUMO DAS OCORRÊNCIAS DE MATERIAIS

O C O R R Ê N C I A	ÁREA	VOLUME DISPONÍVEL	DISTÂNCIA MÉDIA
Jazida 01 (Solo CL) .....	49.900m <sup>2</sup>	71.856m <sup>3</sup>	0,60Km
Jazida 02 (Solo CL) .....	101.950m <sup>2</sup>	139.672m <sup>3</sup>	1,40Km
Jazida 03 (Solo SC) .....	50.000m <sup>2</sup>	123.500m <sup>3</sup>	3,70Km
Jazida 04 (Solo SM).....	67.500m <sup>2</sup>	48.938m <sup>3</sup>	0,20Km
Areial 01 .....	1.500m <sup>2</sup>	3.000m <sup>3</sup>	3,50Km
Areial 02 .....	1.000m <sup>2</sup>	2.000m <sup>3</sup>	2,00Km
Areial 03 .....	2.500m <sup>2</sup>	5.000m <sup>3</sup>	0,25Km
Pedreira .....	20.000m <sup>2</sup>	40.000m <sup>3</sup>	0,30Km
Escavação de Rocha do Sangradouro .....	-	17.684m <sup>3</sup>	0,20Km



Para a proteção do talude de jusante indicou-se o plantio de vegetação nativa, tipo salsa ou macambira, ou o plantio de grama, além de um sistema de canaletas de talude e ombreiras e rápidos de descida.

#### 4.4 - Trincheira de Vedação

A trincheira de vedação teve sua profundidade escolhida em função das sondagens geotécnicas apresentadas, buscando a superfície da rocha sã ou a camada de solo e/ou rocha alterada de permeabilidade igual ou inferior a do material do maciço. Na região do leito do rio a escavação deverá ser realizada em época seca com rebaixamento do lençol freático. Sugerimos que nessa região, onde a superfície da rocha gnaissica sã encontra-se entre 6 a 9,0m abaixo do terreno, sejam realizados ensaios de perda d'água (Lugeon) e infiltração (Le Frank), durante as escavações do gnaiss decomposto, para verificar a possibilidade de menor escavação.

#### 4.5 - Dreno de Pé ("Rock-Fill")

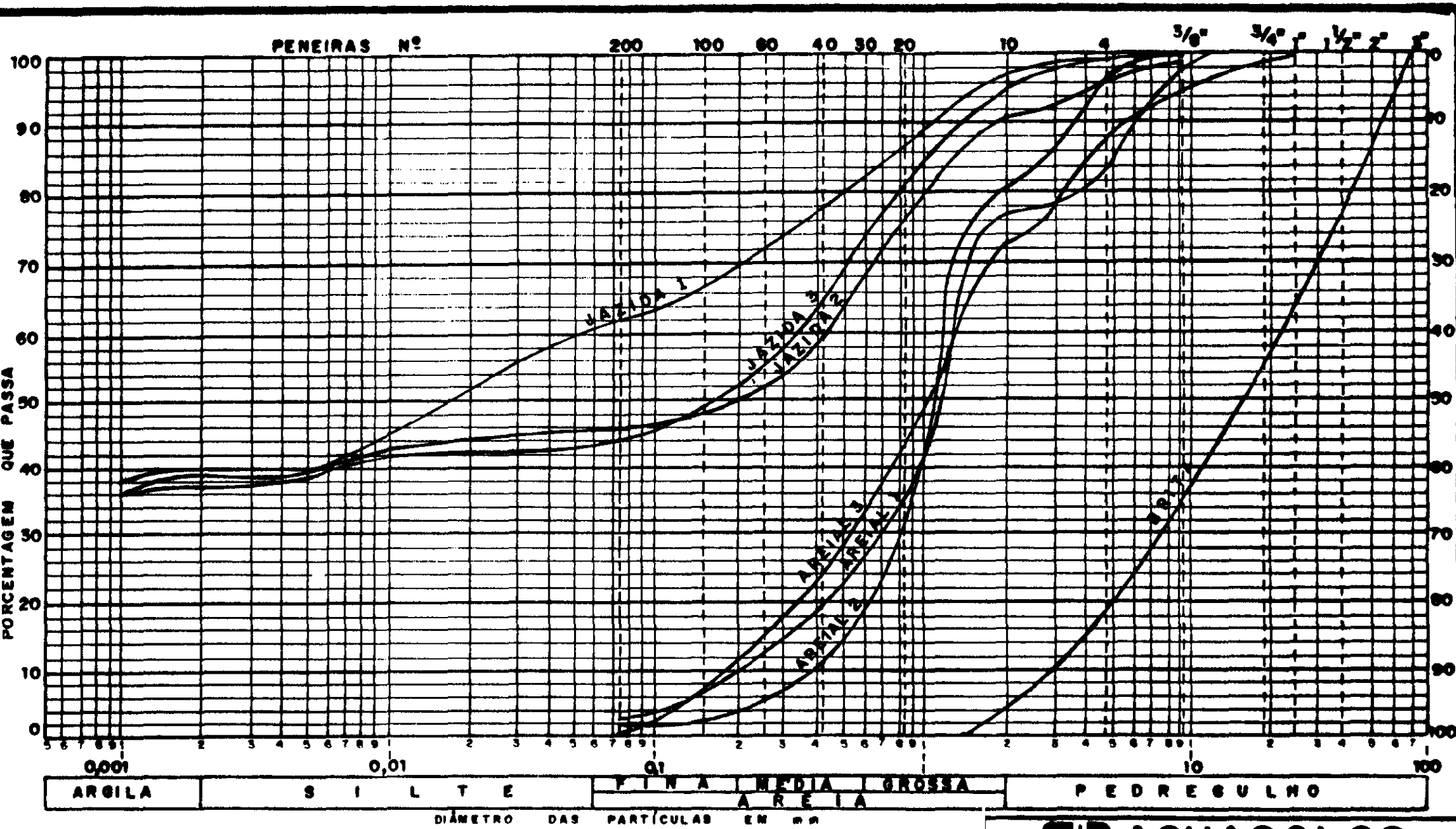
Projetou-se um dreno de pé a jusante do maciço, cuja cota de coroamento está na 471,50. As dimensões do dreno de pé encontram-se detalhadas no desenho nº 05/14.

Este dreno deverá ser construído de blocos de pedra com diâmetro máximo de 0,60m, sem mistura com finos ou impurezas.

As transições a serem utilizadas anexa ao dreno de pé deverão ter uma granulometria obedecendo os valores da Figura 4.2.

#### 4.6 - Sangradouro

O sangradouro foi projetado de forma a possibilitar um fluxo igual a vazão prevista para um tempo de recorrência de 1000 anos, sendo que foi considerada uma redução da onda de cheia do reservatório em torno de 49,5%, ou seja, a vazão milenar foi reduzida em seu valor de 49,5%.



**Açude Parambu**

Fig. 4.2

000066



**AGUASOLOS**

CONSORCIO DE ENGENHARIA LTDA.

APROVO:

VISTO:

DES.

O vertedouro consiste em um canal com largura de 50,00m situado ao lado da ombreira esquerda da barragem.

A vazão de sangria deverá fluir sobre a superfície da rocha sem revestimento e sem muros de proteção e, previu-se para fixar a cota da soleira um cordão de fixação, em concreto ciclópico, que oferece segurança extra contra possíveis processos erosivos que por ventura possam iniciar nesse local.

Os detalhes do canal de sangria e do cordão de fixação encontram-se no desenho nº08/14 do tomo II.

#### 4.7 - Tomada D'água

A vazão regularizada do Açude Parambu foi calculada visando atender as necessidades hídricas à jusante do barramento. De acordo com a curva capacidade de acumulação versus volume anual regularizado, com 80% de garantia para o açude tem-se um valor de 44ℓ/s para o volume de acumulação de  $8,5 \times 10^6 \text{m}^3$ . Para o abastecimento humano foi realizada uma projeção que definiu uma vazão de 30ℓ/s e para a irrigação, tendo em vista a pouca disponibilidade de solo favorável a irrigação, foi prevista uma vazão de 120ℓ/s. Assim sendo a vazão regularizada para o cálculo da galeria ficou em 160ℓ/s.

A tomada d'água foi projetada para a ombreira direita e numa cota tal que o volume morto representasse 8,5% do volume máximo de acumulação. Ela consiste basicamente em um duto de 450mm com controle a jusante através de um registro e uma bacia de dissipação de energia além, de uma comporta tipo stop-log de 600mm x 600mm situada na boca de montante.

Previu-se um canal de condução das águas, com um trecho protegido por enrocamento, da caixa de dissipação até o leito do rio, para disciplinar a saída das águas e evitar erosão junto ao pé jusante da barragem.

Maiores detalhes da tomada d'água são apresentados nos desenhos 09/14 a 14/14 do Tomo II.

4.8 - Quadro de Cubação do Maciço e Sangradouro

Os quadros 4.2 e 4.3 apresentados a seguir, mostram os volumes relativos ao maciço e escavação do sangradouro.

QUADRO 4.2 - AÇUDE PARAMBU

PLANILHA DE CUBAÇÃO DO MACIÇO											
ESTACA	SOLO CL		SOLO SM		BICA-CORRIDA		AREIA		TRANSIÇÃO		S O M A
	ÁREA	VOLUME	ÁREA	VOLUME	ÁREA	VOLUME	ÁREA	VOLUME	ÁREA	VOLUME	
4 - 23	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
4	40,00	460,00	-	-	4,50	52,00	0,80	9,00	-	-	
5	125,00	1.650,00	16,00	160,00	11,00	155,00	4,50	53,00	-	-	
6	272,80	3.978,00	57,60	736,00	15,40	264,00	8,30	128,00	-	-	
7	506,40	7.792,00	149,60	2.072,00	21,20	366,00	12,60	209,00	-	-	
8	681,20	11.876,00	179,20	3.288,00	28,80	500,00	43,50	561,00	7,3	73,00	
9	868,80	15.500,00	234,80	4.140,00	35,70	645,00	56,80	1.003,00	4,0	113,00	
10	722,00	15.908,00	180,00	4.140,00	29,40	651,00	53,50	1.103,00	3,8	78,00	
11	725,20	14.472,00	179,60	3.596,00	29,50	589,00	54,30	1.078,00	4,5	83,00	
12	714,00	14.392,00	178,80	3.584,00	29,40	589,00	54,50	1.088,00	4,8	93,00	
13	628,00	13.420,00	179,20	3.580,00	24,60	540,00	53,50	1.080,00	4,0	88,00	
14	462,00	10.900,00	122,80	3.020,00	21,00	456,00	14,00	675,00	-	40,00	
15	30,00	7.620,00	49,20	1.720,00	14,40	354,00	9,00	230,00	-	-	
16	61,20	3.612,00	1,60	508,00	4,20	186,00	1,50	105,00	-	-	
16 + 15	-	459,00	-	12,00	-	32,00	-	11,00	-	-	
TOTAIS =		122.039,00		30.556,00		5.379,00		7.333,00		568,00	

000069

QUADRO 4.2 - AÇUDE PARAMBU

PLANILHA DE CUBAÇÃO DO MACIÇO											
ESTACA	CASCALHO		ENRROCAMENTO								S O M A
	ÁREA	VOLUME	ÁREA	VOLUME	ÁREA	VOLUME	ÁREA	VOLUME	ÁREA	VOLUME	
4 - 23	-	-	-	-							
4	1,9	22,00	-	-							
5	1,9	38,00	-	-							
6	1,9	38,00	-	-							
7	1,9	38,00	-	-							
8	1,9	38,00	26,4	264,00							
9	1,9	38,00	8,0	344,00							
10	1,9	38,00	7,2	152,00							
11	1,9	38,00	10,0	172,00							
12	1,9	38,00	11,2	212,00							
13	1,9	38,00	10,00	212,00							
14	1,9	38,00	-	-							
15	1,9	38,00	-	-							
16	1,9	38,00	-	-							
16 + 15	-	14,00	-	-							
TOTAIS =		492,00		1.456,00							
						TOTAL GERAL = 167.823,00					
											000070

## AÇUDE PARAMBU

## PLANILHA DE CUBAÇÃO

## ESCAVAÇÃO DO SANGRA DOURO

## QUADRO - 4.3

ESTACA	ÁREA (M <sup>2</sup> )	ÁREA MÉDIA $\frac{(A_n + A_{n-1})}{2} = m^2$	DISTÂNCIA (M)	VOLUME (M <sup>3</sup> )
So + 15,80	-	-	-	-
S <sub>1</sub>	924,14	462,50	4,20	1.924,50
S <sub>1</sub> + 10	1.194,86	1.059,50	10,00	10.595,00
S <sub>2</sub>	1.056,14	1.125,50	10,00	11.255,00
S <sub>2</sub> + 10	942,86	999,50	10,00	9.995,00
S <sub>3</sub>	1.088,14	1.015,50	10,00	10.155,00
S <sub>3</sub> + 10	1.117,86	1.103,00	10,00	11.030,00
S <sub>3</sub> + 14,20		558,93	4,20	2.347,50
			TOTAL	57.320,00
			Material 1a. categoria =	4.952,00m <sup>3</sup>
			Material 2a. categoria =	34.684,00m <sup>3</sup>
			Material 3a. categoria =	17.684,00m <sup>3</sup>
				000071

5 - DESCRIÇÃO E ARRANJO GERAL DO PROJETO



## 5 - DESCRIÇÃO E ARRANJO GERAL DO PROJETO

O projeto executivo do Açude Parambu foi concebido em função dos condicionantes geológicos e geotécnicos e da disponibilidade e balanço dos materiais, apresentando as seguintes características básicas:

O maciço é zoneado de terra com talude de montante 1:2,5 (V:H) até a cota 477,30 abaixo desta 1:3,0 e, de jusante 1:2 com banquetas de 2,00m de largura na cota 479,30. Ao longo do maciço será escavada uma trincheira de vedação até atingir o substrato rochoso ou camada próxima ao substrato com permeabilidade igual ao material de preenchimento da trincheira, verificada "in loco".

Os detalhes das seções transversais do maciço podem ser melhor observados nos desenhos 05/14 a 06/14 do Tomo II.

O sangradouro será escavado em rocha, localizado ao lado da ombreira esquerda da barragem, com 50,0m de largura.

Ficará a cargo da Fiscalização utilizar ou não material proveniente da escavação do sangradouro no maciço.

No desenho nº 08/14, encontram-se as características do sangradouro. A tomada d'água está localizada na ombreira direita e é composta de uma comporta tipo "stop-log" de 600mm x 600mm uma tubulação de 450mm de diâmetro, um registro para controle das vazões e uma bacia de dissipação.

Nos desenhos 09/14 a 14/14 encontram-se os detalhes da tomada d'água.

6 - CRONOGRAMA DE CONSTRUÇÃO

6 - CRONOGRAMA DA CONSTRUÇÃO

Para a elaboração do Cronograma de Construção, considerou-se para o início dos serviços o mês de julho, terminando, após um período de 06 meses, no final de dezembro do mesmo ano.

Com a finalidade de obtenção de uma melhor eficiência dos trabalhos, estes deverão seguir uma sequência determinada, de maneira que os serviços possam ser concluídos durante o período do ano não chuvoso na região.

A Figura 6.1 mostra o Cronograma dos Serviços, onde verifica-se os tempos disponíveis para cada uma das atividades principais.

FIGURA - 6.1

## CRONOGRAMA DOS SERVIÇOS

AÇUDE PARAMBU

SERVIÇOS	MESES	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ						
INSTALAÇÃO DO CANTEIRO E ALOJAMENTO		■											
MOBILIZAÇÃO DOS EQUIPAMENTOS		■	■										
LIMPEZA DA ÁREA DO MACIÇO			■	■									
LIMPEZA DA ÁREA DO SANGRADOURO			■	■									
EXECUÇÃO DA TRINCHEIRA DE FUNDAÇÃO				■	■	■							
ESCAVAÇÃO DA TOMADA D'ÁGUA				■	■	■							
LIMPEZA DAS JAZIDAS			■	■	■								
CONCRETAGEM DA TOMADA D'ÁGUA					■	■							
ESCAVAÇÃO DO SANGRADOURO				■	■	■							
CONCRETAGEM DO CORDÃO DE FIXAÇÃO						■							
EXECUÇÃO DA OMBREIRA DIREITA				■	■	■							
EXECUÇÃO DA OMBREIRA ESQUERDA				■	■	■							
EXECUÇÃO DO MACIÇO CENTRAL					■	■	■	■					
EXPLORAÇÃO DAS JAZIDAS				■	■	■	■	■					
ACABAMENTO DAS OBRAS							■	■					

7 - QUANTITATIVOS E CUSTOS

### 7.1 - Quantitativos

Para quantificação do volume dos serviços que serão necessários para a construção do Açude Parambu dividiu-se em 5 itens que são:

1. Administração e Fiscalização
2. Trabalhos Preparatórios
3. Maciço
4. Sangradouro
5. Tomada D'água

Os volumes foram medidos na seção da barragem, e no corte do sangradouro, não referindo-se a volumes "empolados".

### 7.2 - Custos

Os custos de cada item são aproximados tendo como objetivo uma estimativa do custo do empreendimento.

Os valores foram calculados utilizando-se a Tabela de Preços do DNOCS de fevereiro de 1986. Os valores foram reajustados para setembro de 1988 com base nos índices da Fundação Getúlio Vargas seguintes e nos índices de inflação dos últimos meses.

#### a ) Terraplenagem

MÊS	ÍNDICE DA FUNDAÇÃO GETÚLIO VARGAS
FEV/86	100,14
JUL/88	2.579,52

#### b) Obras de Arte Especiais

MÊS	ÍNDICE DA FUNDAÇÃO GETÚLIO VARGAS
FEV/86	100,81
JUL/88	2.097,68

c) Enrocamento

MÊS	ÍNDICE DA FUNDAÇÃO GETÚLIO VARGAS
FEV/86	100,35
JUL/88	2.347,85

d) Outros serviços que não se enquadram nos anteriores

MÊS	ÍNDICE DA FUNDAÇÃO GETÚLIO VARGAS
FEV/86	147,63
JUL/88	2.083,58

OBSERVAÇÃO: De julho a setembro reajustou-se os preços pelos valores da OTN.

TABELA DE ORÇAMENTO DE OBRAS  
SETEMBRO/88

ITEM	SERVIÇOS	UNID.	QUANTIDADE	PREÇOS	
				UNITÁRIOS	TOTAL
1.	Administração e Fiscalização do Açude Parambu				
1.1	Instalação e manutenção do acampamento .....	vb	-		18.000.000,00
1.2	Mobilização .....	vb	-		10.000.000,00
1.3	Desmobilização .....	vb	-		10.000.000,00
1.4	Divulgação .....	vb	-		6.465.054,00
	TOTAL DO ÍTEM 1				44.465.054,00
					000080



ITEM	SERVIÇOS	UNID.	QUANTIDADE	PREÇOS	
				UNITÁRIOS	TOTAL
2.	Trabalhos Preparatórios				
2.1	Caminhos de Serviços .....	Km	10,00	103.356,00	1.033.560,00
2.2	Desmatamento e destocamento tipo médio da área da barragem, sangradouro e empréstimos .	ha	25,00	134.268,00	3.356.700,00
2.3	Expurgo nas áreas da barragem, sangradouro e empréstimos .....	m <sup>3</sup>	50.342,00	290,00	14.599.180,00
2.4	Decapagem da pedreira em material de 1ª. categoria com bota-fora até 0,30Km .....	m <sup>3</sup>	20.000,00	502,00	10.040.000,00
TOTAL DO ÍTEM 2					29.029.440,00
					000081



TABELA DE ORÇAMENTO DE OBRAS

ITEM	SERVIÇOS	UNID	QUANTIDADE	PREÇOS	
				UNITÁRIOS	TOTAL
3.	Maciço				000082
3.1	Escavação, carga, descarga e transporte de material de 1a. categoria da fundação com bota-fora até 0,30Km .....	m <sup>3</sup>	2.200,00	502,00	1.104.400,00
3.2	Escavação, carga, descarga e transporte de material de 2a. categoria da fundação com bota-fora até 0,30Km .....	m <sup>3</sup>	11.500,00	1.107,00	12.730.500,00
3.3	Escavação, carga, descarga e transporte de material de 3a. categoria da fundação com bota-fora até 0,30Km .....	m <sup>3</sup>	1.700,00	4.135,00	7.029.500,00
3.4	Escavação, carga, descarga e transporte de material de 1a. categoria da fundação, com rebaixamento do lençol d'água e bota-fora até 0,30Km .....	m <sup>3</sup>	1.000,00	2.911,00	2.911.000,00
3.5	Escavação, carga, descarga e transporte de material de 2a. categoria da fundação, com rebaixamento do lençol d'água e bota-fora até 0,30Km .....	m <sup>3</sup>	5.000,00	6.668,00	33.340.000,00
3.6	Escavação, carga, descarga e transporte do material de 1a. categoria até 0,30Km .....	m <sup>3</sup>	152.595,00	502,00	76.602.690,00
3.7	Escavação, carga, descarga e transporte do material de 3a. categoria até 0,30Km .....	m <sup>3</sup>	1.456,00	4.135,00	6.020.560,00
3.8	Escavação, carga, descarga e transporte até 0,30Km de areia .....	m <sup>3</sup>	7.333,00	502,00	3.681.166,00

ITEM	SERVIÇOS	UNID.	QUANTIDADE	PREÇOS	
				UNITÁRIOS	TOTAL
3.9	Transporte complementar, de solo para o maciço da barragem .....	m <sup>3</sup> xKm	106.816,00	164,00	17.517.824,00
3.10	Transporte complementar de pedra para dreno de pé da barragem .....	m <sup>3</sup> xKm	1,00	168,00	168,00
3.11	Espalhamento, expurgo, umedecimento e compactação, inclusive da fundação dos solos selecionados .....	m <sup>3</sup>	152.595,00	427,00	65.158.065,00
3.12	Espalhamento, expurgo, umedecimento e compactação da areia .....	m <sup>3</sup>	7.333,00	427,00	3.131.191,00
3.13	Fornecimento de brita para transição grossa (inclusive carga, descarga e transporte) .....	m <sup>3</sup>	568,00	4.974,00	2.825.232,00
3.14	Espalhamento e compactação da transição grossa	m <sup>3</sup>	568,00	427,00	242.536,00
3.15	Fornecimento e espalhamento de bica-corrida para "rip-rap" (inclusive carga, descarga e transporte) .....	m <sup>3</sup>	5.379,00	4.974,00	26.755.146,00
3.16	Regularização dos Taludes .....	m <sup>2</sup>	14.940,00	287,00	4.287.780,00
3.17	Canaleta e rápido de descida de concreto .....	m <sup>3</sup>	64,00	65.911,00	4.218.304,00
3.18	Plantio de grama .....	m <sup>2</sup>	7.250,00	304,00	2.204.000,00
3.19	Sondagem rotativa Ø BX .....	m	20,00	45.928,00	918.560,00
3.20	Sondagem a percussão com medida de SPT .....	m	50,00	3.350,00	167.500,00
3.21	Ensaio de perda d'água (LUGEON) .....	ud	10,00	12.000,00	120.000,00
3.22	Ensaio de infiltração (LE FRANK) .....	ud	10,00	6.600,00	66.000,00
3.23	Injeção de cimento inclusive fornecimento do cimento para impermeabilização da rocha de fundação ...	Kg	1,00	250,00	250,00



ITEM	SERVIÇOS	UNID.	QUANTIDADE	PREÇOS 000084	
				UNITÁRIOS	TOTAL
3.24	Revestimento de pedrisco ou cascalho para o coroamento .....	m <sup>3</sup>	492,00	1.946,00	957.432,00
TOTAL DO ÍTEM 3					271.989.804,00



TABELA DE ORÇAMENTO DE OBRAS

ITEM	SERVIÇOS	UNID	QUANTIDADE	PREÇOS 000085	
				UNITÁRIOS	TOTAL
4.	Sangradouro				
4.1	Escavação, carga, descarga e transporte até 0,30Km de material de 1a. categoria .....	m <sup>3</sup>	4.952,00	502,00	2.485.904,00
4.2	Escavação, carga, descarga e transporte até 0,30Km de material de 2a. categoria .....	m <sup>3</sup>	34.684,00	1.107,00	38.395.188,00
4.3	Escavação, carga, descarga e transporte até 0,30Km de material de 3a. categoria .....	m <sup>3</sup>	17.684,00 * *X	4.135,00	73.123.340,00
4.4	Concreto ciclópico, com até 12% de pedra de mão, para cordão de fixação .....	m <sup>3</sup>	13,00	65.911,00	856.843,00
TOTAL DO ÍTEM 4					114.861.275,00

*1º Termo de Referência*  
*2º Termo de Referência*



ITEM	SERVIÇOS	UNID	QUANTIDADE	PREÇOS	
				UNITÁRIOS	TOTAL
5.	Tomada D'água				
5.1	Escavação, carga, descarga e bota-fora até 0,30Km de material de 1a. categoria .....	m <sup>3</sup>	320,00	502,00	160.640,00
5.2	Escavação, carga, descarga e bota-fora até 0,30Km de material de 2a. categoria .....	m <sup>3</sup>	533,00	1.107,00	590.031,00
5.3	Escavação, carga, descarga e bota-fora até 0,30Km de material de 3a. categoria .....	m <sup>3</sup>	250,00	4.135,00	1.033.750,00
5.4	Concreto armado com Fck = 150Kg/cm <sup>2</sup> para galeria, bacia de dissipação e torre de comando (com forma, ferragem e escoramento) .....	m <sup>3</sup>	151,00	85.136,00	12.855.536,00
5.5	Concreto ciclópico para regularização .....	m <sup>3</sup>	156,00	26.136,00	4.077.216,00
5.6	Junta Fugenband .....	m	25,00	8.683,00	217.075,00
5.7	Tubos de aço de 450mm .....	m	85,00	50.587,00	4.299.895,00
5.8	Registro de acionamento direto, volante, de Ø de 450mm .....	ud	01	1.600.000,00	1.600.000,00
5.9	Grade de proteção da caixa de entrada da tomada d'água .....	Kg	184,00	651,00	119.784,00
5.10	Comporta quadrada, tamanho 600mm x 600mm, para pressão de 15,00m de coluna d'água, instalada, incluindo hastes de elevação, mancais e indicador de abertura e fim de curso .....	Ud	01	3.200.000,00	3.200.000,00
5.11	Tubo de aço Ø 100mm p/aeração da galeria ....	m	15,00	5.761,00	86.415,00

*AVZ m/guar*

*1.107,00*

000086



MINISTÉRIO DA IRRIGAÇÃO  
DEPARTAMENTO NACIONAL DE OBRAS  
CONTRA AS SECAS - DNOCS

TABELA DE ORÇAMENTO DE OBRAS

AÇUDE PARAMBU  
FOLHA 8/9

ITEM	SERVIÇOS	UNID	QUANTIDADE	PREÇOS	
				UNITÁRIOS	TOTAL
5.12	Tubo de aço Ø 150mm p/"By-Pass" .....	m	3,00	9.470,00	28.410,00
5.13	Registro p/"By-Pass" de 150mm .....	ud	01	493.457,00	493.457,00
5.14	Escada de marinho de 50 x 20 x 20 cm .....	m	12,00	651,00	7.812,00
TOTAL DO ÍTEM 5					28.770.021,00



ITEM	SERVIÇOS	UNID	QUANTIDADE	PREÇOS	
				UNITÁRIOS	TOTAL
	TOTAL DO ÍTEM 1				44.465.054,00
	TOTAL DO ÍTEM 2				29.029.440,00
	TOTAL DO ÍTEM 3				271.989.804,00
	TOTAL DO ÍTEM 4				114.861.275,00
	TOTAL DO ÍTEM 5				28.770.021,00
	TOTAL GERAL - Cz\$ 489.115.594,00 (QUATROCENTOS E OITENTA E NOVE MILHÕES CENTO E QUINZE MIL QUINHENTOS E NOVENTA E QUATRO CRUZADOS).				000088



8 - ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS

## 8.1 - Especificações Técnicas Gerais para Execução das Obras do Açude Parambu

### 8.1.1 - Generalidades

As presentes especificações, descrevem de um modo geral os trabalhos necessários à execução das obras civis, visando orientar os proponentes para elaboração de suas propostas, bem como, durante a construção, definir as qualidades e características exigidas para cada serviço com instruções, recomendações e demais técnicas requeridas em cada caso.

As obras a que se referem as especificações compreendem todos os serviços necessários para a implantação de uma barragem de terra com vertedouro sobre rocha, no Riacho Puiú, município de Parambu (Ce).

### 8.1.2 - Projeto

A execução das obras seguirá, em todos os pormenores, os desenhos e textos explicativos de projetos constantes dos volumes bem como as presentes especificações.

As quantidades de trabalhos previstas, constantes dos volumes de projetos são meras indicações de ordem de grandeza dos trabalhos a executar e, em hipótese alguma quaisquer diferenças entre elas e as reais poderão ser arguídas para fins de reajustamento dos preços unitários ou para prorrogação dos prazos previstos no cronograma.

O DNOCS se reserva o direito de revisar e complementar o projeto e as normas técnicas, sem que tais revisões entretanto introduzam alterações sensíveis quanto à natureza dos serviços durante a construção. Tais revisões serão apresentadas em desenhos e instruções escritas e não poderão servir como justificativa de acréscimo nos preços unitários ou de atrasos no cronograma.

O empreiteiro poderá, justificando detalhadamente por escrito, propor alterações de pormenores construtivos que

entender convenientes, só podendo as mesmas serem executadas depois da aprovação escrita do DNOCS. A demora na aprovação ou a não aprovação da alteração proposta, por parte do DNOCS, não poderão servir de justificativa a atrasos no cumprimento dos prazos estabelecidos ou a outra qualquer reivindicação.

O Empreiteiro se obriga a executar quaisquer trabalhos de construção que não estejam detalhados, direta ou indiretamente, nas especificações ou nos desenhos de projeto mais que sejam necessários à realização das obras em apreço, de modo tão completo como se estivesse particularmente delineado e descrito.

### 8.1.3 - Fiscalização

O DNOCS manterá Fiscalização permanente sobre todos os trabalhos para assegurar o cumprimento do projeto e das especificações durante a construção. Essa fiscalização será exercida por equipe especializada, dirigida por engenheiros inteirados das premissas do projeto base e dos dimensionamentos respectivos que terão a seu cargo decisões sobre certos aspectos de grande importância para o bom comportamento da obra. Tais decisões serão apoiadas na observação local, completada, sempre que necessário, por investigações específicas de campo e laboratório e, sobretudo, na compreensão global do projeto e das funções de cada um dos elementos do projeto.

São funções da Fiscalização:

- 1) Zelar pela fiel execução dos projetos com pleno atendimento às especificações respectivas, explícitas ou implícitas.
- 2) Controlar a qualidade dos materiais utilizados e dos serviços executados, rejeitando aqueles por ela julgados não satisfatórios.
- 3) Assistir ao Empreiteiro na escolha dos métodos executivos mais adequados.
- 4) Exigir do Empreiteiro a modificação de técnica de execução inadequada, a critério da Fiscalização, e a recomposição dos serviços não satisfatórios.

- 5) Revisar eventualmente os projetos e normas técnicas, adaptando-se a situações específicas de local e momento.
- 6) Executar todos os ensaios necessários ao controle da construção da obra e interpretá-los devidamente.

Os agentes da Fiscalização do DNOCS terão poderes suficientes para impedir ou mandar suspender os trabalhos desde que eles não estejam sendo realizados de acordo com esta Especificação. A Empreiteira poderá contestar por escrito, se assim o entender, do impedimento ou suspensão dos trabalhos mas, até que o assunto seja resolvido pelo delegado mais categorizado do DNOCS junto das obras a Empreiteira acatará a decisão da Fiscalização. Em qualquer caso a contestação não poderá ser utilizada como motivo para justificativa de atrasos ou para qualquer outra reivindicação.

Qualquer omissão ou falta por parte da Fiscalização em reprovar ou rejeitar qualquer trabalho ou material que não satisfaça às condições das Especificações, não implicará na sua aceitação, devendo o Empreiteiro remover, à sua custa, e a qualquer momento, qualquer trabalho ou material condenado pela Fiscalização, por estar em desacordo com as especificações, e reconstruir ou substituir o mesmo sem direito a qualquer pagamento extra.

#### 8.1.4 - Implantação das Obras

O Empreiteiro não dará início a qualquer serviço sem que sua implantação tenha sido verificada pela Fiscalização mas tal verificação não exime o Empreiteiro da responsabilidade da exata execução dos trabalhos.

As atividades e prazos executados são os previstos no projeto e nas presentes especificações.

O Empreiteiro poderá propor alteração no programa de construção, e nos prazos parciais do cronograma. Tais alterações só poderão ser levadas a efeito quando aprovadas pela

Fiscalização. A aprovação por parte da Fiscalização, entretanto, não exime o Empreiteiro da responsabilidade por atrasos nos prazos finais ou em prazos parciais não alterados nem lhe dá direito a qualquer outra reivindicação. Também a falta de aprovação da alteração proposta não servirá ao Empreiteiro como justificativa de atrasos nos prazos ou a outra qualquer reivindicação. Não serão consideradas como justificativas para atrasos nos prazos:

- 1) As chuvas ou a seca e suas consequências, ainda que com incidência maior que o normal.
- 2) Discrepâncias entre as umidades dos solos nos empréstimos encontrados por ocasião de seu aproveitamento e as determinadas quando da execução das sondagens.
- 3) Discrepância entre as quantidades previstas em projeto e as realmente encontradas.
- 4) Quaisquer outras ocorrências, salvo as que, a critério do DNOCS, sejam de força maior ou de responsabilidade do DNOCS.

#### 8.1.5 - Canteiro de Obras e Serviços Preliminares

Logo após o recebimento da "Ordem de Serviço" a FISCALIZAÇÃO liberará as áreas destinadas do Canteiro de Obras, em seu estado natural, devendo proceder a limpeza destocamento e queima de resíduos.

O EMPREITEIRO de acordo com as suas necessidades, procederá a elaboração do projeto, no qual deverá estar incluída uma residência de alvenaria de 100m<sup>2</sup> para a fiscalização do DNOCS, que será submetido a aprovação da FISCALIZAÇÃO. Posteriormente a aprovação serão iniciados os trabalhos de construção do Canteiro propriamente dito, seguida da mobilização de todo equipamento, materiais, ferramentas e mão-de-obra necessários a execução das obras.

O EMPREITEIRO, ao término das obras deverá efetuar sua desmobilização de modo completo, deixando as áreas que lhe foram confiadas, limpas, regularizadas e em bom estado.

## 8.2 - Especificações Técnicas para Construção das Obras de Terra

A presente especificação tem por objetivo o estabelecimento das Condições Técnicas Básicas que, juntamente com os Desenhos de Projeto e Instruções Complementares de Campo da Projetista e da Fiscalização, deverão ser obedecidas durante a construção das Obras.

### 8.2.2 - Desmatamento e Limpeza

#### 8.2.2.1 - Generalidades

Estas especificações abrangem o fornecimento de toda a mão-de-obra, equipamento e materiais necessários para executar as operações de desmatar, destocar e limpar as áreas mencionadas no ítem seguinte, removendo e despejando, como adiante se especifica, todos os objetos que, por sua natureza, impeçam ou prejudiquem a juízo da Fiscalização, o desempenho normal das tarefas de construção.

#### 8.2.2.2 - Trabalhos a Executar

As áreas de construção, as áreas dos bancos de empréstimo e faixa de estrada de serviço, a juízo da Fiscalização, deverão ser desmatadas e limpas.

O desmatamento consistirá no corte, desenraizamento e/ou remoção de todas as árvores, arbustos, bem como troncos e quaisquer outros resíduos vegetais que seja preciso retirar para poder efetuar corretamente a raspagem, e a construção das obras objeto do contrato. A limpeza consistirá na remoção dos materiais produzidos pelo desmatamento assim como dos postes, pedra, arames e qualquer outro objeto que se encontre nas áreas desmatadas e que impeça o desenvolvimento normal das tarefas de construção e ponham em perigo a estabilidade das obras ou o trânsito sobre elas.

Consideram-se também como parte das operações descritas a demolição de edificações menores localizadas dentro das áreas desmatadas e a retirada e o bota-fora dos materiais.

#### 8.2.2.3 - Construção

As operações de desmatamento e limpeza poderão ser efetuadas, indistintamente, a mão ou mediante o emprego de equipamentos mecânicos, todavia, estas operações deverão efetuar-se, invariavelmente, antes dos trabalhos de construção, com a necessária antecedência para não retardar o desenvolvimento normal destes.

As áreas que devem ser desmatadas e limpas serão delimitadas pelo EMPREITEIRO, de acordo com os desenhos do Projeto e/ou a critério da FISCALIZAÇÃO.

Nas áreas em que, após a limpeza e/ou a escavação, se note que a operação de desenraizamento produziu excesso de escavação, será indispensável para a aprovação da mencionada operação, que o EMPREITEIRO reaterre os vazios de tal modo que a densidade do reaterro resulte aproximadamente igual a do terreno natural adjacente.

#### 8.2.2.4 - Bota-fora de Materiais

Todos os materiais provenientes do desmatamento e limpeza das áreas deverão ser colocados fora delas; se isto não for possível, o EMPREITEIRO os levará a locais escolhidos pela FISCALIZAÇÃO de maneira tal que não interfiram nos trabalhos de construção a serem executados posteriormente.

Das operações de desmatamento e limpeza das áreas, as partes das árvores e arbustos aproveitáveis que se resultem deverão ser colocados nos locais indicados pela FISCALIZAÇÃO e serão propriedade do CONTRATANTE; O EMPREITEIRO não poderá utilizar tais materiais sem prévio consentimento da FISCALIZAÇÃO.

Outras partes das árvores, arbustos e demais materiais combustíveis deverão ser, a critério da FISCALIZAÇÃO em

pilhados nas áreas aprovadas, e serão queimados oportunamente, tomadas as precauções necessárias para evitar a propagação do fogo às vizinhanças.

Os danos e prejuízos à propriedade alheia, produzidos por operações inadequadas na execução do desmatamento e limpeza, ou por errado bota-fora dos materiais, serão de responsabilidade do EMPREITEIRO.

### 8.2.3 - Escavações

#### 8.2.3.1 - Generalidades

As presentes especificações técnicas tem como objetivo básico apresentar critérios e fixar parâmetros para a execução das escavações para estruturas, canais, áreas de empréstimos, ou qualquer tipo de escavação para obras definitivas ou provisórias.

As escavações serão efetuadas segundo indicação dos desenhos, tomando-se todas as precauções para manutenção dos terrenos abaixo e acima dos perfis, nas melhores e mais estáveis condições possíveis.

Ao término dos trabalhos, as superfícies escavadas das áreas expostas à vista deverão apresentar uma boa aparência, com taludes estáveis e convenientemente drenados, de modo a evitar os efeitos de erosão.

#### 8.2.3.2 - Classificação

De acordo com a natureza, as escavações serão divididas nas seguintes classes:

- a) Escavação em rochas (material de 3a. categoria)- As escavações de trechos contendo rocha sã, fraturada e decomposta ou simplesmente matações isolados, serão executados inicialmente a frio, isto é, utilizando-se marteletes, rompedores, perfuratrizes ou outros equipamentos adequados.



Nos desmontes de pedra com volume superior a um metro cúbico serão utilizados explosivos, devendo o EMPREITEIRO tomar rigorosas medidas de proteção tanto no armazenamento dos mesmos como na execução dos serviços, para evitar danos a pessoas e propriedades vizinhas.

- b) Escavações em terra (materiais de 1a. e 2a. categorias) - As escavações em terra serão aquelas executadas em solos lateríticos, materiais soltos e fragmentos de rochas com volume inferior a um metro cúbico, que serão escavados à mão ou mecanicamente. Deverão ser tomadas medidas de segurança, para evitar desmoronamento e escorregamento de taludes.
- c) Escavações em presença de água - Nas escavações em presença de água faz-se necessário tomar medidas especiais, tais como: esgotamento da água e proteção de superfícies e taludes, retirada do material e acabamento adequado das superfícies expostas. Além disso, deverão ser tomadas providências para a construção de escoramentos sólidos, de modo a evitar desmoronamento para o interior das escavações, assim como eventuais danos a construção ou quaisquer benfeitorias existentes.

#### 8.2.3.3 - Escavação do Canal Sangradouro

As escavações do canal de sangria deverão ser criteriosamente executadas, obedecendo os taludes, "grades" e limites de escavações indicados nos desenhos de Projeto, ao longo de traçado, cuja locação foi efetuada pela topografia.

De acordo com a classificação objeto do item anterior, a escavação do sangradouro será do tipo "Escavação em material de 1a. e 2a. categorias" sem presença de água e "Escavação em material de 3a. categoria".

Os materiais de escavação que serão utilizados no maciço serão depositados em local próprio ou no local do aterro em camadas pronto para cada compactação. Os materiais que não tiverem sua utilização aprovada para execução dos aterros, serão transportados para a área de bota-fora mais próxima.

#### 8.2.3.4 - Escavação e Preparo das Fundações

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

Essas profundidades foram fixadas com base na interpretação dos resultados das investigações de subsuperfície, que poderão ser alteradas durante a construção, objetivando que sejam alcançadas as condições previstas nas especificações.

Os limites das escavações poderão ser alteradas pela Projetista e Fiscalização em função das condições locais, caso a rocha e/ou outros materiais, apresentam características diferentes dos previstos na consideração do projeto e nos desenhos.

##### 8.2.3.4.1 - Fundações das Ombreiras

As escavações deverão compreender a remoção dos solos húmidos, bem como os matacões soltos ou parcialmente enterrados, areias e siltes inconsolidados e camadas de solos compressíveis. O material removido deverá ser depositado em bota-foras ou depósitos, como determinado pela Fiscalização.

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

Na região central do maciço, deverá ser assegurada uma perfeita ligação entre a fundação e o aterro, sem planos

preferenciais de percolação, através da abertura de uma trincheira de vedação ("cut-off"), até atingir rocha sã ou a rocha alterada, desde que esta última tenha indicado baixa permeabilidade nos ensaios Le Frank realizados na época da implantação das obras.

No trecho de contato do solo da trincheira com a rocha, a mesma deverá ser limpa com jato de ar e/ou água.

As reentrâncias e/ou saliências da superfície da rocha de fundação deverão ser aparadas, ou então, o espaço sob as mesmas, preenchido com concreto ou argamassa, de modo que nenhuma superfície de fundação tenha uma declividade maior do que 0,75 horizontal para 1,00 vertical. Mediante aprovação da Fiscalização, os recessos poderão ser enchidos com concreto dental. Se, num plano próximo da vertical, forem encontradas falhas ou camadas de material decomposto ou de qualquer forma inaceitável como fundação, estas deverão ser escavadas a uma profundidade, pelo menos, um (01) metro e reenchidas com concreto dental, ou como determinar a Fiscalização. Em nenhum caso essa escavação deverá se estender a uma profundidade superior ao dobro da largura da falha ou camada escavada.

Após o tratamento localizado das irregularidades da rocha de fundação, toda a superfície que ficará em contato com o solo da trincheira deverá ser recoberta por uma camada de concreto de regularização com uma espessura de 5 a 7cm, e em tempo hábil, para que se verifique a pega antes da rega e lançamento da primeira camada do aterro.

#### 8.2.3.4.2 - Fundação do leito do rio

A escavação na região do depósito aluvionar areno so do leito principal do rio, compreenderá apenas a escavação de uma trincheira de vedação para permitir uma perfeita ligação do aterro com a rocha de fundação, sendo que o restante será apenas regularizado e retirado qualquer material compressível que possa ocorrer na área.

De acordo com a classificação do item 8.2.3.2 a escavação no leito do rio será do tipo "escavação em terra" e "escavação em presença d'água".

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

#### 8.2.3.4.3 - Trincheira de vedação

A escavação da trincheira de vedação poderá exigir o rebaixamento do lençol freático até a base das mesmas, para possibilitar a execução do maciço compactado, conforme detalha do nos desenhos de projeto.

#### 8.2.3.4.4 - Desmoronamento

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

#### 8.2.3.4.5 - Utilização e rejeição do material escavado

Todo material que foi retirado das escavações com possibilidades de aproveitamento, deverá ser usado na construção da barragem. O material deverá ser separado por cargas de caminhão durante as operações de escavação, e será lançado nos locais definitivos sem estocagem intermediária, a não ser quando expressamente determinado pela Fiscalização. O material não aproveitável deverá ser depositado em bota-foras que serão formados em áreas aprovadas pela Fiscalização. Esses bota-foras deverão, uma vez completados, ser estáveis e apresentar taludes uniformes e regulares.

Todos os materiais oriundos das escavações que se destinam ao maciço da barragem, deverão ter seu aproveitamento direto das escavações para o maciço, necessitando portanto de uma programação conjunta dos trabalhos de escavação e construção do maciço.

#### 8.2.4 - Execução do maciço de terra e enrocamento

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

O maciço da barragem será construído de acordo com os desenhos de projeto, a presente especificação, instruções complementares de campo emitida pela Projetista e orientação da Fiscalização.

##### 8.2.4.1 - Materiais para o maciço

Na construção do maciço da barragem serão empregados os materiais argilosos (CL), areno-argilosos (SC) e siltosos (SM) das jazidas, os materiais arenosos aluvionares do leito do Riacho Puiú e os materiais rochosos obtidos a partir da pedreira próxima e/ou da escavação do sangradouro.

##### 8.2.4.1.1 - Solos argilosos, areno-argilosos e siltosos

Para a construção do corpo do maciço está previsto a utilização do solo residual argiloso (Classificado como CL pelo USBR) e fração mais arenosa da jazida (Solo SC), como também um material siltoso (SM) que ficará numa zona confinada do maciço.

As características geotécnicas destas áreas, suas localizações e seus volumes disponíveis, são apresentados nos desenhos de projeto.

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

##### 8.2.4.1.2 - Transição Fina (areia)

Para a construção do dreno chaminé situado no eixo e do tapete drenante sob a porção jusante do barramento, será utilizado a areia existente à montante e à jusante do eixo, no leito principal do Riacho Puiú, resguardada numa distância mínima de 100m para cada lado do eixo.

#### 8.2.4.1.3 - Transições

Para a construção das zonas de transições, está previsto a utilização de material pétreo britado com granulometria aprovada pela Fiscalização.

#### 8.2.4.2 - Construção do Maciço

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

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

##### 8.2.4.2.1 - Lançamento e espalhamento

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

O trajeto do equipamento de transporte do material, quando passar sobre o maciço, deverá ser mudado frequentemente, a fim de evitar um excesso prejudicial de compactação.

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

Deve ser prevista a drenagem natural do maciço impermeável, a fim de evitar que as águas da chuva elevem a umidade além dos limites prescritos.

Quando esta drenagem for insuficiente, os trabalhos serão interrompidos a fim de permitir a evaporação. Quando

do uma forte chuva for prevista, deverá ser passado, sobre o maciço, um rolo liso de pneus, a fim de aumentar a estanqueida de superficial. A superfície do aterro será inclinada para mon tante de 4%, ou menos, quando o trabalho estiver sujeito a in terrupções em virtude de chuvas fortes. Serão necessários cui dados especiais a fim de que seja assegurado um espalhamento uniforme entre as diversas camadas lançadas. Uma vez disposto, os solos em camadas uniformes, a umidade deverá ser medida e corrigida.

8.2.4.2.2 - Espessuras das camadas, número de passagem do rolo, umidade e grau de compactação.

A espessura máxima das camadas, bem como o número de passadas do equipamento de compactação, no maciço impermeável, será determinada, conforme os equipamentos a serem empregados em função dos resultados obtidos no início dos trabalhos.

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

O controle efetivo deverá ser realizado pelo Execu tante por meio de nivelamentos de vários pontos da praça, a ca da dez camadas sucessivas.

O número de passadas, para os diversos equipamen tos, é definido no item 8.4.2.2.4 desta especificação.

O teor de umidade situar-se-á ao redor da ótima do Proctor Normal, com uma faixa de tolerância de 1,5% abaixo até 1,0% acima da ótima. Os materiais que se encontrarem na barra gem com umidade fora destes limites, serão submetidos a rega ou secamento antes da compactação.

O grau de compactação deverá ser no mínimo de 95%, ficando a média em torno de 98%, quando não atingido o valor mínimo a camada deverá ser recompactada. O número de camadas rejeitadas, retrabalhadas e recompactadas não deverá exceder a 5%, considerando o intervalo de 30 ensaios de controle.

#### 8.2.4.2.3 - Ligação entre as camadas

Para assegurar uma boa ligação entre as camadas do maciço é necessário que os materiais em contacto estejam nas mesmas condições de umidade, e que seja escarificada a superfície da camada compactada antes da coloração de nova camada. As rugosidades deixadas pelos rolos de compactação que penetra uns 3cm na camada compactada são suficientes. Entretanto, grande parte dessas rugosidades são, muitas vezes, suprimidas pelas passagens dos equipamentos de transporte, devendo, então, as trilhas deixadas por estes equipamentos serem revolvidas por uma grade de disco até uma profundidade de três a oito centímetros ou escarificadas.

#### 8.2.4.2.4 - Equipamento de Compactação

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

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

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

Como sugestão inicial recomenda-se 10 passadas com o rolo pé-de-carneiro, e 8 passadas para os rolos vibratórios.

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

A velocidade de deslocamento do rolo compactador não deve exceder a 5Km/h para o rolo pé-de-carneiro e 15 a 20 Km/h para os rolos de impacto.

#### 8.2.4.2.5 - Correção do teor de umidade



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

A critério da Fiscalização, sempre que for mais econômico deve-se corrigir o teor de umidade desejado no próprio empréstimo irrigando a superfície, quando o material não absorver água rápida e uniformemente será prático molhar a face do terreno à medida que se for fazendo a escavação.

Neste caso a correção da umidade no local da construção se limitará as perdas por evaporação.

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

Os valores das umidades ótimas, densidades secas máximas e características granulométricas são apresentados no Tomo III - Resultados dos Estudos Geotécnicos.

#### 8.2.4.2.6 - Material de Filtro

As zonas de filtro deverão ter o coeficiente de permeabilidade bastante mais alto do que o do maciço impermeável da barragem, a fim de que a linha freática sofra uma queda apreciável ao passar da zona impermeável para a zona permeável.

A compactação desse material será realizada em camadas não superiores a 50cm, com saturação completa e com emprego de equipamentos vibratórios.

Especificamente o material de filtro deverá ser composto por areias bem lavadas com granulometria contínua. A compactidade relativa mínima a obter em ensaios de controle para este tipo de material será de 65%.

As características granulométricas do material são apresentados no Tomo III - Resultados dos Estudos Geotécnicos, mas deverão ser sistematicamente aferidas durante a construção.

#### 8.2.4.2.7 - Zona de Transição

A zona de transição deverá ser composta por uma faixa granulométrica previamente definida, e constituída de fragmentos de rocha sem alteração com elevada resistência a abrasão e a decomposição química, e/ou seixo isento de impurezas (lavado).

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

Especificamente o material de transição deverá ser composto por materiais britados ou seixo sem britagem, isentos de material pulverulento com granulometria contínua.

Tanto o material britado como o seixo devem apresentar uma granulometria tal que o mesmo funcione como dreno e filtro dos materiais vizinhos. Essa distribuição granulométrica deverá ser aprovada pela Fiscalização.

#### 8.2.4.2.8 - Proteção de Montante

Para a execução da proteção de montante("rip-rap") deverá ser utilizado material de alta resistência a abrasão e a decomposição, proveniente da escavação dos afloramentos da pedreira, sob a forma de "Bica-corrída". Esse material deverá possuir granulometria contínua, que assegure a livre drenagem, não possuindo material fino além do necessário para preenchimento dos vazios maiores.

O lançamento deste material será sempre efetuado sobre o talude ou nas bordas da camada que está sendo lançada.

O diâmetro médio e máximo das pedras está especificado no Projeto.

#### 8.2.4.2.9 - Dreno de Pé

Para o dreno de pé a jusante da barragem será utilizado o material proveniente da escavação, em rocha sã e resistente, da pedreira e eventualmente do sangradouro.

#### 8.2.5 - Controle Tecnológico

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

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

- . Para o maciço terroso o controle tecnológico será realizado através de ensaio Hilf-Proctor, com uma frequência de ensaio a cada  $300m^3$  de aterro compactado, ou no mínimo 2 ensaios por camada. Estes dados deverão ser tratados estatisticamente a cada 30 ensaios, onde será analisado o comportamento do grau de compactação e do desvio de umidade;
- . Para o material do filtro o controle será realizado através da determinação da compacidade relativa;
- . Para os materiais de transição, proteção de talude montante e dreno de pé o controle será realizado através dos métodos construtivos e do número de passadas do equipamento de compactação. O controle táctil visual, a ser executado pela Fiscalização visando a liberação das camadas compactadas, deverá sempre atentar para:
- . O controle da homogeneização e o acerto da umidade da camada a ser compactada aceitando como ine

xorável um certo gradiente de umidade entre topo e base de camadas eventualmente regadas.

- . A deformação sofrida pela camada durante a passagem do equipamento de compactação, visando detectar entumescimento excessivo, desenvolvimento de trincamentos, ou outras anomalias de compactação.
- . O número de passadas e a cobertura adequada da faixa compactada pelo equipamento de compactação.
- . A observação sistemática da homogeneidade do aterro, da ligação entre camadas e do envolvimento dos cascalhos por finos compactados, por meio de poços com aproximadamente 1,0m de profundidade.

A análise dos resultados obtidos fornecerá subsídios para eventuais determinações de novas rotinas de trabalho em substituição a presente especificação.

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

### 8.3 - Especificações Técnicas para Execução das Obras de Concreto.

#### 8.3.1 - Objetivos

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

#### 8.3.2 - Escavação e preparo das fundações

As escavações das áreas das fundações das estruturas de concreto, deverão seguir as indicações das linhas, de

clividades e taludes mostrados nos desenhos de projeto ou indicado pela Fiscalização.

Na escavação a fogo que se fizer necessária será de total responsabilidade do Executante o correto manuseio dos explosivos e a execução dos trabalhos de escavação.

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

Após as escavações dos limites e nas cotas dos desenhos de projeto, ou a indicada pela Fiscalização, as superfícies devem ser limpas com jato de ar, para a remoção da poeira da lama, dos fragmentos de rocha, etc, para a Fiscalização examinar se são aceitáveis como fundações para as estruturas permanentes.

Caso a fundação nos níveis indicados no desenhos de projeto não seja considerada satisfatória pela Fiscalização, a Executante deverá aprofundar as escavações até novos níveis e limpar a superfície para inspeção. Este procedimento deverá ser repetido até que seja atingida uma fundação satisfatória.

A superfície final da fundação deverá ser regularizada com o preenchimento das irregularidades por concreto, e o mesmo deverá ter características semelhantes ao do concreto da estrutura que aí será assentada.

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

### 8.3.3 - Liberação da Fundação

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

8.3.4 - Especificação para preparo e execução de concreto simples e armado

8.3.4.1 - Normas para concretagem

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

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

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

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

Serão utilizados na obra três tipos de concreto:

. Concreto tipo A para as estruturas de concreto armado da tomada d'água.

Este concreto terá um teor de cimento mínimo de  $300\text{Kg}/\text{m}^3$  e fator água-cimento não superior a 0,60, de modo a satisfazer a resistência à rutura de  $150\text{Kg}/\text{cm}^2$ . A resistência à rutura dos corpos de prova aos 28 dias, será função do tipo de controle utilizado durante a concretagem;

. Concreto tipo B para as camadas de regularização do terreno. Este concreto terá um teor de cimento de  $160\text{Kg}/\text{m}^3$  e fator água-cimento em torno de 0,80;

. Concreto tipo C. Concreto massa para o cordão de fixação de modo a satisfazer a resistência à rutura de  $120\text{Kg}/\text{cm}^2$  e a esse concreto poderá ser acrescido até 12% de pedra de mão.

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

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

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

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

#### 8.3.4.2 - Ensaio Tecnológicos

Deverá ser feita uma série de 3 corpos de prova para cada  $50\text{m}^3$  de concreto tipo A e de 1 corpo de prova para cada  $15\text{m}^3$  de concreto tipo C. Os corpos de prova serão confeccionados e terão sua cura de acordo com o MB-2 e MB-3 da ABNT e segundo as normas a seguir.

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

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

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

Se a média da resistência à compressão de um número de 30 corpos de prova, determinada em laboratório, for inferior ao número admissível fixado para a resistência a 28 dias de determinada classe de concreto, a Fiscalização poderá exi

gir uma variação na proporção dos materiais, do concreto a ser usado na parte restante da estrutura. Poderá também ser exigido o emprego de aditivos ou variações nas condições de temperatura, umidade ou cura do concreto. Poderá ser exigida em certos casos a demolição de certas partes da estrutura onde for constatada resistência média a compressão inferior à mínima estabelecida.

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

- . Concreto Tipo A            R = 150Kg/cm<sup>2</sup>
- . Concreto Tipo C            R = 120Kg/cm<sup>2</sup>

#### 8.3.4.3 - Cimento Portland

O cimento Portland, conforme as normas da ABNT/EB-1, será adotado para toda a estrutura de concreto.

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

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

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

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

#### 8.3.4.4 - Água

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



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

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

#### 8.3.4.5 - Preparo do Concreto

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

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

As betoneiras poderão descarregar diretamente no recipiente de transporte.

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

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

#### 8.3.4.6 - Vibração

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

superfície, momento em que deverá ser retirado e mudado de posição.

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

Não deverão ser utilizados vibradores de superfície e ou de formas.

#### 8.3.4.7 - Cura do Concreto

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

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

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

#### 8.3.4.8 - Formas

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

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

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

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

#### 8.3.4.9 - Armadura

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

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

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

#### 8.3.4.10 - Transporte

Os métodos e equipamentos para o transporte bem como o tempo decorrido nessa operação devem ser de tal forma, que não provoquem a segregação dos agregados nem que ocorra perda no "slump" em valor superior a 2,5cm.

#### 8.3.4.11 - Lançamento

Nenhuma concretagem poderá ser realizada sem a presença da Fiscalização.

As superfícies de rocha ou de concreto endurecido devem ser previamente limpas e umedecidas. O lançamento do concreto será procedido de um recobrimento preliminar dessas superfícies por uma camada de argamassa cuja espessura será, aproximadamente, de 6 a 10mm. A argamassa deverá ter a mesma composição de argamassa deste concreto. Este concreto deverá ser lançado quando esta argamassa ainda estiver plástica.

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

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

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

A altura de queda livre de um concreto lançado deverá ser inferior a 1,5 metro, procurando-se sempre obter condições para que seja a menor possível. Para isso devem ser utilizadas caçambas, guias ou calhas que dirijam o concreto para o local em que ficarão na forma, no local definitivo.

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

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

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

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

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

O concreto utilizável deve apresentar uma redução de altura, da ordem de 6cm, no teste de "slump". Qualquer concreto que tenha atingido "pega" deve ser rejeitado.

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

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

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

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

- . A menor redução de altura do teste de "slump"
- . O diâmetro máximo prático do agregado graúdo
- . A menor porcentagem de areia compatível com uma boa trabalhabilidade de concreto.

#### 8.3.4.12 - Juntas de Concretagem

Todas as superfícies de reinício de concretagem serão consideradas como "juntas de concretagem" e deverão ser tratadas conforme descrito a seguir.

Quando da interrupção de uma concretagem, por razões de planejamento deficiente ou por causas acidentais, o EMPREITEIRO executará o adensamento imediato das extremidades dos lances que estão sendo concretados, obtendo uma rampa de inclinação suave e procederá a lavagem das superfícies com jato de ar comprimido e água, tão logo o concreto tenha consistência suficiente para receber os esforços resultantes da lavagem (4 a 6 horas após o final da concretagem) e, antes do início do endurecimento do concreto.

A lavagem deverá remover toda a nata da superfície da concretagem concluída, de modo a deixar aparente o agregado graúdo, proporcionando as melhores condições de aderência possíveis, com a camada seguinte.

Caso a lavagem superficial com água e ar comprimido, não resulte satisfatória, a critério exclusivo da FISCALIZAÇÃO, poderá ser exigido o apicoamento, até que seja obtida a rugosidade requerida.

Sempre que não indicadas no projeto, as juntas de concretagem deverão ser locadas pelo EMPREITEIRO e aprovadas pela FISCALIZAÇÃO, de maneira a reduzir ao mínimo o enfraquecimento da estrutura. Em caso contrário deverão ser rigorosamente obedecidas as juntas indicadas no projeto.

#### 8.4 - Juntas de Dilatação

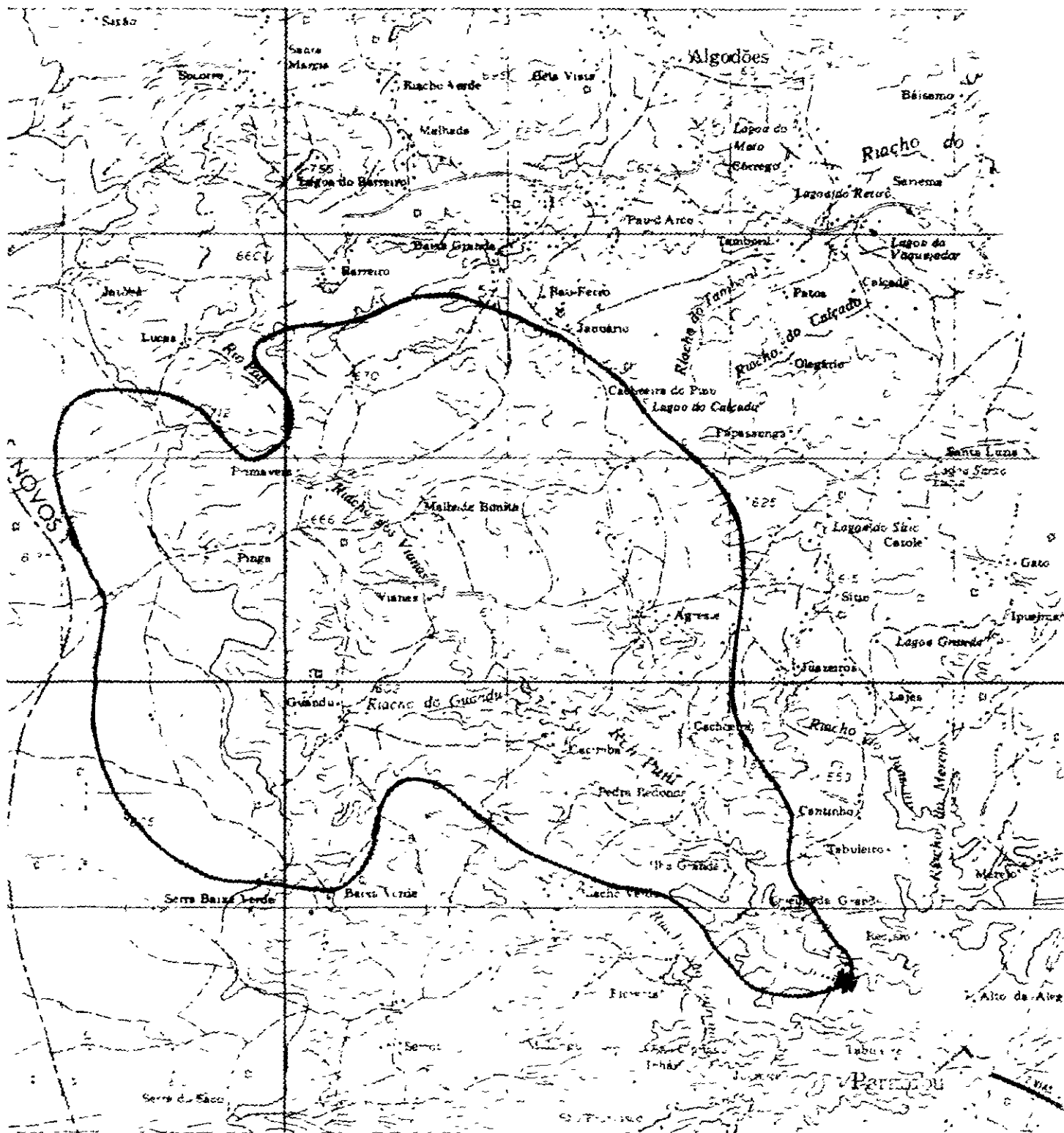
Foram indicados no projeto juntas na galeria da tomada d'água e uma junta de dilatação vertical no cordão de fixação, que deverá ser construída de modo a permitir absoluta liberdade de movimento entre os blocos.

Para minimizar o carregamento de finos pela junta de dilatação foi previsto o emprego de juntas tipo "Fugenband" em toda a extensão da mesma.

A localização das juntas encontra-se detalhado no projeto.

9 - MEMÓRIA DE CÁLCULO

000119



BACIA HIDROGRÁFICA DO AÇUDE PARAMBU

ÁREA = 104,00 Km<sup>2</sup>

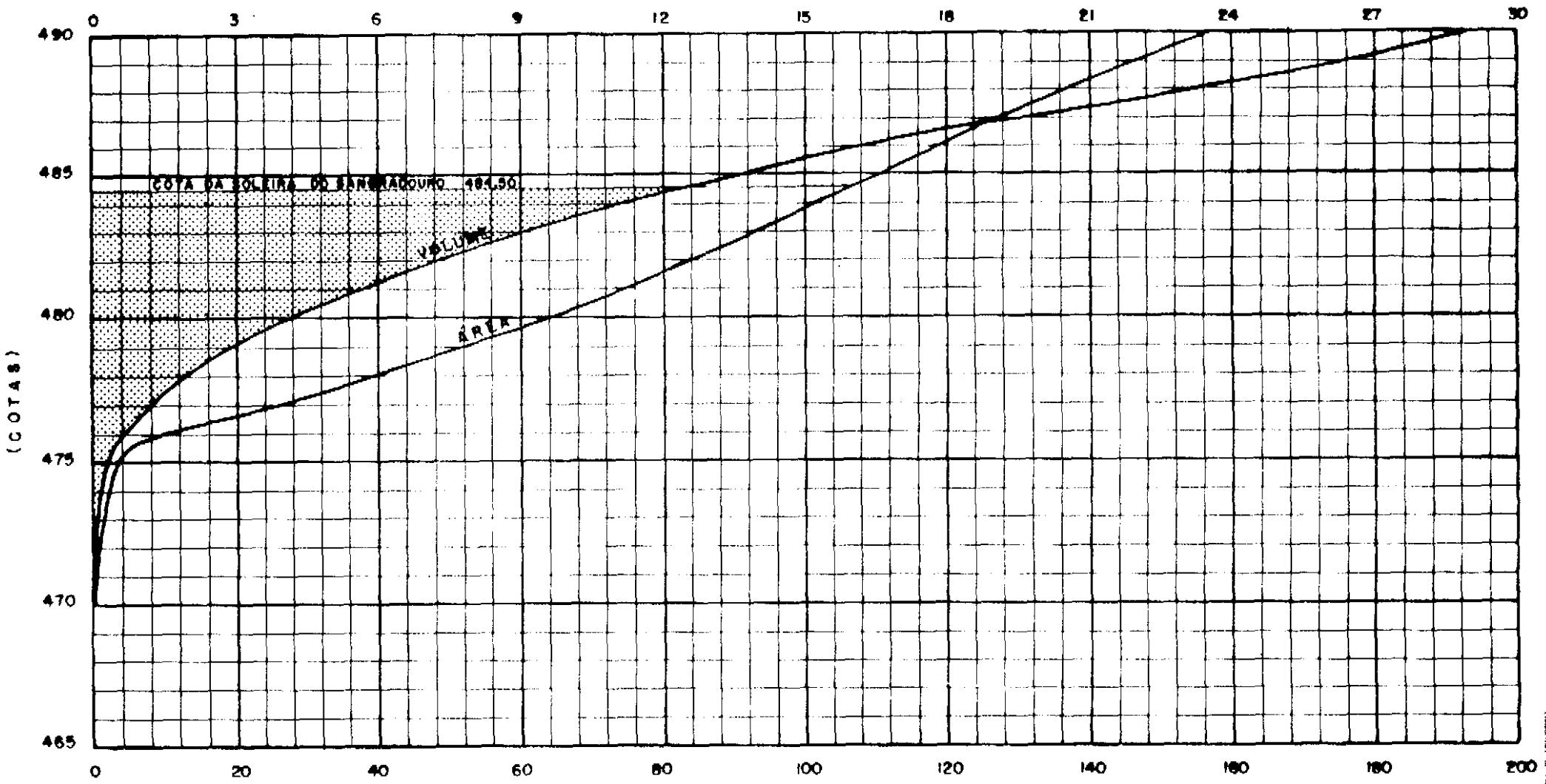


AÇUDE PARAMBUQUADRO  
COTA/ÁREA/VOLUME

COTA	ÁREA (m <sup>2</sup> )	VOLUME (m <sup>3</sup> )	
470,00	17.000	42.500	
475,00	51.750	214.375	
480,00	964.250	2.754.375	
482,00	1.247.750	4.966.375	
484,00	1.524.000	7.738.125	
484,50	1.590.000	8.533.125	(SANGRADOURO)
485,00	1.656.000	9.328.125	
490,00	2.360.500	19.369.375	

# AGUDE PARAMBU — DIAGRAMA : COTA X ÁREA X VOLUME

ÁREA ( $\times 10^6 \text{ m}^2$ )



000122

VOLUME ( $\times 10^6 \text{ m}^3$ )

000122

MEMÓRIA DE CÁLCULO

## 1) CAPACIDADE DO RESERVATÓRIO:

A capacidade da Barragem Parambu foi definida em  $8,5 \times 10^6 \text{ m}^3$ , sendo assim, de acordo com o diagrama cota - área volume, a cota da soleira do sangradouro fica fixada em 484,50. (Ver Estudos Hidroclimatológicos)

## 2) CHEIA MÁXIMA DE PROJETO:

Segundo os Estudos Hidroclimatológicos a cheia máxima para um período de retorno de 1.000 anos foi estimada em  $239,5 \text{ m}^3/\text{s}$ .

## 3) LARGURA DO SANGRADOURO:

Foi calculada para o reservatório Parambu uma redução da onda de cheia em torno de 49,5%, assim sendo, a vazão máxima de projeto passa a ser então de  $120,86 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Fixando a altura da lâmina máxima em 1,30m temos:

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

Onde: L = Largura do sangradouro, m  
 Q = Vazão máxima de projeto,  $\text{m}^3/\text{s}$   
 C = 1,77 (sangradouro tipo corte)  
 H = Lâmina máxima, m

$$L = 46,07\text{m}$$

A largura adotada foi de  $L = 50,00\text{m}$

## 4) FOLGA DO BARRAMENTO:

O fetch do reservatório é igual a 3,5Km e a fórmula utilizada para o cálculo da folga é a seguinte:

$$f = 1,02 + 0,0232F - 0,0326\sqrt[4]{F^3} + 0,482\sqrt{F} - 0,354\sqrt{F}$$

$$f = 1,02 + 0,0812 - 0,0926 + 0,9017 - 0,4842$$

$$f = 1,426 \Rightarrow \text{a folga adotada foi de } 1,50\text{m}$$

## 5) REVANCHE:

$$R = H + f$$

$$R = 1,30 + 1,50$$

$$R = 2,80\text{m}$$

6) COTA DO COROAMENTO DA BARRAGEM: ( $C_c$ )

$$C_c = C_s + f + H$$

$$C_c = 484,5 + 1,50 + 1,30$$

$$C_c = 487,30$$

## 7) ALTURA MÁXIMA DA BARRAGEM:

$$H_b = C_c - C_t, \text{ onde}$$

$$C_t = \text{cota do talvegue} = 466,50 \text{ (Seção S9 + 5,00)}$$

$$H_b = 487,30 \rightarrow H_b = 20,80\text{m}$$

## 8) LARGURA DO COROAMENTO: (B)

Segundo a fórmula de Preece:

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

$$B = 1,1\sqrt{20,8} + 0,9 = 5,92$$

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

## 9) TALUDES ADOTADOS:

- Talude de Montante:

da cota 487,30 até 477,30 2,5:1

da cota 477,30 até o terreno natural : 3,0:1

- Talude de Jusante: 2:1 com banquetas de 2,0m de largura nas cotas 479,30 e 471,50.

## 10) ESPESSURA DO RIP-RAP:

O U.S. Bureau of Reclamation adota para pequenas barragens com um fetch igual a 3,5Km a espessura do rip-rap de 0,60m.

TOMADA D'ÁGUA

1) DETERMINAÇÃO DA COTA DO PORÃO:

Para a cota 476  $\rightarrow V_p = 722.375m^3 \simeq 8,5\% V_a$

Altura máxima no porão:  $476 - 466,50 = 9,50m$

2) LOCALIZAÇÃO DA TOMADA D'ÁGUA: OMBREIRA DIREITA

3) VAZÃO REGULARIZADA:

De acordo com a curva capacidade de acumulação versus volume anual regularizado com 80% de garantia para o Açude Parambu. (Estudos Hidroclimatológicos-Fig. 3.12) - temos:

Para  $V_a = 8,5 \times 10^6 m^3 \rightarrow V_r = 1,38 \times 10^6 m^3/ano = 0,044m^3/seg =$   
 $= 44 \text{ l/s.}$

A finalidade da barragem é de abastecimento humano, sendo assim, o consumo anual da cidade de Parambu para uma projeção de 20 anos é estimado em  $923.450m^3/ano$ , ou seja, será necessária uma vazão de 30 l/s.

Considerando também a prática eventual de irrigação à jusante da barragem de uma área aproximada de 150 hectares, será requerida uma vazão de 120 l/s.

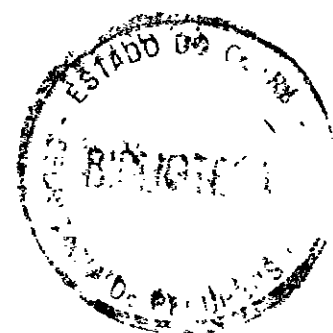
Assim a galeria foi projetada para uma vazão total de 160 l/s.

4) COMPRIMENTO APROXIMADO DA GALERIA:

$$L' = 4(h_o - h_p) + b + 5 = 4(20,8 - 9,5) + 6,0 + 5 = 56,2m$$

5) TUBULAÇÃO:

Aço galvanizado:  $K = 2 \times 10^{-4}$



## 6) VELOCIDADE DA TUBULAÇÃO:

Para  $v = 1\text{m/s}$  temos:

$$\text{Diâmetro: } D = \sqrt{\frac{4Q}{\pi v}} = \sqrt{\frac{4 \times 0,16}{\pi \times 1}} = 0,451$$

$$D = 450\text{mm}$$

## 7) PERDAS DE CARGAS:

7.1) Para  $t = 24^{\circ}\text{C}$

$$v = 0,917 \times 10^{-6} \text{m}^2/\text{s} \text{ (viscosidade cinemática da água)}$$

7.2) Cálculo do nº de Reynolds:

$$R = \frac{UD}{v} \quad U = v = 1\text{m/s}$$

$$R = \frac{0,45 \times U}{0,917 \times 10^{-6}} \Rightarrow R = 4,91 \times 10^5$$

7.3) Cálculo de  $\frac{D}{K}$

$$\frac{D}{K} = \frac{0,45}{2 \times 10^{-4}} = 2.250$$

7.4) Para  $D/K = 2.250$  e  $R = 4,91 \times 10^6$

$$f = 0,0175$$

$$7.5) \Delta h_f = f \frac{L'}{D} \cdot \frac{v^2}{2g}$$

$$h_f = 0,0175 \times \frac{56,2}{0,45} \cdot \frac{1^2}{2 \times 9,81} = 0,11\text{m}$$

$$7.6) \Delta h_a = \sum K \frac{v^2}{2g}$$

- comporta aberta: 2,5

- Registro de gaveta aberto: 0,20

$$\Delta h_a = (2,5+0,20) \frac{1^2}{2 \times 9,81} = 0,14\text{m} > 0,05$$

7.7)  $\frac{\Delta h_a}{\Delta h_f} = \frac{0,14}{0,11} = 1,25 > 0,05 \Rightarrow$  considerar as perdas de cargas.

8) COTA DA BOCA DE MONTANTE:

$$C_{bm} = C_p - 4,5D = 476 - 4,5 \times 0,45 \cong 474,00$$

9) COTA DA BOCA DE JUSANTE:

$$C_{bj} = C_{bm} - (\Delta h_a + \Delta h_f + 0,5)$$

$$C_{bj} = 474 - (0,14 + 0,11 + 0,5) \Rightarrow C_{bj} = 473,30$$

10) VALOR EFETIVO DO COMPRIMENTO DA GALERIA:

$$\Rightarrow L = 75,00\text{m}$$

VERIFICAÇÃO

1) CÁLCULO DE:  $R\sqrt{f}$

$$R\sqrt{f} = \sqrt{\frac{2g(\Delta h_a + \Delta h_f)D^3}{L v^2}}$$

$$R\sqrt{f} = \sqrt{\frac{2 \times 9,81(0,11+0,14)0,45^3}{75 \times (0,917 \times 10^{-6})^2}} = 8,418 \times 10^4$$

2) CÁLCULO DE  $\frac{D}{K} = 2.250$

3)  $\left. \begin{array}{l} \text{ÁBACO: } P / R\sqrt{f} = 8,418 \times 10^4 \\ D/K = 2.250 \end{array} \right\} f = 0,0215$

$$4) Q_1 = \frac{\pi D^2}{4} \sqrt{\frac{2g(\Delta h_a + \Delta h_f)D}{fL}} = \frac{\pi 0,45^2}{4} \sqrt{\frac{2 \times 9,81 \times 0,25 \times 0,45}{0,0215 \times 75}} = 0,186 \text{ m}^3/\text{s}$$

5)  $Q_1 > Q \Rightarrow \text{OK!}$

O diâmetro adotado será de 450mm



DIMENSIONAMENTO DO TUBO DE AERAÇÃO DA TOMADA D'ÁGUA:

Roteiro do Air Demand Design Criteria:

1) DETERMINAÇÃO DA ESPESSURA DA VEIA LÍQUIDA CONTRAÍDA, Y:

$$y = D(C_d) \text{ (abertura da comporta)}$$

$$D = \text{altura da abertura da comporta} = 0,60\text{m}$$

$C_d$  = coeficiente de descarga

Pelo gráfico: para uma abertura da comporta de 80%,  $C_d = 0,805$

Assim:  $y = 0,45 \times 0,805 \times 0,8 = 0,29\text{m}$

2) CÁLCULO DA VELOCIDADE DA VEIA LÍQUIDA:

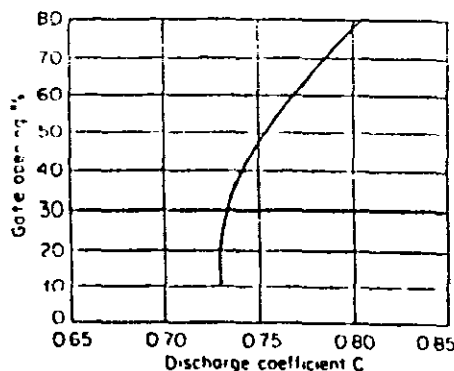
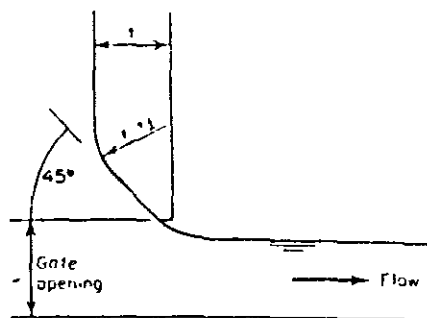
$$v = \sqrt{2 G.H}$$

$$G = 9,81\text{m/s}^2$$

H = carga hidráulica máxima sobre a veia líquida.

Cota do nível d'água máximo: 485,80 = Cm

Cota do eixo da galeria: 474,00 = Cg



Source Hydraulic Design Criteria Waterways  
Experiment Station, Corps of  
Engineers U S Army, Sheet 320-1

Discharge coefficient C

$$H = (C_m - C_g) + \frac{D}{2} - Y$$

$$H = 485,80 - 474,00 + \frac{0,45}{2} - 0,29 = 11,29m$$

Logo:  $V = \sqrt{2 \times 9,81 \times 11,29}$   $V = 14,88m/s$

3) DETERMINAÇÃO DO NÚMERO DE FROUDE:

$$F = \frac{V}{\sqrt{GY}}$$

$$F = \frac{14,88}{\sqrt{9,81 \times 0,29}} = 8,82$$

4) CALCULAR (F-1)

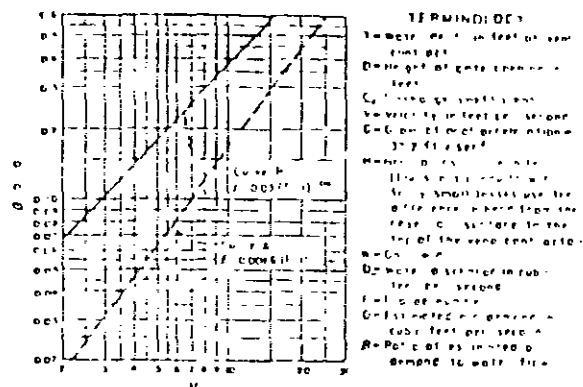
$$F-1 = 8,82-1 = 7,82$$

5) DETERMINAÇÃO DO VALOR DE  $\beta$  NA CURVA B:

$$\beta = 0,28$$

6)  $\beta = \frac{Q_a}{Q_w}$

AIR DEMAND DESIGN CRITERIA



Curve A - See note and Appendix tests. Use where a hydraulic jump forms in the downstream conduit.

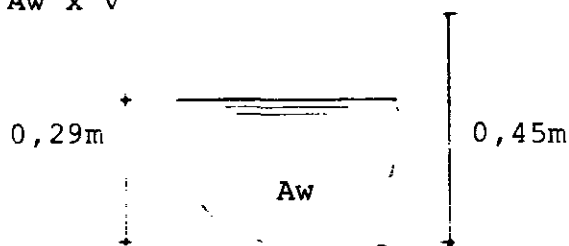
Curve B - US Army Engineers' suggested curve for free surface flow without gate (no jump).

AIR VENT SIZE DETERMINATION PROCEDURE

1. Determine depth of water (ft) at VENT POSITION.
  2. Calculate velocity of water (ft/sec) at VENT POSITION.
  3. Calculate air demand (cfm) at VENT POSITION.
  4. Determine air demand (cfm) at VENT POSITION.
  5. Determine air demand (cfm) at VENT POSITION.
  6. Determine air demand (cfm) at VENT POSITION.
  7. Determine air demand (cfm) at VENT POSITION.
  8. Determine air demand (cfm) at VENT POSITION.
  9. Determine air demand (cfm) at VENT POSITION.
  10. Determine air demand (cfm) at VENT POSITION.
- NOTES**
- Note 1 - See Appendix for details.
- Note 2 - See Appendix for details.
- Note 3 - See Appendix for details.
- Note 4 - See Appendix for details.
- Note 5 - See Appendix for details.
- Note 6 - See Appendix for details.
- Note 7 - See Appendix for details.
- Note 8 - See Appendix for details.
- Note 9 - See Appendix for details.
- Note 10 - See Appendix for details.

7) CÁLCULO DA DESCARGA (m<sup>3</sup>/seg) NA TUBULAÇÃO (ÁGUA):

$$Q_w = A_w \times V$$

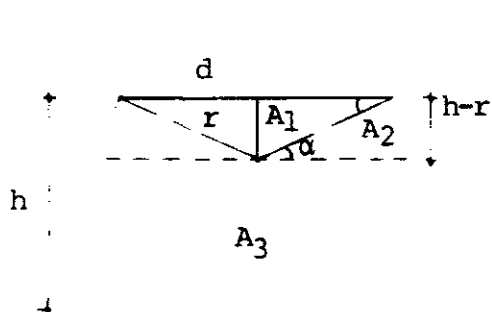


$$Q_w = 0,12 \times 14,88 = 1,79 \text{ m}^3/\text{s}$$

$Q_a$  = descarga de ar na tubulação de aeração (m<sup>3</sup>/s):

$$Q_a = Q_w \cdot \beta$$

$$Q_a = 1,79 \times 0,28 = 0,50 \text{ m}^3/\text{s}$$



$$\begin{aligned} r^2 &= (h-r)^2 + d^2 \\ d^2 &= r^2 - (h^2 - 2hr + r^2) \\ d^2 &= r^2 - h^2 + 2hr - r^2 \\ d^2 &= 2hr - h^2 \\ d &= \sqrt{h(2r-h)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_1 &= \frac{d(h-r)}{2} = \frac{\sqrt{h(2r-h)}(h-r)}{2} = \frac{\sqrt{0,29(2 \times 0,225 - 0,29)}(0,29 - 0,225)}{2} \\ &= 0,01 \end{aligned}$$

$$\text{sen } \alpha = \frac{h-r}{r} = 0,29 \Rightarrow \alpha = 16,79^\circ$$

$$\left. \begin{array}{l} \pi r^2 - 360^\circ \\ A_2 - \alpha \end{array} \right\} \Rightarrow A_2 = \frac{\pi r^2 \times 16,79^\circ}{360^\circ} = 0,01 \text{ m}^2$$

$$A_t = A_3 + 2(A_1 + A_2) \quad A_3 = \frac{\pi r^2}{2} = 0,08 \text{ m}^2$$

$$A_t = 0,08 + 2(0,01 + 0,01) \quad A_t = 0,12 \text{ m}^2$$

8) DETERMINAÇÃO DO DIÂMETRO DO TUBO DE AERAÇÃO:

ÁREA DE VENTO:

$$A_v = \frac{Q_a}{V_a}$$

$V_a$  = velocidade de ar permitida: de 150ft/s - 300f/s  
usando: 225 ft/sec = 68,58m/s

$$A_v = \frac{0,501}{68,58} = 0,007m^2$$

O diâmetro (D) do tubo será:

$$D = \sqrt{\frac{4Av}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 0,007}{\pi}} = 0,096m$$

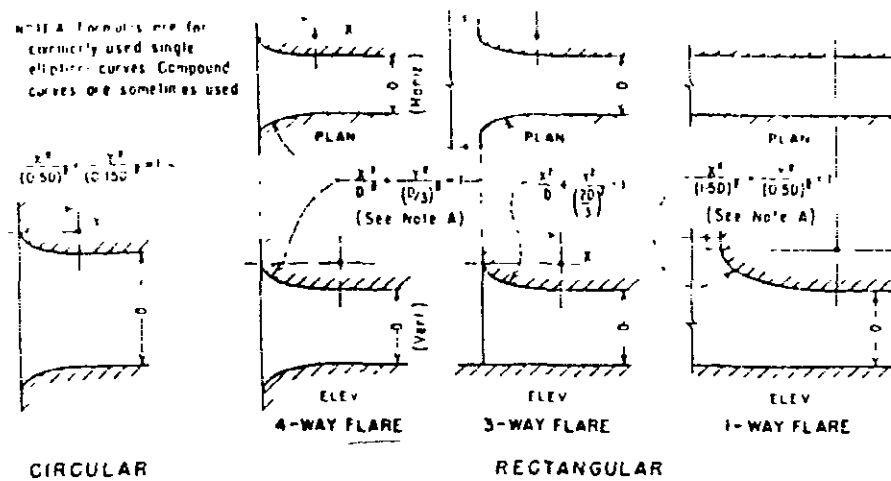
Diâmetro adotado: D = 100mm

CÁLCULO DA CURVA DE ENTRADA DA BOCA DE MONTANTE:

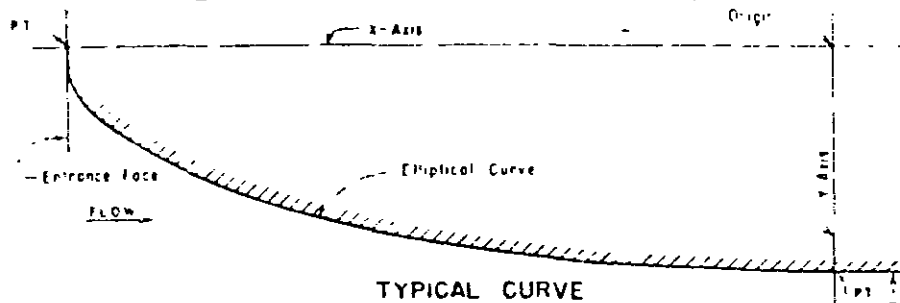
Para minimizar as perdas de carga e evitar zonas onde as pressões de cavitação possam se desenvolver, foi projetada uma transição gradual na entrada da boca de montante do tubo.

Para uma entrada circular a forma da curva pode ser representada pela fórmula elíptica:

$$\frac{x^2}{(0,5D)^2} + \frac{y^2}{(0,15D)^2} = 1$$



**ENTRANCE TYPES AND FORMULAS**



- Dimension D
- Circular Conduits D= Diameter
- Rectangular Conduits
- D= Conduit height for vertical curves
- D= Conduit width for horizontal curves

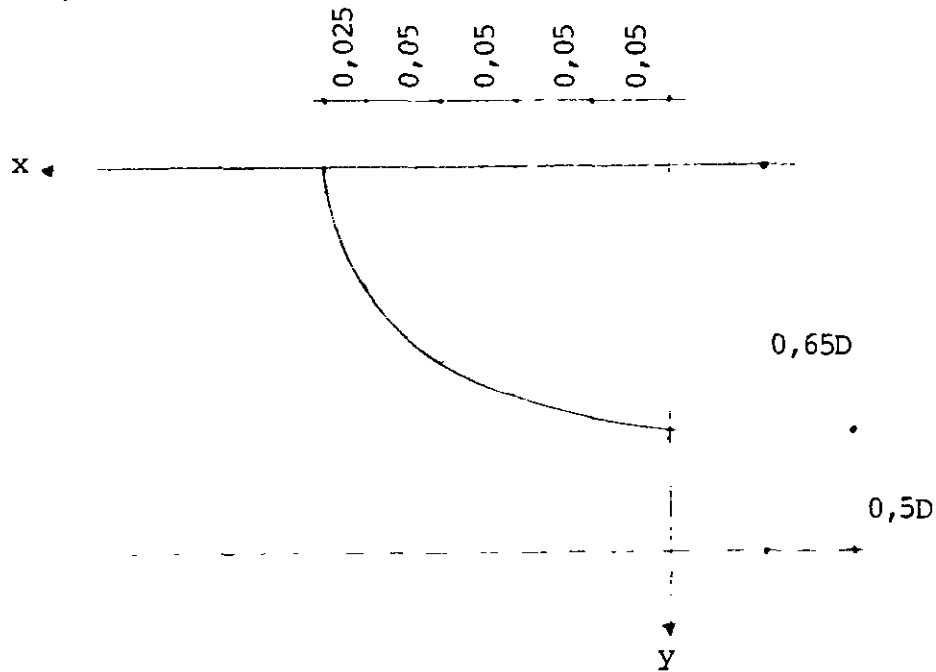
Entrance types and formulas for high-velocity outlets (Rectangular outlet data from Corps of Engineers Tech Mem 2-428, Reports 1 and 2)

$$\frac{x^2}{(0,5 \times 0,45)^2} + \frac{y^2}{(0,15 \times 0,45)^2} = 1 \Rightarrow \frac{x^2}{0,051} + \frac{y^2}{0,005} = 1$$

Perda de Carga:

$$K = 0,08$$

$$C = 0,96$$



X	Y
0	0,068
0,05	0,066
0,10	0,061
0,15	0,051
0,20	0,032
0,225	0,006

CÁLCULO DO BY-PASS:

## 1) DETERMINAÇÃO DA VELOCIDADE MÁXIMA DO ENCHIMENTO:

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

Onde:  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$   
 $h = \text{carga máxima (m)}$

A carga máxima é igual a cota máxima de acumulação menos a cota do eixo do registro do by-pass.

$$h = 485,80 - 474,83 = 10,98$$

$$V_e = \sqrt{2 \times 9,81 \times 10,98}$$

$$V_e = 14,68 \text{ m/s}$$

2) VAZÃO NECESSÁRIA PARA O ENCHIMENTO ( $Q_e$ ):

$$Q_e = \frac{V_t}{t_e}, \text{ onde:}$$

$$V_t = \text{volume do tubo de descarga} = 40,08 \text{ m}^3$$

$$t_e = \text{tempo permitido para o enchimento} = 180 \text{ s}$$

$$Q_e = \frac{40,08}{180}$$

$$Q_e = 0,22 \text{ m}^3/\text{s}$$

## 3) ÁREA DA TUBULAÇÃO DO BY-PASS:

$$S = \frac{Q_e}{V_e}$$

$$S = \frac{0,22}{14,68}$$

$$S = 0,015 \text{ m}^2$$

4) DIÂMETRO DA TUBULAÇÃO:

$$D = \sqrt{\frac{4S}{\pi}}$$

$$D = \sqrt{\frac{4 \times 0,015}{\pi}}$$

$$D = 0,139$$

Diâmetro adotado: 150mm



VERIFICAÇÃO DOS MATERIAIS PARA  
FILTRO E TRANSIÇÕES

Analizou-se o material para os filtros e transições através da junção dos critérios adotados pelo U.S. Bureau of Reclamation (Critérios de Terzaghi) e dos estudos recentes concluídos pelo Soil Conservation Service e o Professor Sherard.

Os materiais de construção apresentam as seguintes características:

		D <sub>10</sub> (mm)	D <sub>15</sub> (mm)	D <sub>60</sub> (mm)	D <sub>85</sub> (mm)	% PASSA NA Nº200
SOLO	JAZIDA 1	-	-	0,055	0,75	62
	JAZIDA 2	-	-	0,46	1,60	55
	JAZIDA 3	-	-	0,35	1,10	44
AREIA	AREIA 1	0,19	0,33	0,95	5,20	
	AREIA 2	0,50	0,65	1,20	2,30	
	AREIA 3	0,18	0,26	0,79	4,20	
	BRITA	2,80	4,0	12,5	50,0	

(I) Segundo os critérios de Terzaghi temos:

$$1) \frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{15}(\text{base})} = 5 \text{ a } 40$$

$$2) \frac{D_{15}(\text{filtro})}{D_{85}(\text{base})} \leq 5$$

3) A curva granulométrica do material do filtro deve ser aproximadamente paralela a do material de base.

$$4) \text{ Coeficiente de uniformidade: } \frac{D_{60}(\text{filtro})}{D_{10}(\text{filtro})} \leq 20$$

Como se pode observar os critérios de nºs 1 e 3 não foram satisfeitos para o contato maciço (solo CL/SC) - filtro (areia), em todas as combinações possíveis de materiais,

mas foram atendidos para a transição areia-brita.

(II) Segundo os critérios de Sherard os solos não classificados em 4 grupos.

1º Grupo : Siltes e argilas com mais de 85%, em peso, passando na peneira nº 200.

$$D_{15f} \leq 9 D_{85b}$$

2º Grupo : Solos com 40 a 85%, em peso, passando na peneira nº 200.

$$D_{15f} \leq 0,7\text{mm}$$

3º Grupo : Solos com 15% ou menos, em peso, passando na peneira nº 200.

$$D_{15f} \leq 4 D_{85b}$$

4º Grupo : Solos com 15% a 40% passando na peneira nº 200:

$D_{15f}$  - obtido por interpolação da reta traçada pelos pontos lançados a partir dos grupos 2º e 3º.

Os solos das jazidas pesquisadas se enquadram no 2º grupo, ou seja, apresentam percentagens do material que passa na peneira nº 200 entre 40 a 85%. Assim sendo:

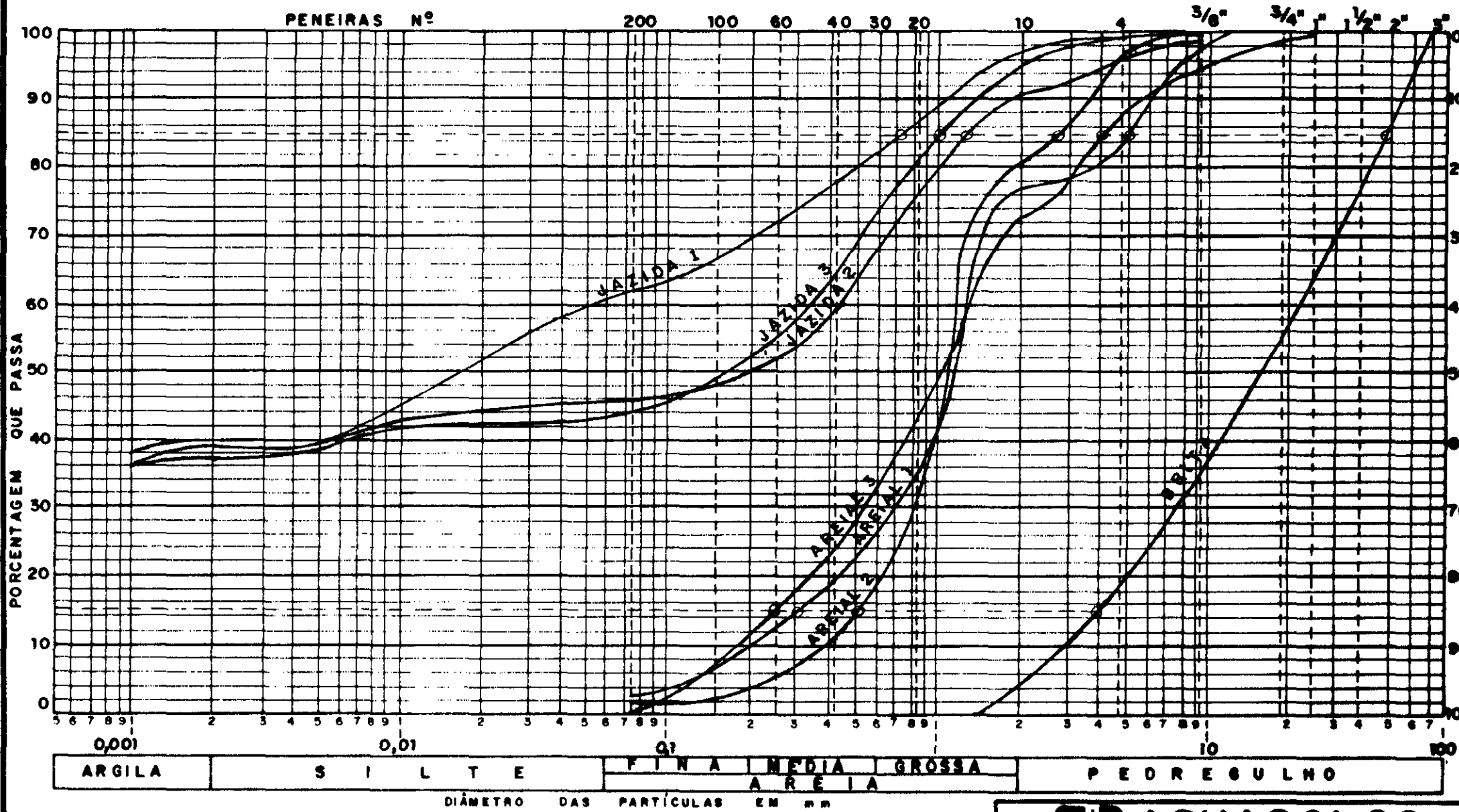
$$D_{15f} \leq 0,7\text{mm}$$

Observa-se então que o material é satisfatório, pois atende ao requisito do diâmetro no qual 15% das partículas totais do solo é menor ou igual a 0,7mm.

Visto que um dos objetivos da colocação do filtro na barragem é a prevenção de fugas de partículas finas, no caso de fraturas hidráulicas, podemos então aceitar esse critério como seguro.

Quanto ao paralelismo entre as curvas dos materiais da base e do filtro, são poucas as barragens que satisfazem esse requisito e no entanto os filtros funcionam satisfatoriamente.

687000



Açude Parambu

**AGUASOLOS**  
CONSULTORA DE ENGENHARIA LTDA

4700 11702

NOTAS DE CÁLCULO1. INTRODUÇÃO

1.1. As presentes Notas de Cálculo referem-se ao Projeto de Cálculo Estrutural da torre e boca de montante da toma da d'água do açude público Parambu.

## 1.2. Cargas

1.2.1. Peso próprio da estrutura

Concreto armado:  $\gamma = 2,5 \text{ t/m}^3$

Concreto ciclôpico:  $\gamma = 2,2 \text{ t/m}^3$

1.2.2. Vento: foram consideradas as prescrições da NB-599.

1.3. Coeficientes de segurança - tensões de cálculo foram observadas as prescrições do NB-1/78

1.4. Materiais empregados:

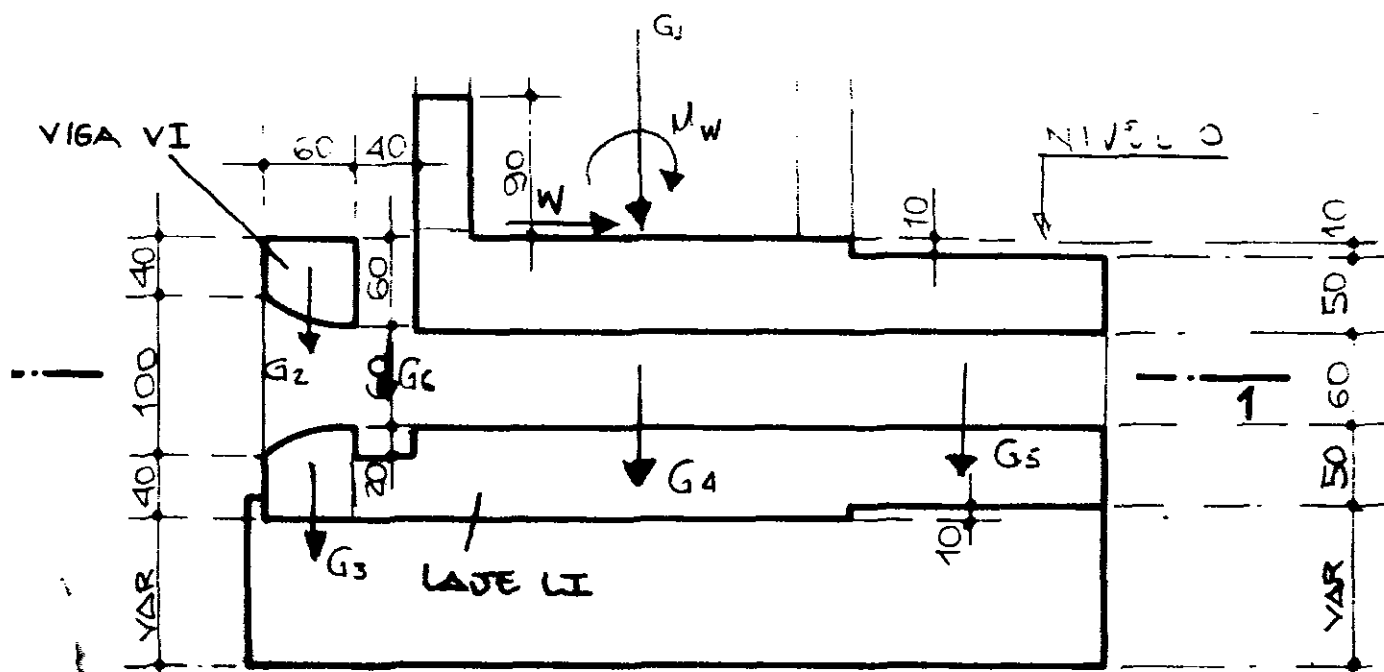
Concreto armado -  $f_{ck} = 15 \text{ MPa}$

Aço CA 50 -  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

2. TÔRRE

2.1. Verificação da estabilidade do conjunto

2.1.1. Redução do Sistema de forças ao centro de gravidade da base:



a) Carga Vertical

N(t)	Y(m)	M(tm)
$G_1 = 109,81$	-	-
$G_2 = 2,00$	1,75	3,50
$G_3 = 2,00$	1,75	3,50
$G_4 = 30,06$	-	-
$G_5 = 9,26$	2,30	21,30
$G_6 = \underline{3,14}$	1,65	<u>5,18</u>
$\Sigma G = 156,27t$		$\Sigma M = 9,12tm$

b) Ação do Vento

$$V_k = V_0 S_1.S_2.S_3 = 33m/seg$$

$$q = \frac{(V_k)^2}{16} = 33 m/seg$$

$$F_a = C_a.q.A \rightarrow (A = \text{Área exposta})$$

$$W_1 = 0,36t$$

$$W_2 = 2,10t$$

$$W_3 = 0,84t$$

Momento no topo do bloco (nível 0)

$$M_1 = 0,36 \cdot 16,10 = 5,80tm$$

$$M_2 = 2,10 \cdot 10,10 = 8,61tm$$

$$M_3 = 0,84 \cdot 4,10 = \underline{3,44tm}$$

$$MW = 17,85tm$$

Momento no topo do bloco de concreto ciclópico

$$M = 17,85 + 3,30 \cdot 1,80 + 9,12 = 32,9tm$$

2.1.2. Tensões no concreto ciclópico (topo do bloco)

$$N = 156,27t$$

$$S = 11,60m^2$$

$$M = 32,91tm$$

$$W = 5,61m^3$$

$$\sigma_{112} = \frac{156,27}{11,60} \pm \frac{32,91}{5,61} \begin{cases} \sigma_1 = 19,33t/m^2 \\ \sigma_2 = 7,60t/m^2 \end{cases}$$

## 2.1.3. Tensões na rocha de fundação

(admitindo-se o bloco de concreto ciclôpico com 1,0m de altura)

$$N = 156,27 + 49,28 = 205,55t \quad S = 22,40m^2$$

$$M = 32,91 + 3,30 \times 1,0 = 36,21tm \quad W = 20,91m^3$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{205,55}{22,40} \pm \frac{36,21}{20,91} \begin{cases} \sigma_1 = 10,90t/m^2 \\ \sigma_2 = 7,44t/m^2 \end{cases}$$

2.1.4. Dimensionamento das lajes e vigas dos diversos níveis. Foram dimensionadas considerando além do próprio as seguintes sobrecargas:

Nível 153,00 (cobertura) .....  $q = 1KN/m^2$

Nível 150,00 .....  $q = 15KN/m^2$

Demais níveis .....  $\sigma = 3KN/m^2$

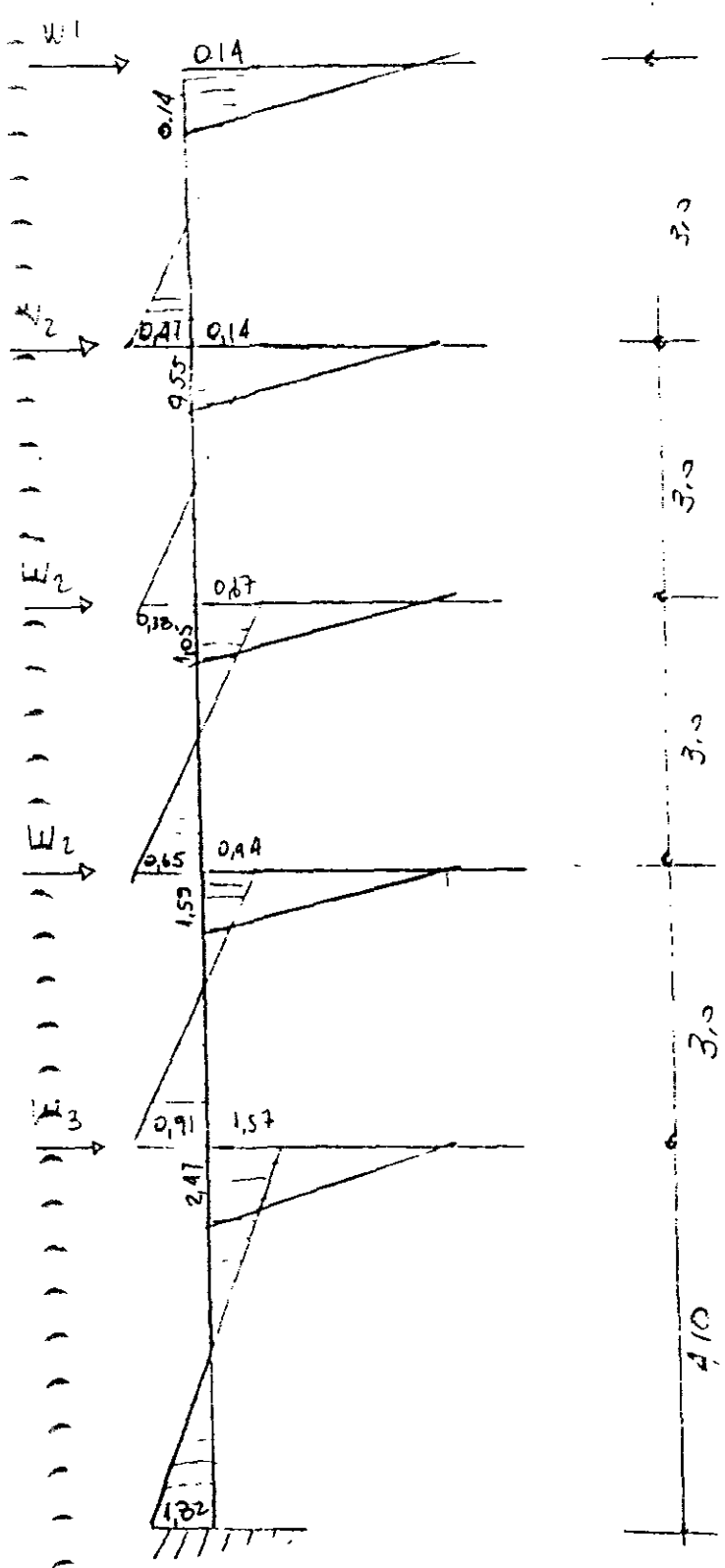
NOTA: As vigas foram consideradas simplesmente apoiadas nos pilares. Nos apoios foi previsto armadura superior para combater os momentos negativos provenientes da ação do vento sobre o pórfico formado pelos pilares e vigas.

2.1.5. Resolução do pórtico. Dimensionamento dos pilares: (Resolução com o emprego do cálculo eletrônico)

Com utilização do cálculo eletrônico obtivemos os seguintes valores para os esforços solicitantes:

Ver figura a seguir apresentada.

FORÇA NORMAL NOS 149 PLACAS (L)



$N_g$	$N_g + 1/3$	$\Delta V$ (cm)
1,98	2,56	$\pm 0,12$
6,38	15,97	$\pm 0,59$
8,64	18,71	$\pm 1,48$
10,90	21,45	$\pm 3,83$
13,16	24,19	$\pm 5,93$
15,42	27,45	$\pm 5,93$

Determinação do comprimento de flambagem  
Cálculo da excentricidade de 2a. ordem: "e<sub>2</sub>"

a) Trecho inferior: Pilares de 35 x 35cm

$$\begin{aligned} \ell_e &= 1,2 \cdot 4,1 = 4,92\text{m} & \lambda &= 48,64 \\ e_2 &= 0,057\text{m} \end{aligned}$$

b) Trechos intermediários: Pilares de 35 x 35cm

$$\begin{aligned} \ell_e &= 1,2 \cdot 3,0 = 3,60\text{m} & \lambda &= 35,59 & 40 \\ e_2 &= 0 \end{aligned}$$

c) Trecho Superior: Pilares de 20 x 20cm

$$\begin{aligned} \ell_e &= 1,2 \cdot 3,0 = 3,60\text{m} & \lambda &= 62,28\text{m} \\ e_2 &= 0,054\text{m} \end{aligned}$$

#### Dimensionamento dos Pilares

A hipótese mais desfavorável corresponde à ação de  $N_g + N_q +$  ação do vento.

Vento: Obteve-se:

Barra 1	12 $\emptyset$ 12,5
Barras 2 a 4	8 $\emptyset$ 10
Barra 5	4 $\emptyset$ 10

#### 3. Boca de Montante

Tendo em vista os esforços solicitantes serem muito pequenos, face as dimensões dos elementos estruturais, prevaleceu a condição de armadura mínima:

- Peças com solicitação predominante de flexão

$$A_0 = 0,15\% B_0 \cdot D \quad (\text{NB-01/78})$$

- Peças com solicitação predominante de compressão

$$A_0 = 0,5\% A_c \quad (\text{NB-01/78})$$



A análise de estabilidade dos taludes da seção tipo da Barragem Parambu foi realizada com o auxílio de um Programa de Microcomputador desenvolvido pelo Setor Técnico de computação da AGUASOLOS - Consultora de Engenharia Ltda.

Este Programa, escrito em linguagem BASIC utiliza o Método de Bishop Simplificado para o Cálculo do Coeficiente de Segurança dos taludes de uma barragem, utilizando como primeira aproximação, o coeficiente de segurança de Fellenius.

O programa, utiliza como dados de entrada, a seção da barragem que é definida através de retas, que são dadas através de suas coordenadas iniciais e finais.

Os parâmetros do solo (Peso específico, Coesão e Angulo de Atrito interno) são fornecidos para cada material abaixo de cada reta

O numero de fatias é informado, e para este caso adotou-se 10 fatias, uma vez que menos que dez torna o cálculo pouco preciso e um número maior pouco altera a precisão

Para cada condição estudada, pesquisou-se uma malha de pelo menos 9 pontos, a fim de encontrar o círculo crítico.

As situações, os dados fornecidos para a análise e os resultados obtidos foram os seguintes:

1) Barragem em final de construção: utilizou-se os parâmetros efetivos de coesão e ângulo de atrito interno obtidos no ensaio de cisalhamento direto lento e o peso específico natural do material. Para os valores de "B" (Percentual para estimativa de pressão neutra) foram adotados valores que são funções do tipo de solo empregado e foram estudados os taludes de montante e jusante.

- A) Talude de Montante -  $FS_{min} = 2.41$
- B) Talude de Jusante -  $FS_{min} = 1.93$

2) Barragem em Operação (Reservatório Cheio): Para o talude de montante foram utilizados os valores de coesão e ângulo de atrito efetivos, o peso específico do solo submerso e "B" = 0 Para o talude de jusante, o peso específico utilizado foi o saturado e o valor médio de "B" = 10% do peso da fatia (função do material empregado).

- A) Talude de Montante -  $FS_{min} = 3.35$
- B) Talude de Jusante -  $FS_{min} = 1.87$

3) Barragem sujeita a esvaziamento rápido: Foi analisado apenas o talude de montante e também foram utilizados os parâmetros efetivos do solo e o peso específico saturado com valor de "B" = 30% do peso da fatia.

- A) Talude de Montante -  $FS_{min} = 2.03$

BARRAGEM NO FINAL DE CONSTRUÇÃO

RETRAS QUE DEFINEM A GEOMETRIA DA BARRAGEM

X1	Y1	X2	Y2	DESMONTO	COEFIC	F1
0.0	6.0	32.4	16.8	1.85	4.90	24.10
32.4	16.8	57.4	26.8	1.85	4.90	24.10
57.4	26.8	63.4	26.8	1.85	4.90	24.10
63.4	26.8	79.4	18.8	1.85	4.90	24.10
79.4	18.8	81.4	18.8	1.85	4.90	24.10
81.4	18.8	95.4	11.8	1.85	4.90	24.10
95.4	11.8	105.4	6.0	2.30	0.00	40.00
60.4	6.0	105.4	6.0	1.85	4.90	24.10
90.4	6.0	95.4	11.8	2.00	0.00	40.00
0.0	6.0	34.5	6.0	1.85	4.90	24.10
34.5	6.0	40.5	0.0	1.85	4.90	24.10
40.5	0.0	52.5	0.0	1.85	4.90	24.10
52.5	0.0	60.4	6.0	1.85	4.90	24.10
60.4	6.0	60.4	25.3	2.00	0.00	35.00
60.4	25.3	61.4	25.3	2.00	0.00	35.00
61.4	25.3	61.5	7.0	2.00	0.00	35.00
61.5	7.0	90.4	7.0	2.00	0.00	35.00
61.4	23.3	64.4	23.3	1.83	2.00	35.00
64.4	23.3	85.9	7.0	1.83	2.00	35.00

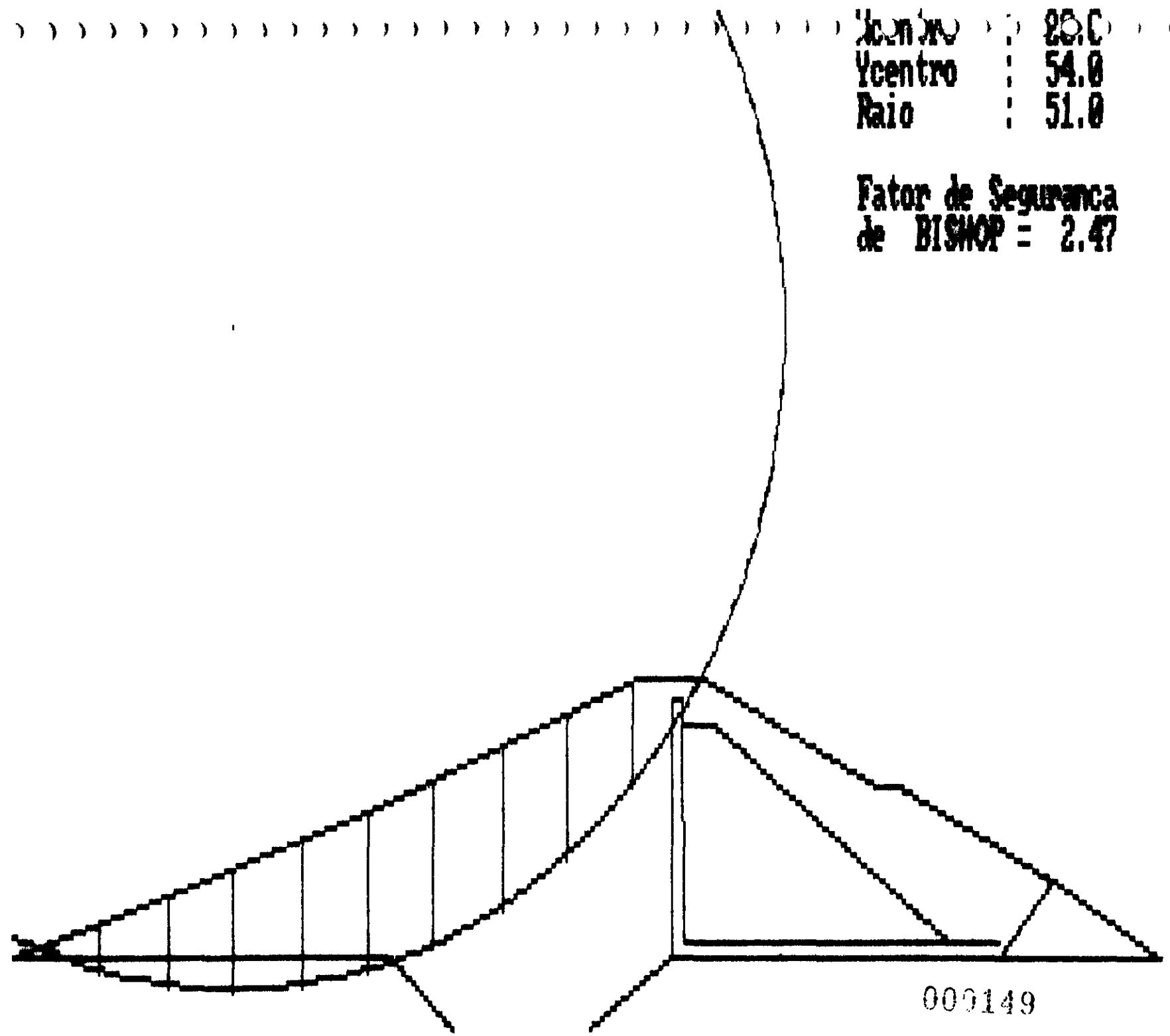
AGUASOLOS Consultora de Engenharia Ltda.  
 ANALISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES - Resumo Geral  
 PROJETO:PARAMBU - Talude Montante - Final de Construcao  
 Pressao Neutra: 15% do Peso da fatia  
 Numero de Fatias: 10

COORDENADAS DO CENTRO			FATOR DE SEGURANCA
Abcissa	Ordenada	Raio	de Bishop
20.02	54.02	51.00	2.47
22.00	54.02	51.00	2.41
23.98	54.02	51.00	2.42
20.02	56.00	51.00	2.57
22.00	56.00	51.00	2.41
23.98	56.00	51.00	2.46
20.02	57.98	51.00	2.73
22.00	57.98	51.00	2.67
23.98	57.98	51.00	2.49

Fator de Seguranca Minimo = 2.41

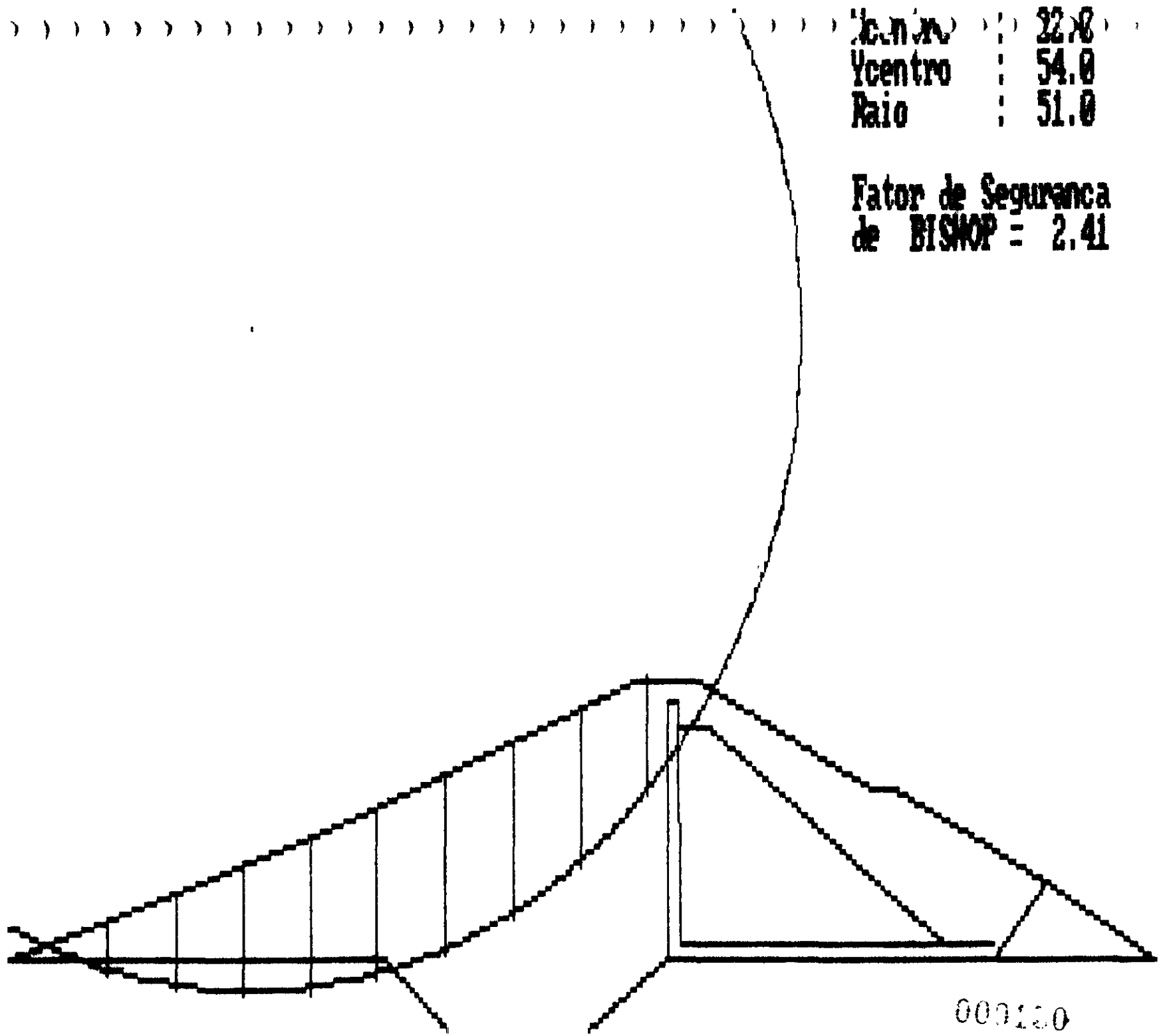
Xcentro : 20.0  
Ycentro : 54.0  
Raio : 51.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.47



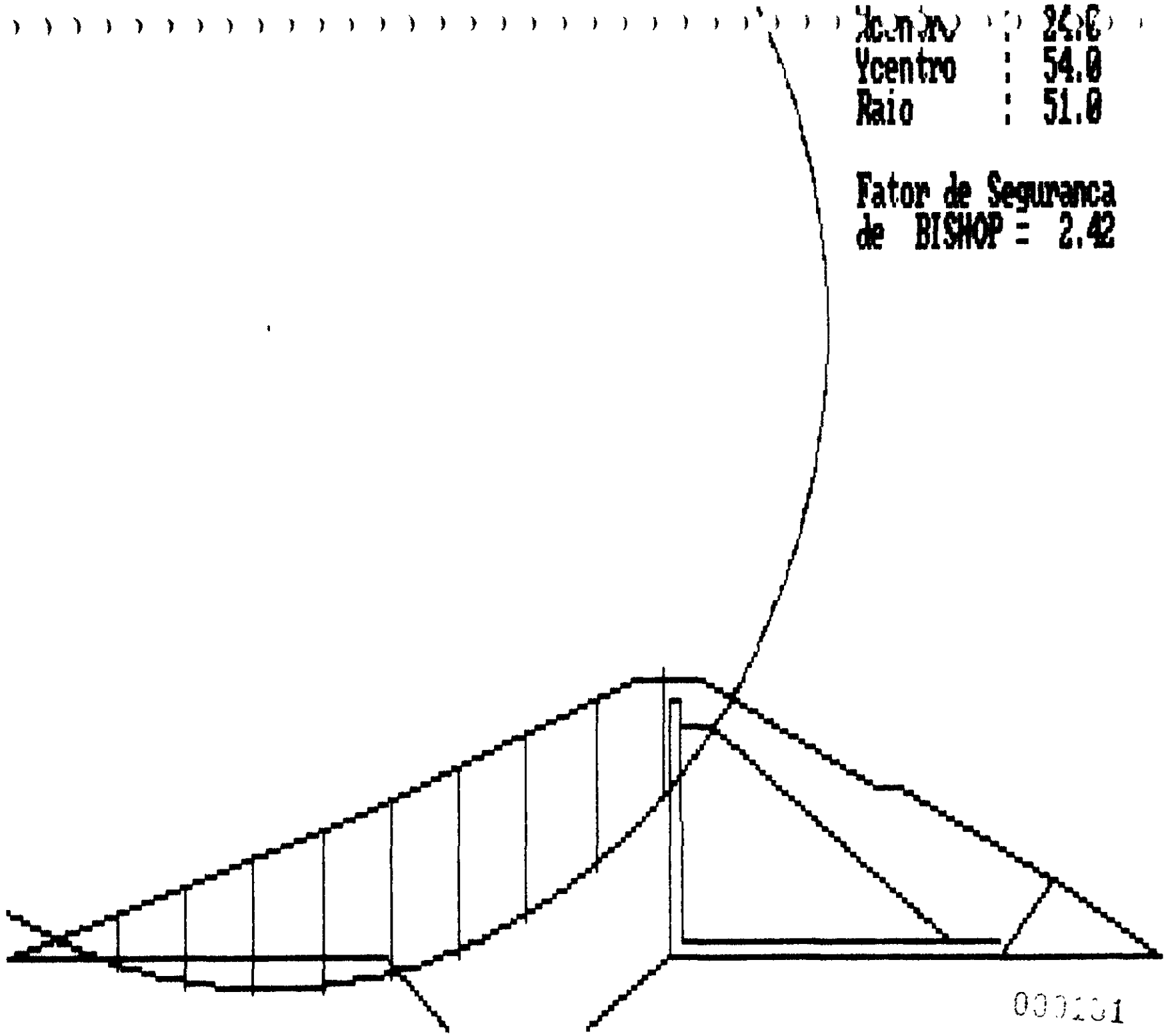
Xcentro : 22.8  
Ycentro : 54.0  
Raio : 51.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.41



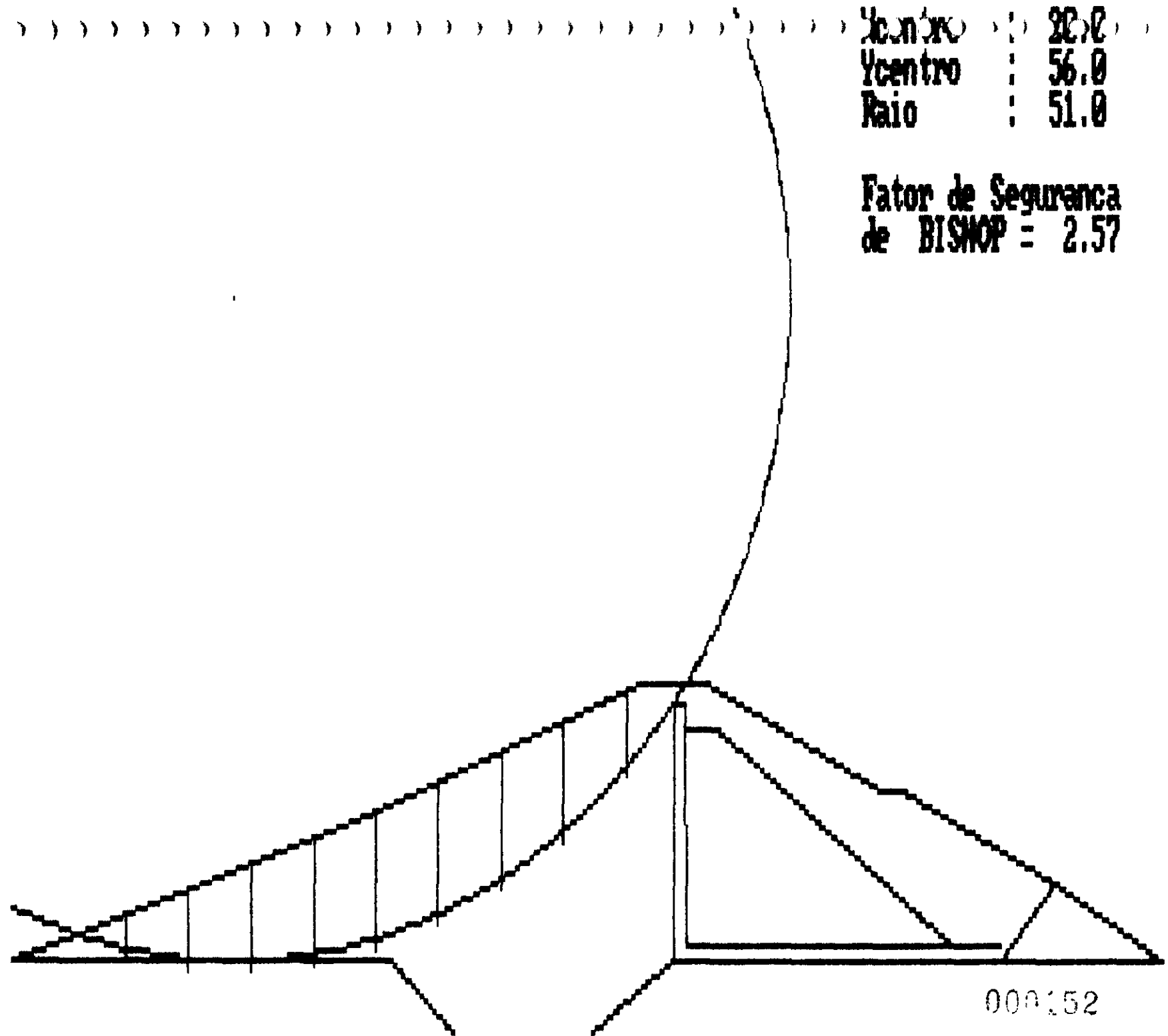
Xcentro : 24.0  
Ycentro : 54.0  
Raio : 51.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.42



Xcentro : 20.0  
Ycentro : 56.0  
Raio : 51.0

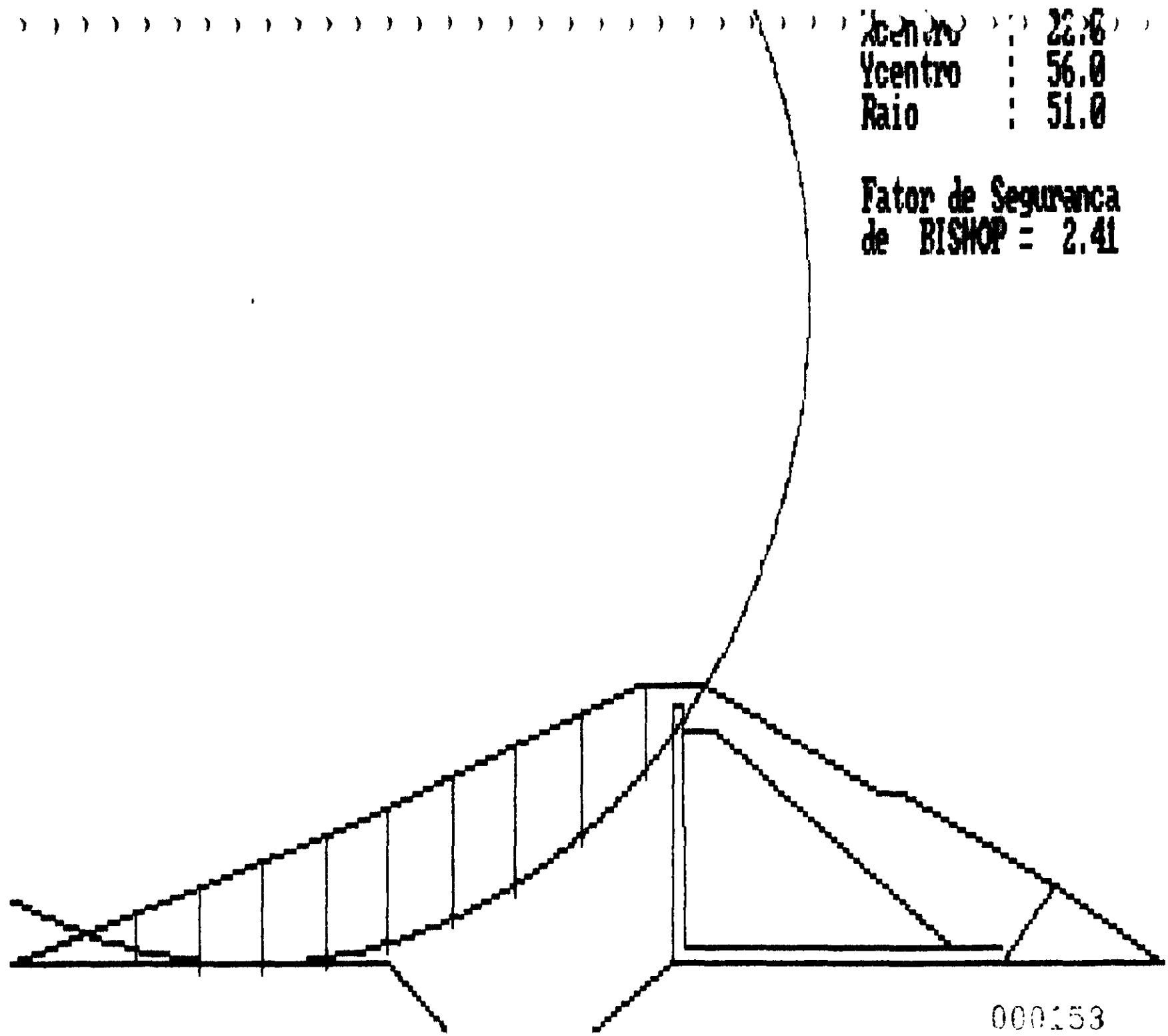
Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.57





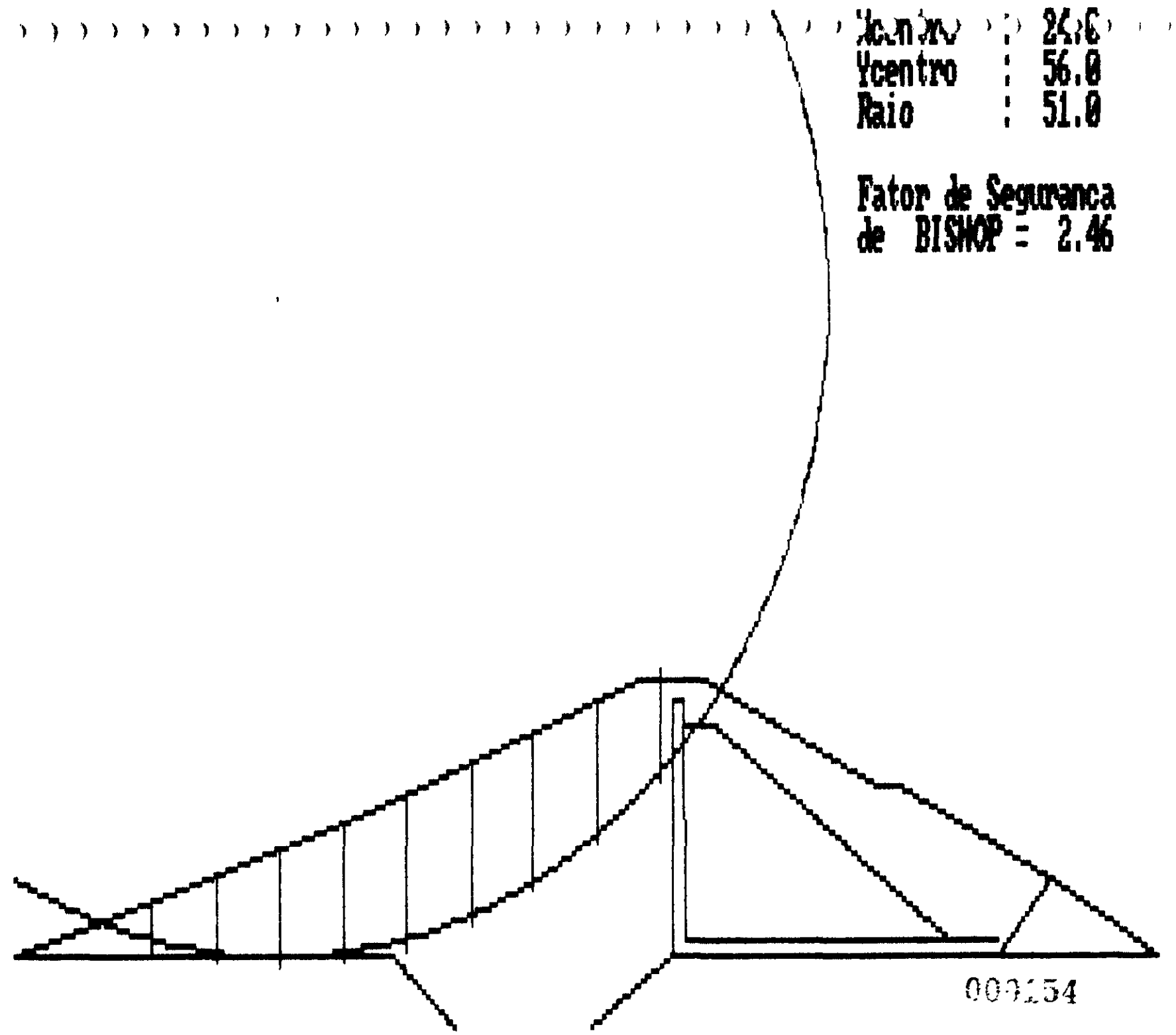
Xcentro : 22.0  
Ycentro : 56.0  
Raio : 51.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.41



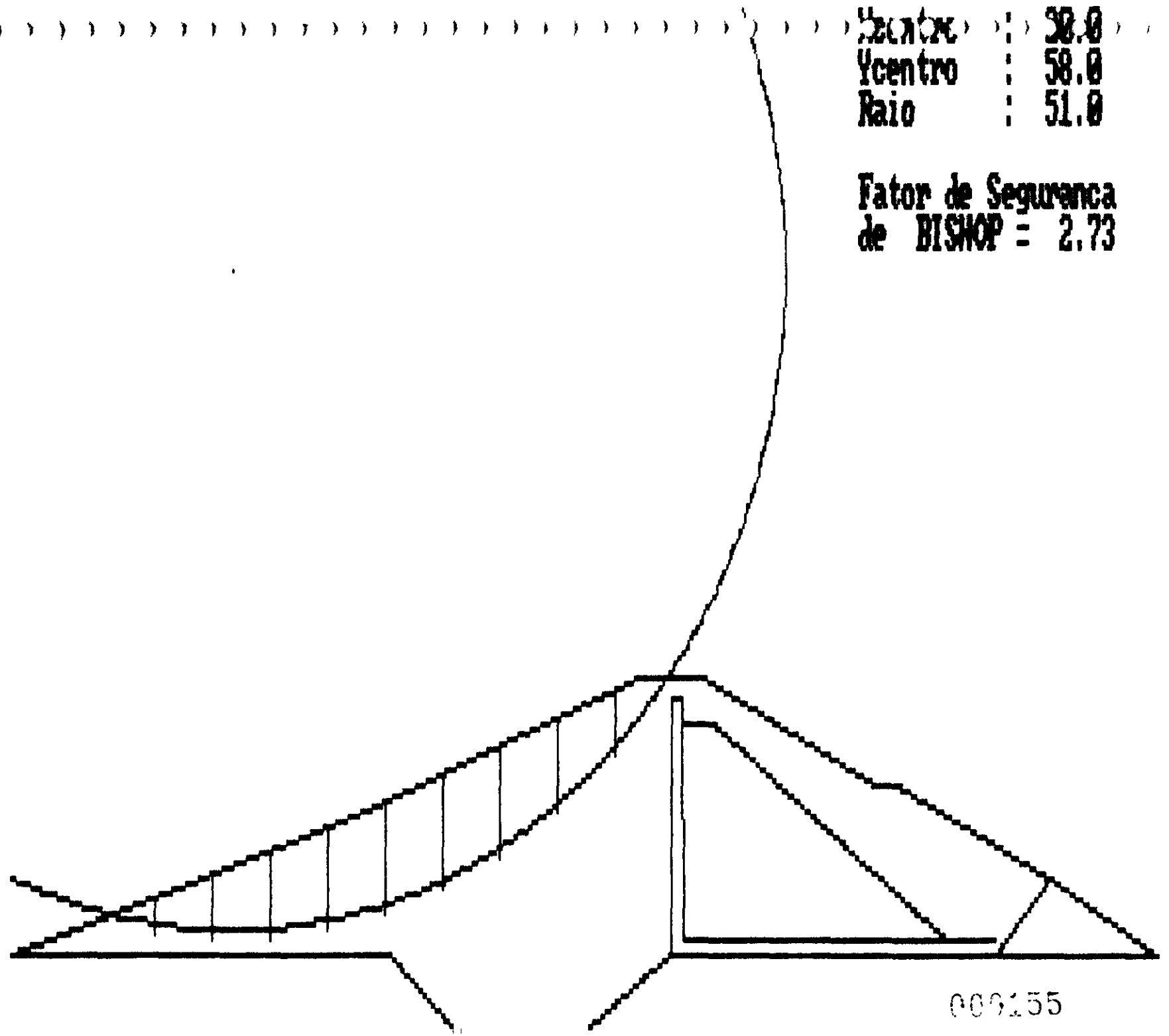
Xcentro : 24.0  
Ycentro : 56.0  
Raio : 51.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.46



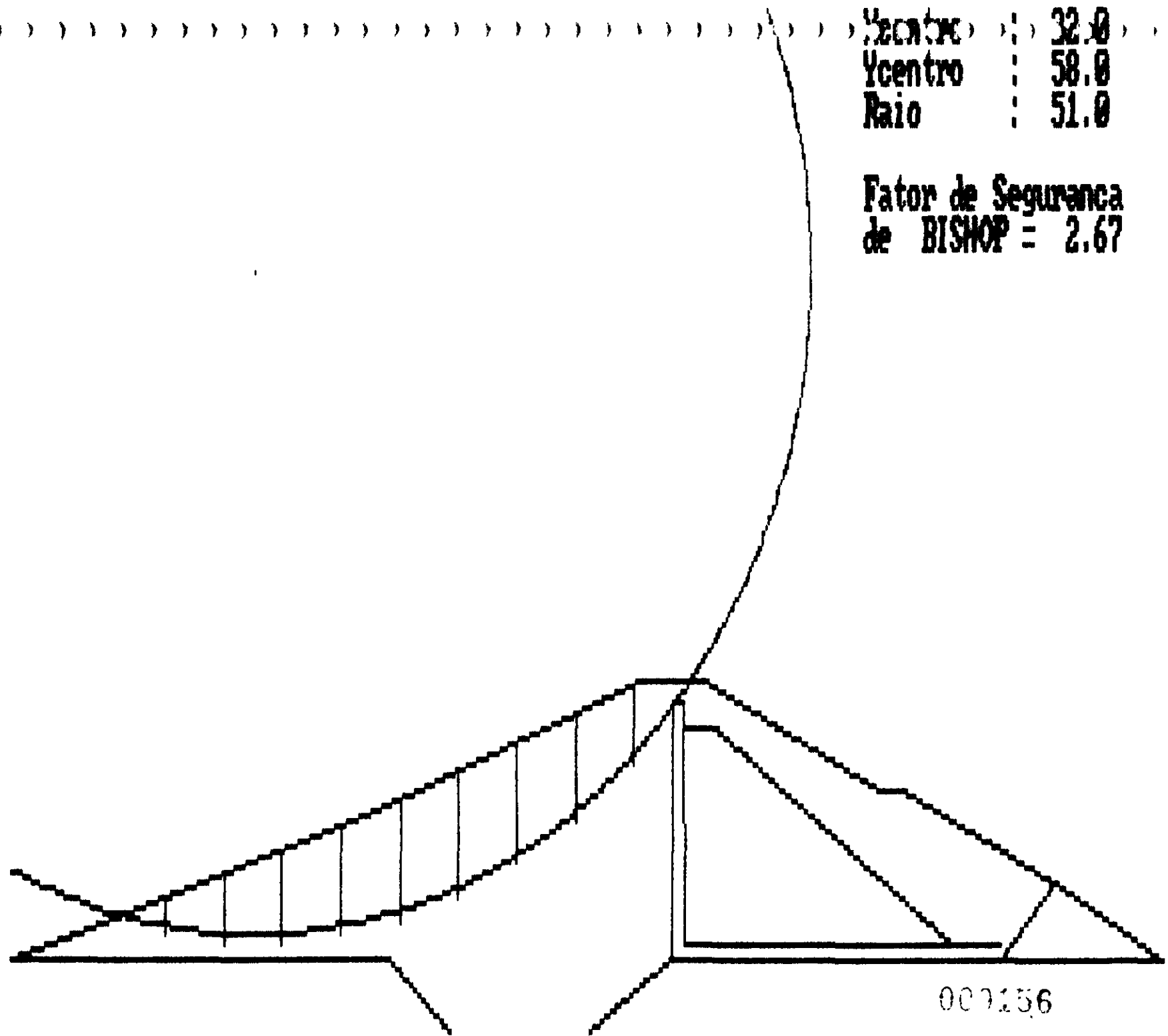
Xcentro : 58.0  
Ycentro : 58.0  
Raio : 51.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.73



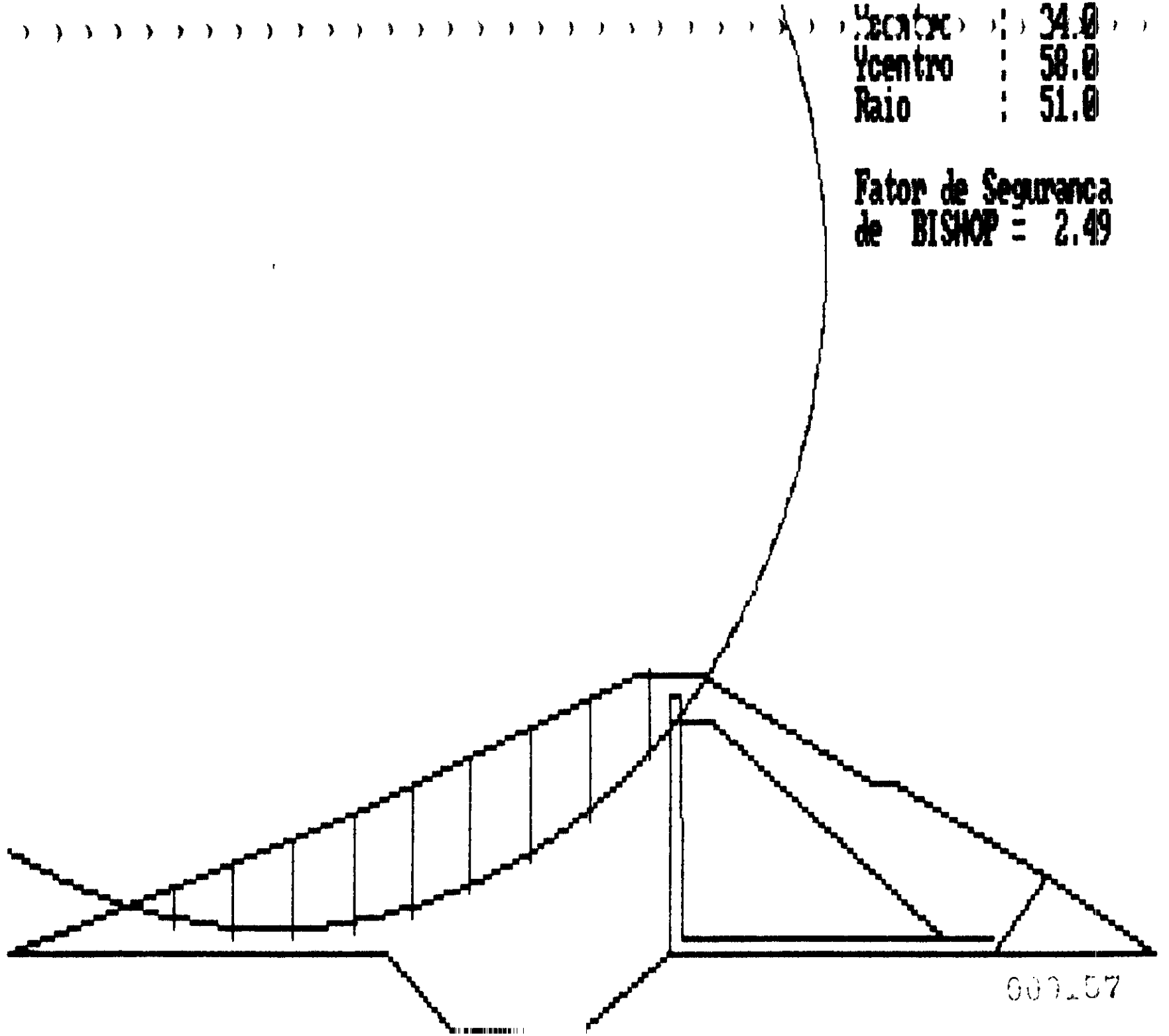
Xcentro : 32.0  
Ycentro : 58.0  
Raio : 51.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.67



Xcentro : 34.0  
Ycentro : 58.0  
Raio : 51.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.49



009.57

AGUASOLOS CONSULTORA DE ENGENHARIA LTDA.  
 ANA 157 DE ESTABILIDADE DE TALUDES (Resumo)  
 PROJETO PARAMETRO TALUDE DE JOGANTE FINAL DE CONSTRUCAO  
 Pressao Neutra 10% do Peso da agua  
 Numero de Fatias 10

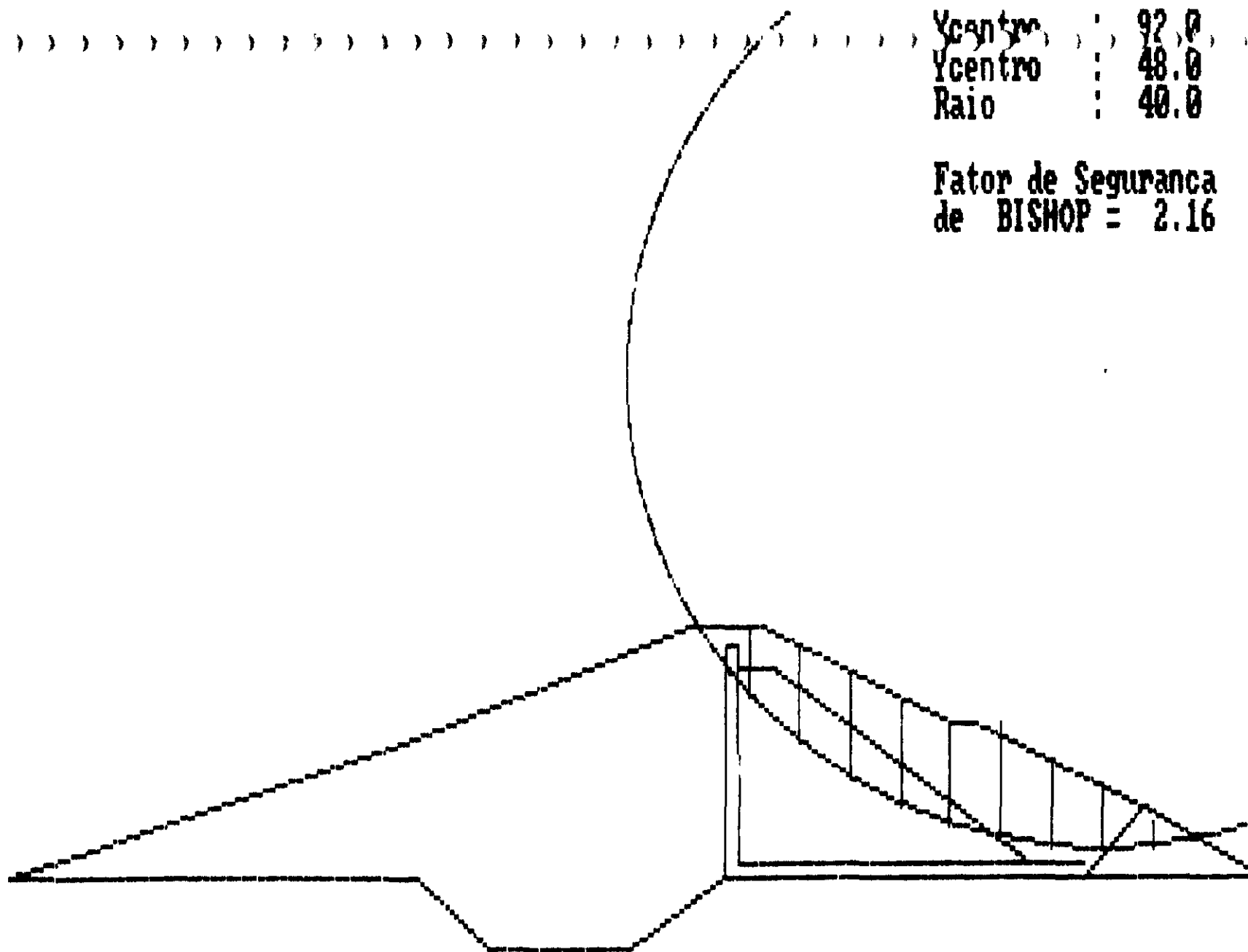
COORDENADAS DO CENTRO		FATOR DE SEGURANCA	
Abcissa	Ordenada	Ratio	de Bishop
92.00	44.00	40.00	2.10
92.00	46.02	40.00	2.11
92.00	44.04	40.00	2.15
93.90	40.00	40.00	2.15
93.90	46.02	40.00	2.93
92.97	44.04	40.00	2.12

Fator de Seguranca Minimo = 1.95

CONTINUALIS...

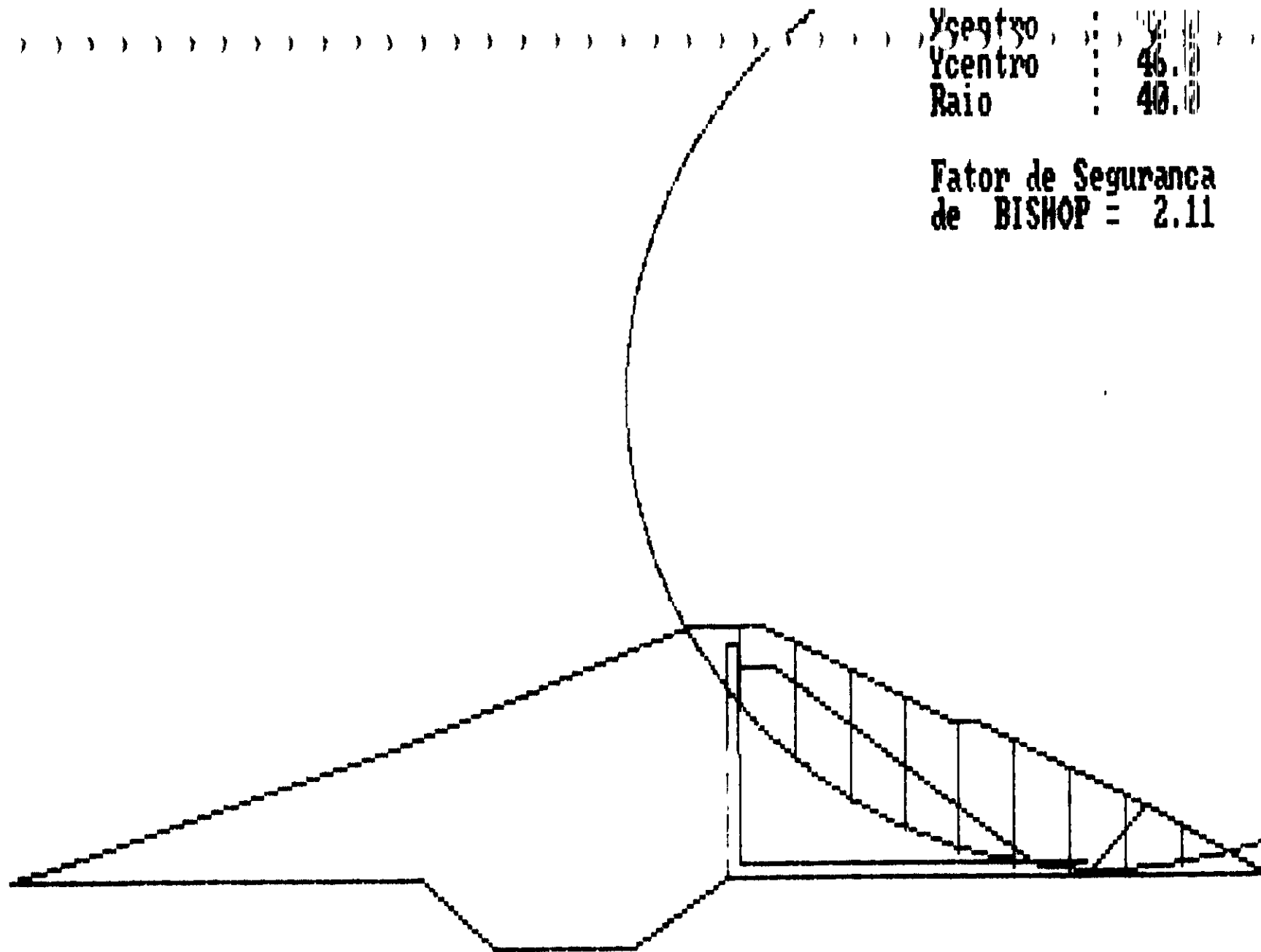
Xcentro : 92.0  
Ycentro : 48.0  
Raio : 40.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.16



Ycentro : 46.0  
Raio : 40.0

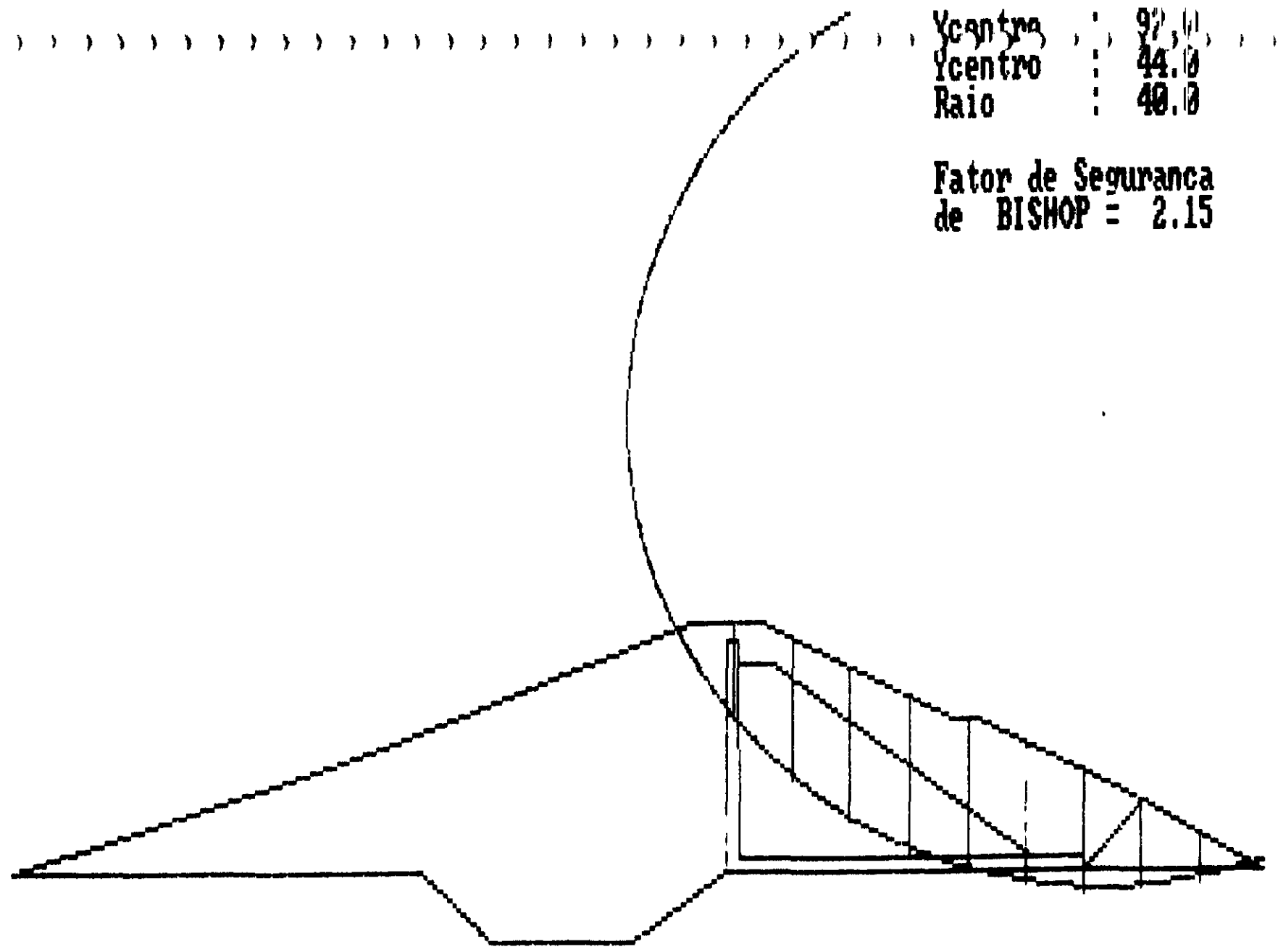
Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.11





Ycentro : 97.61  
Ycentro : 44.0  
Raio : 40.0

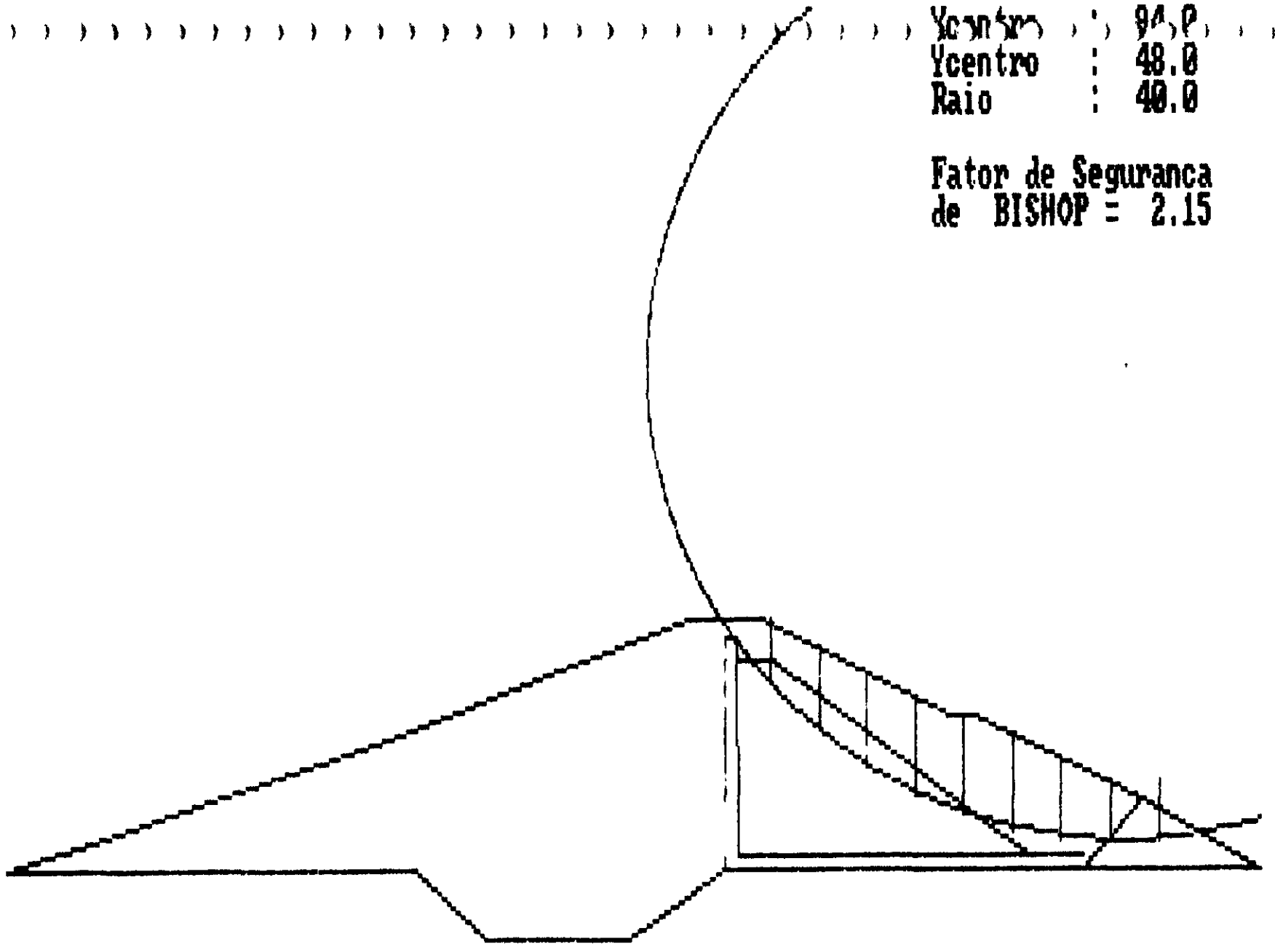
Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.15



ASUASIS 0 1 2 3 4 5 6 7 8 9

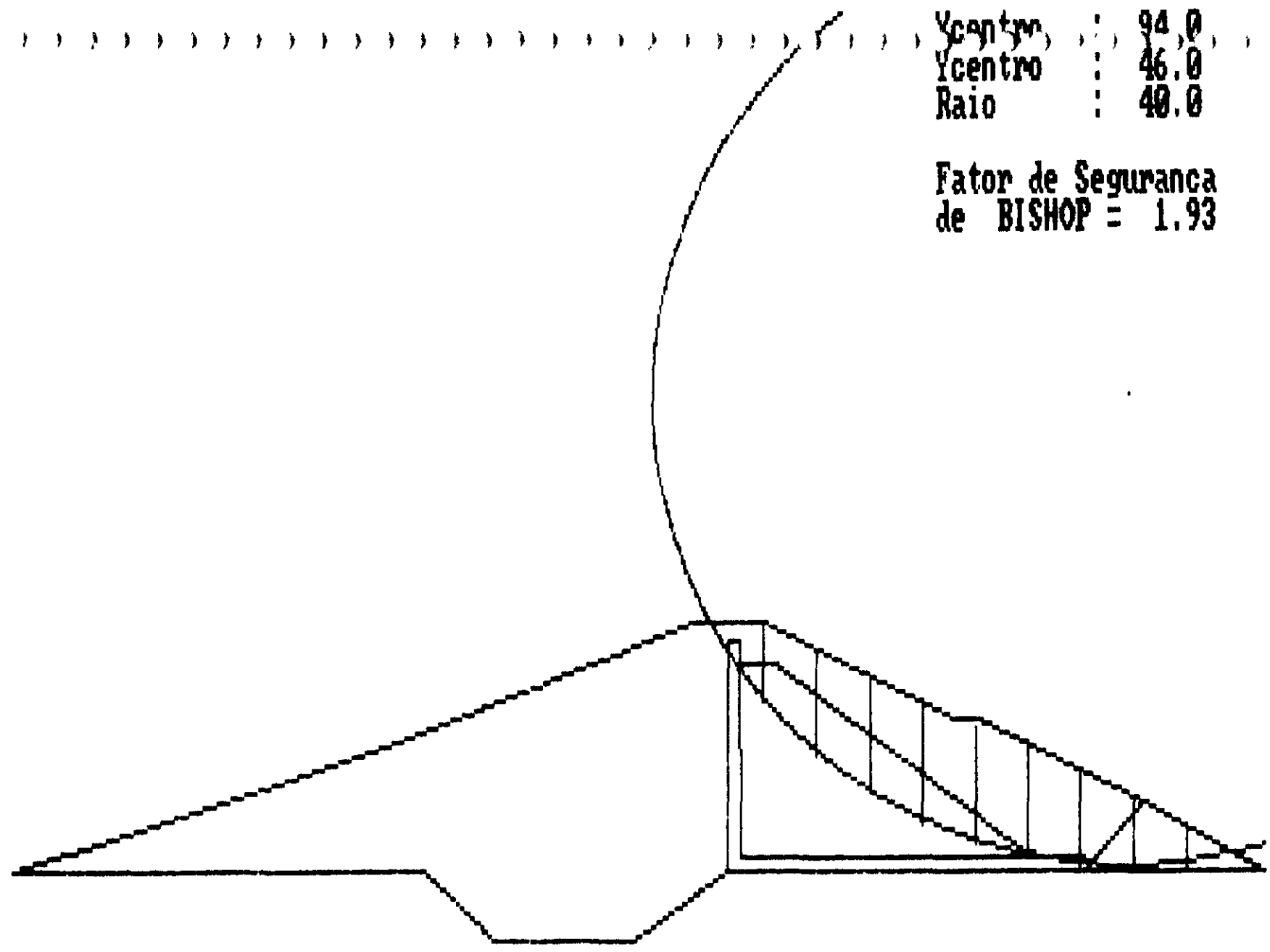
Ycentro : 94.0  
Ycentro : 48.0  
Raio : 40.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.15



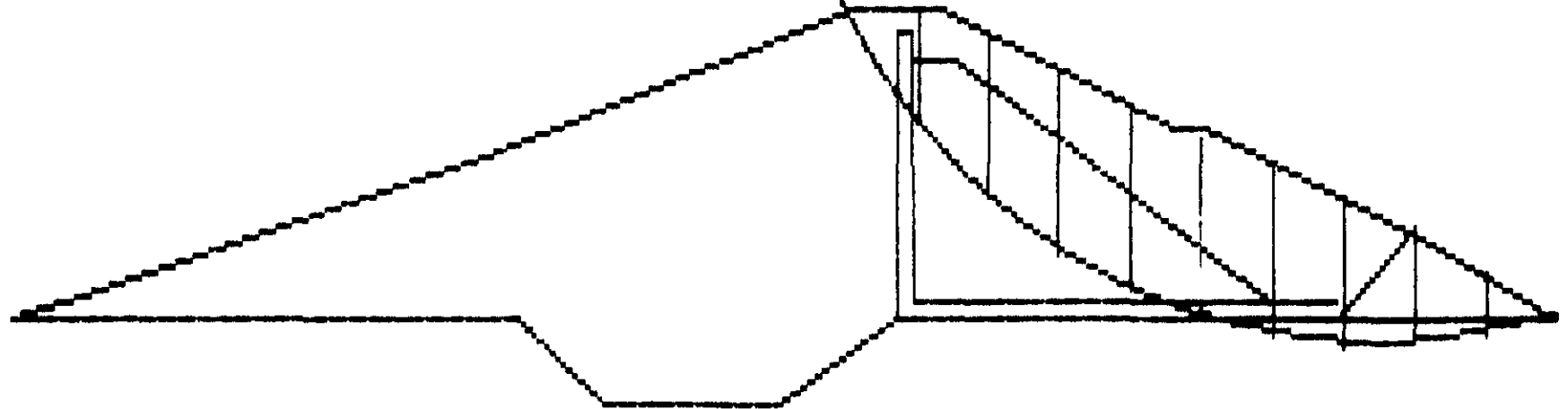
Xcentro : 94.0  
Ycentro : 46.0  
Raio : 40.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 1.93



AGUASCALTES

000103



Xcentro : 93.0  
Ycentro : 44.0  
Raio : 40.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.12

BARRAGEM EM OPERAÇÃO (Reservatório Cheio)

QUE DEFINEM A SECAD DA BARRAGEM

X1	Y1	X2	Y2	DENSIDADE	COESAO	FI
0.0	6.0	32.4	16.6	1.06	4.90	24.10
32.4	16.8	57.4	26.8	1.06	4.90	24.10
57.4	26.8	63.4	26.8	1.06	4.90	24.10
63.4	26.8	79.4	18.8	2.06	4.90	24.10
79.4	18.8	81.4	18.8	2.06	4.90	24.10
81.4	18.8	95.4	11.8	2.06	4.90	24.10
95.4	11.8	105.4	6.0	2.30	0.00	40.00
60.4	6.0	105.4	6.0	2.06	4.90	24.10
90.4	6.0	95.4	11.8	2.30	0.00	40.00
0.0	6.0	34.5	6.0	2.06	4.90	24.10
34.5	6.0	40.5	0.0	2.06	4.90	24.10
40.5	6.0	52.5	0.0	2.06	4.90	24.10
52.5	0.0	60.4	6.0	2.06	4.90	24.10
60.3	6.0	60.4	25.3	2.20	0.00	35.00
60.4	25.3	61.4	25.3	2.20	0.00	35.00
61.4	25.3	61.5	7.0	2.20	0.00	35.00
61.5	7.0	91.0	7.0	2.20	0.00	35.00
61.4	23.3	64.4	23.3	2.03	2.00	33.00
64.4	23.3	85.9	7.0	2.03	2.00	33.00
105.4	6.0	110.0	6.0	2.06	4.90	24.10

AGUASOLDS Consultora de Engenharia Ltda.

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES (Resumo)

PROJETO PARAMBU TALUDE DE MONTANTE - RESERVAÇÃO CHEIA

Pressão Neutra 0% do peso da fatia

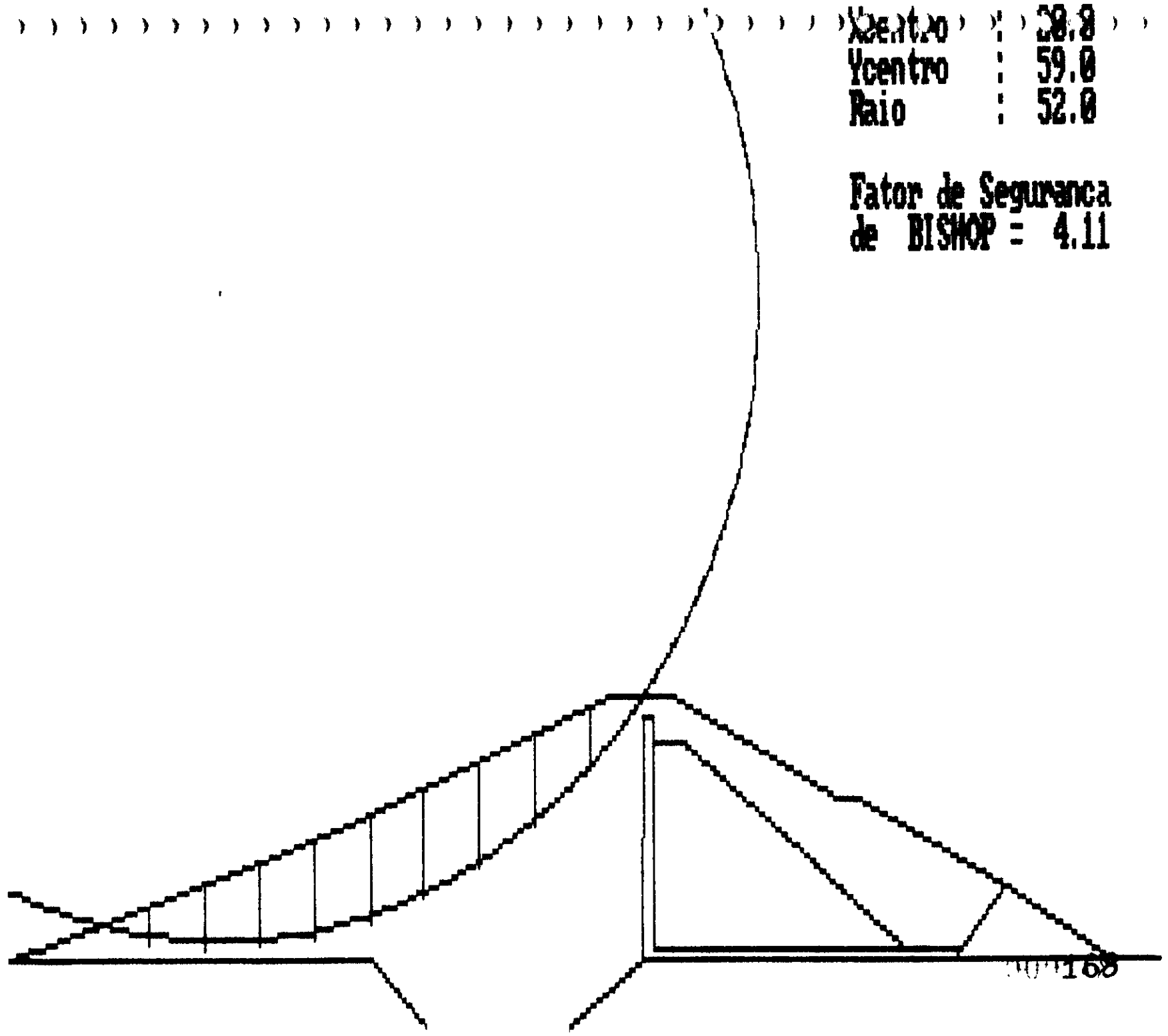
Número de Fatias 10

COORDENADAS DO CENTRO		Razão	FATOR DE SEGURANÇA
Abcissa	Ordenada		de Bishop
19,97	59,03	52,00	4,11
19,77	57,31	52,00	3,85
19,97	55,93	52,00	3,78
21,00	59,00	52,00	4,05
21,00	57,31	52,00	3,82
21,00	56,28	52,00	3,35
23,07	59,03	52,00	3,51
23,07	57,31	52,00	3,56
23,07	56,28	52,00	3,51

Fator de Segurança Mínimo = 3,35

Xcentro : 28.8  
Ycentro : 59.0  
Raio : 52.0

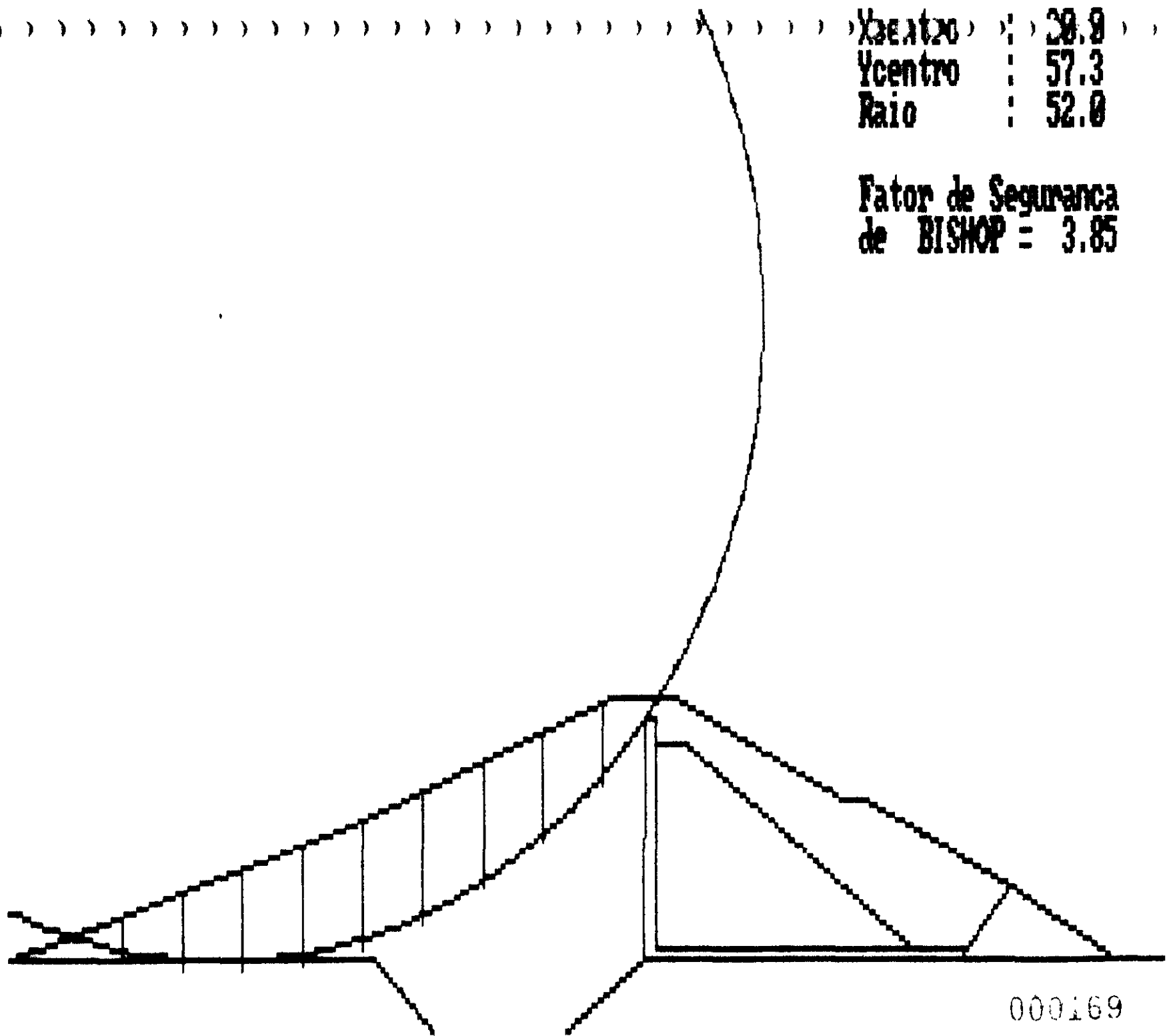
Fator de Seguranca  
de BISHOP = 4.11





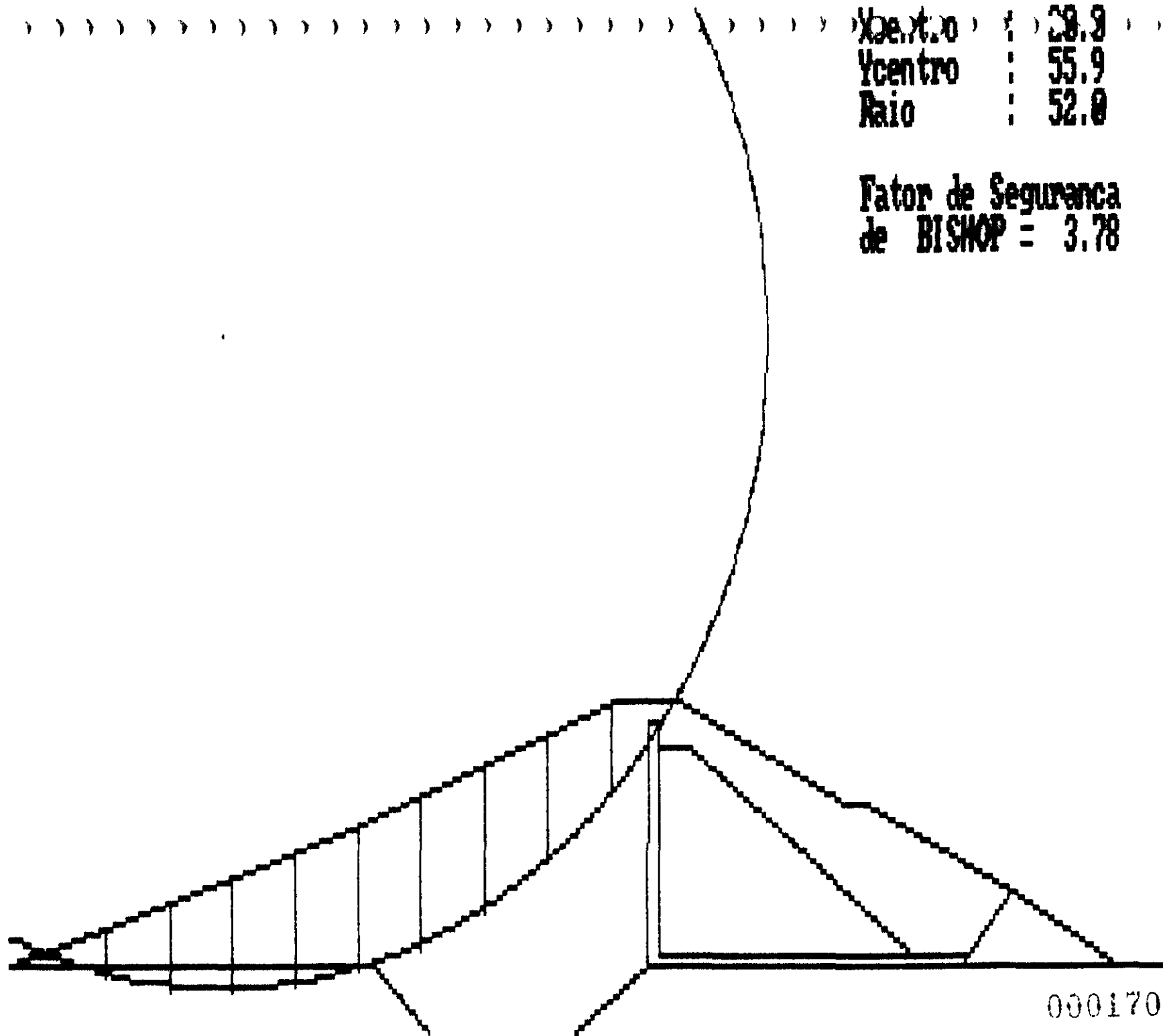
Xcentro : 28.9  
Ycentro : 57.3  
Raio : 52.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 3.85



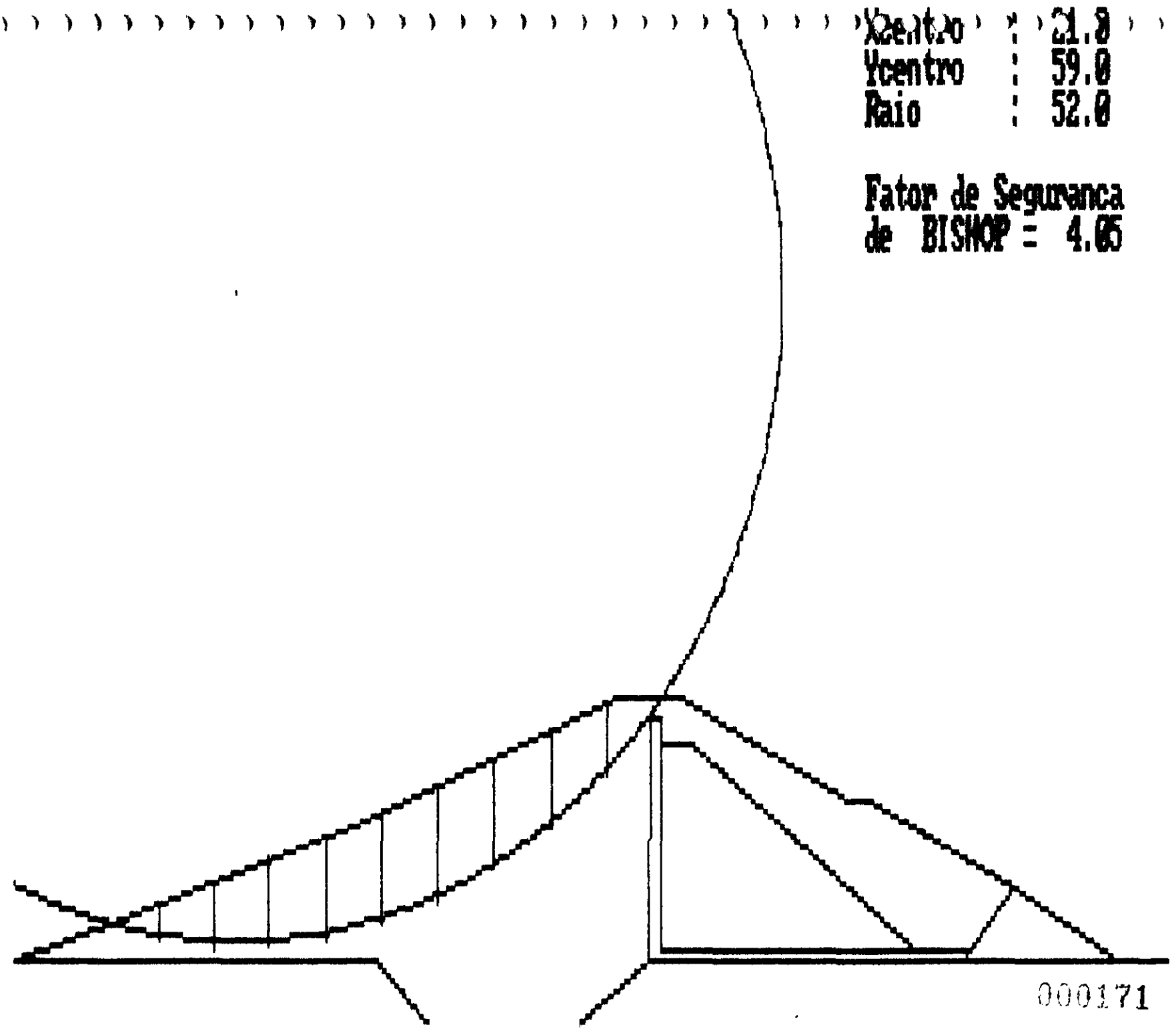
Xcentro : 28.9  
Ycentro : 55.9  
Raio : 52.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 3.78



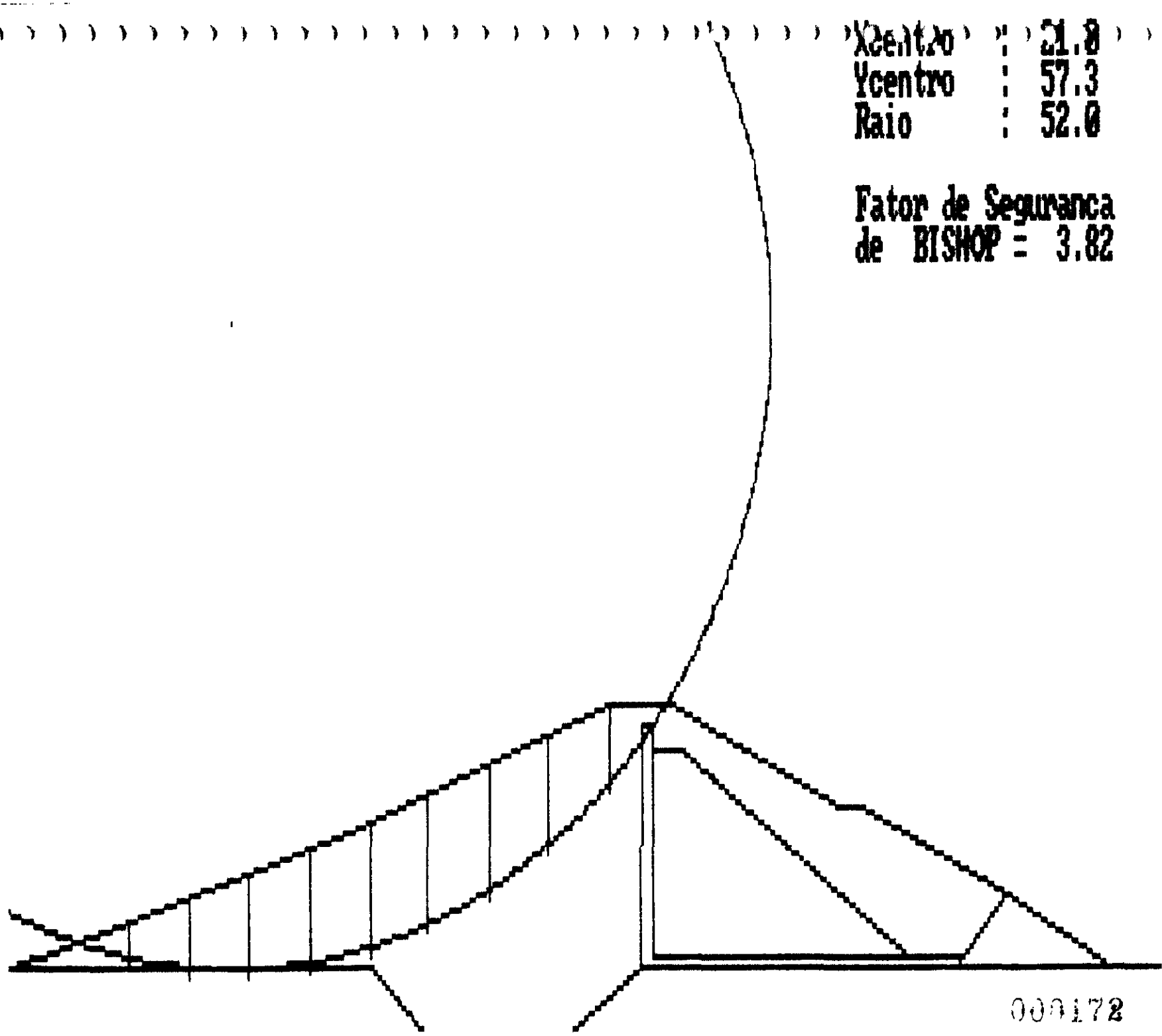
Xcentro : 21.8  
Ycentro : 59.0  
Raio : 52.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 4.05



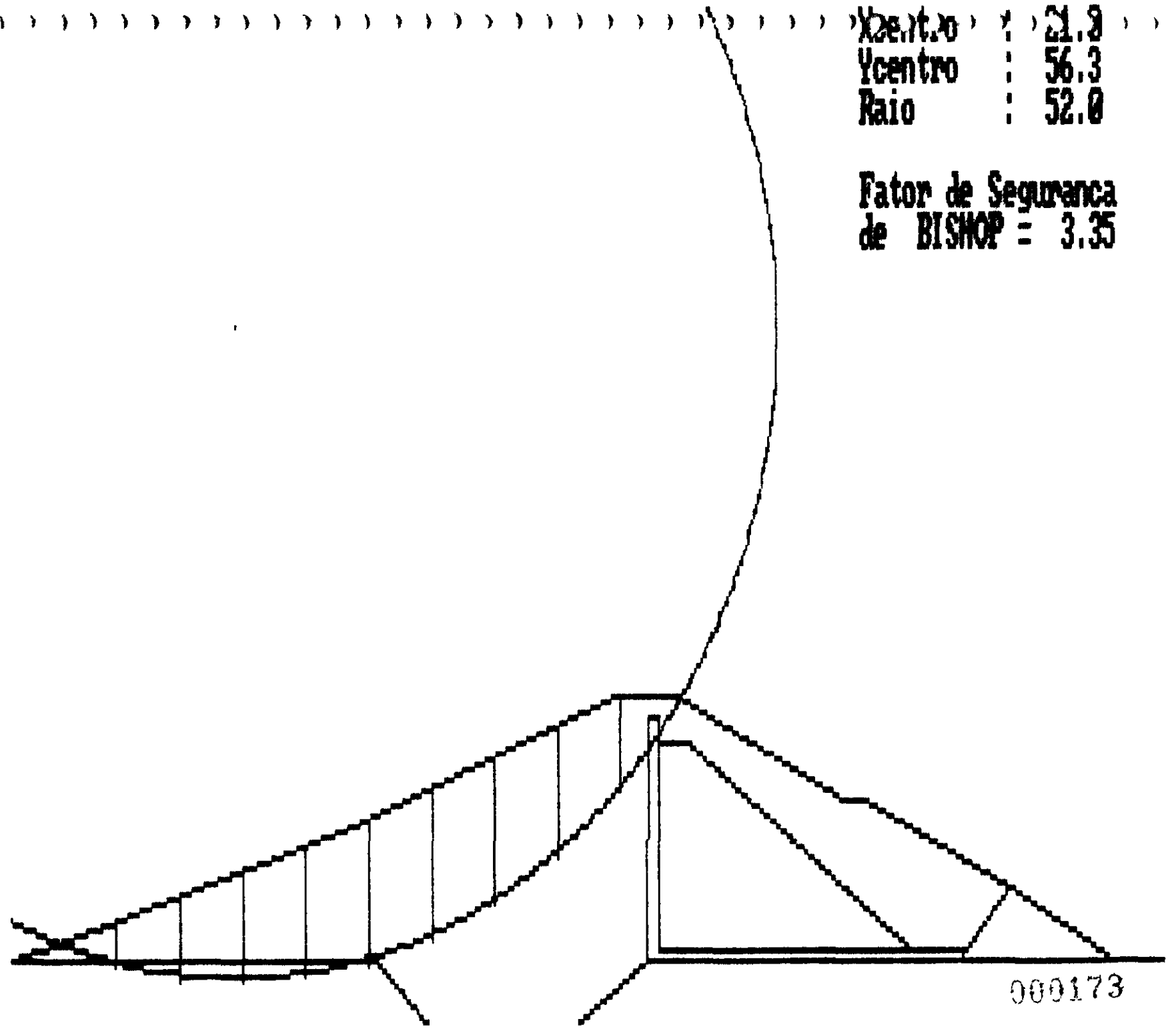
Xcentro : 21.8  
Ycentro : 57.3  
Raio : 52.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 3.82



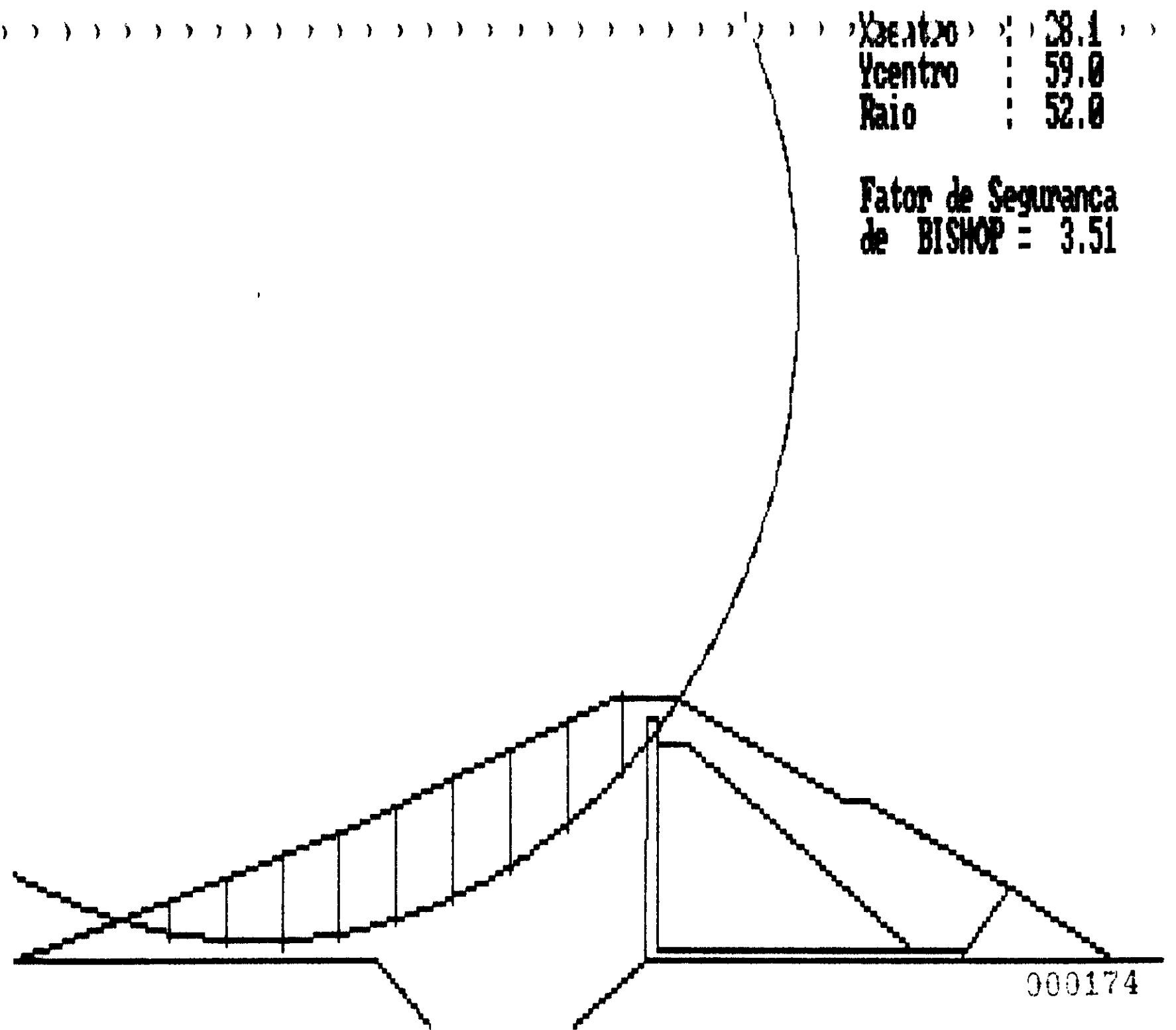
Xcentro : 21.8  
Ycentro : 56.3  
Raio : 52.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 3.35



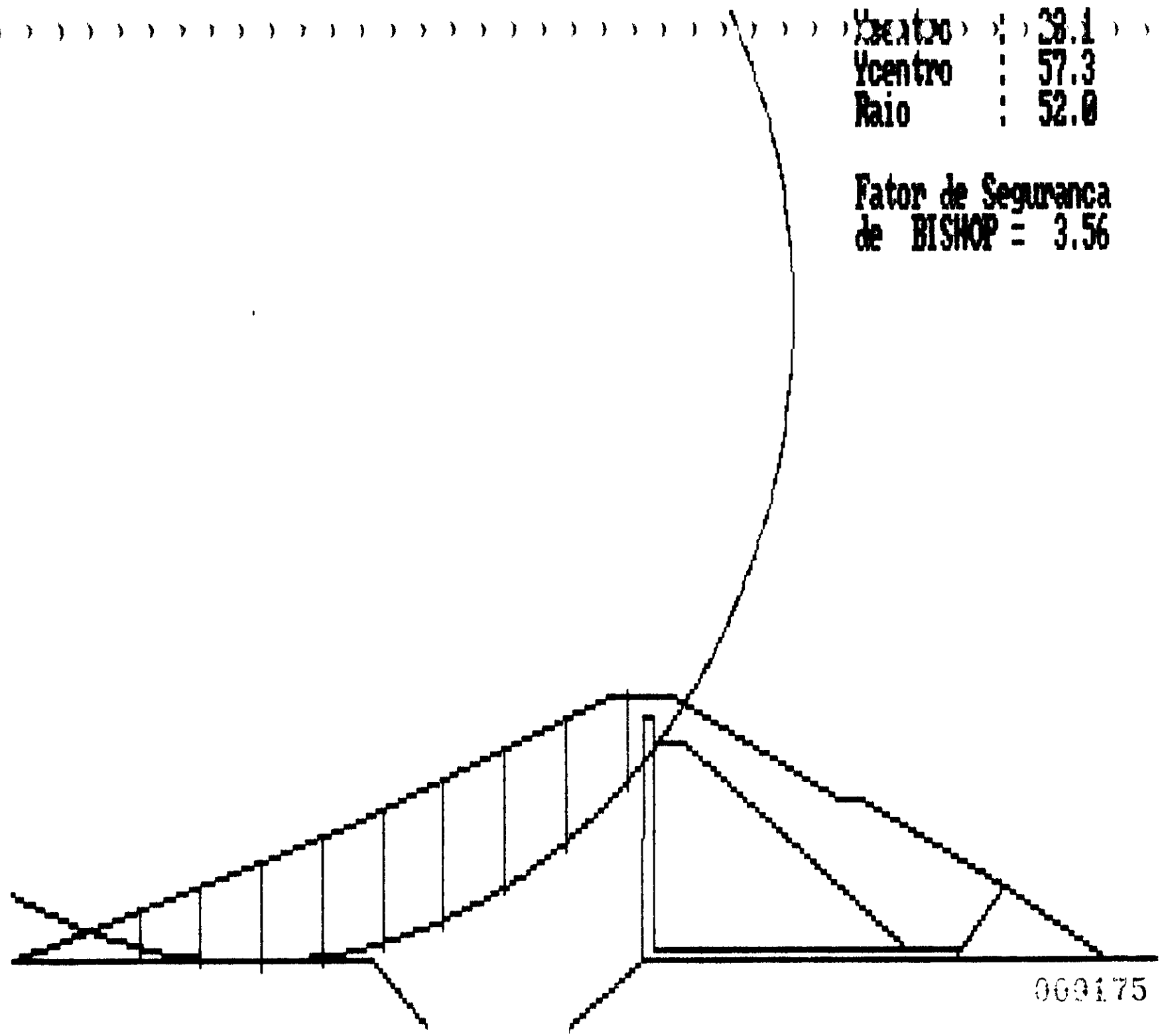
Xcentro : 28.1  
Ycentro : 59.0  
Raio : 52.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 3.51



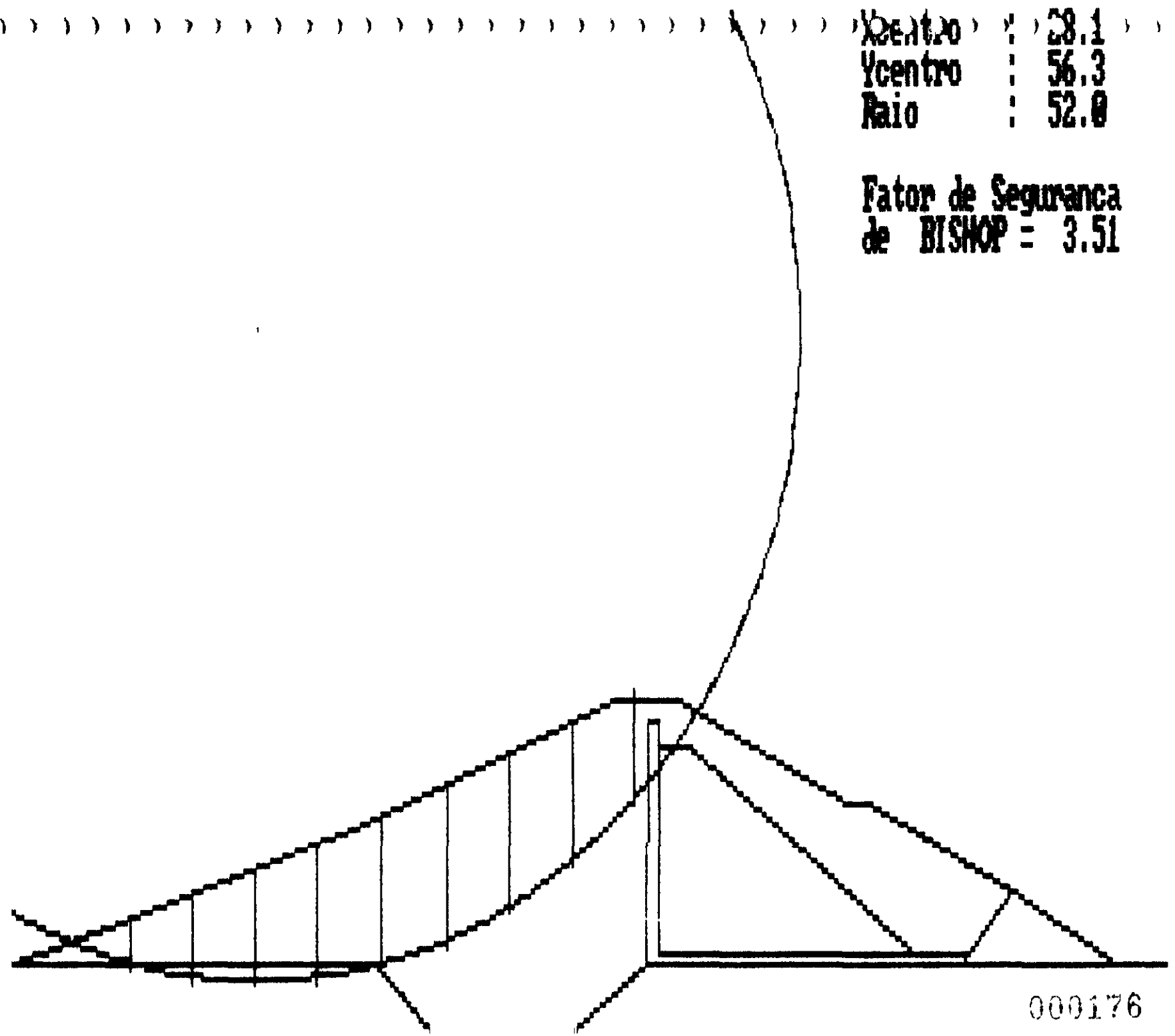
Xcentro : 38.1  
Ycentro : 57.3  
Raio : 52.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 3.56



Xcentro : 28.1  
Ycentro : 56.3  
Raio : 52.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 3.51





AGUASOLOS Consultoria de Engenharia Ltda.

174

ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES (Resumo)

PROJETO PARAMBU - TALUDE DE JUSANTE - RESERVATORIO CHEJO

Pressão Neutra 10% do Peso da fatia

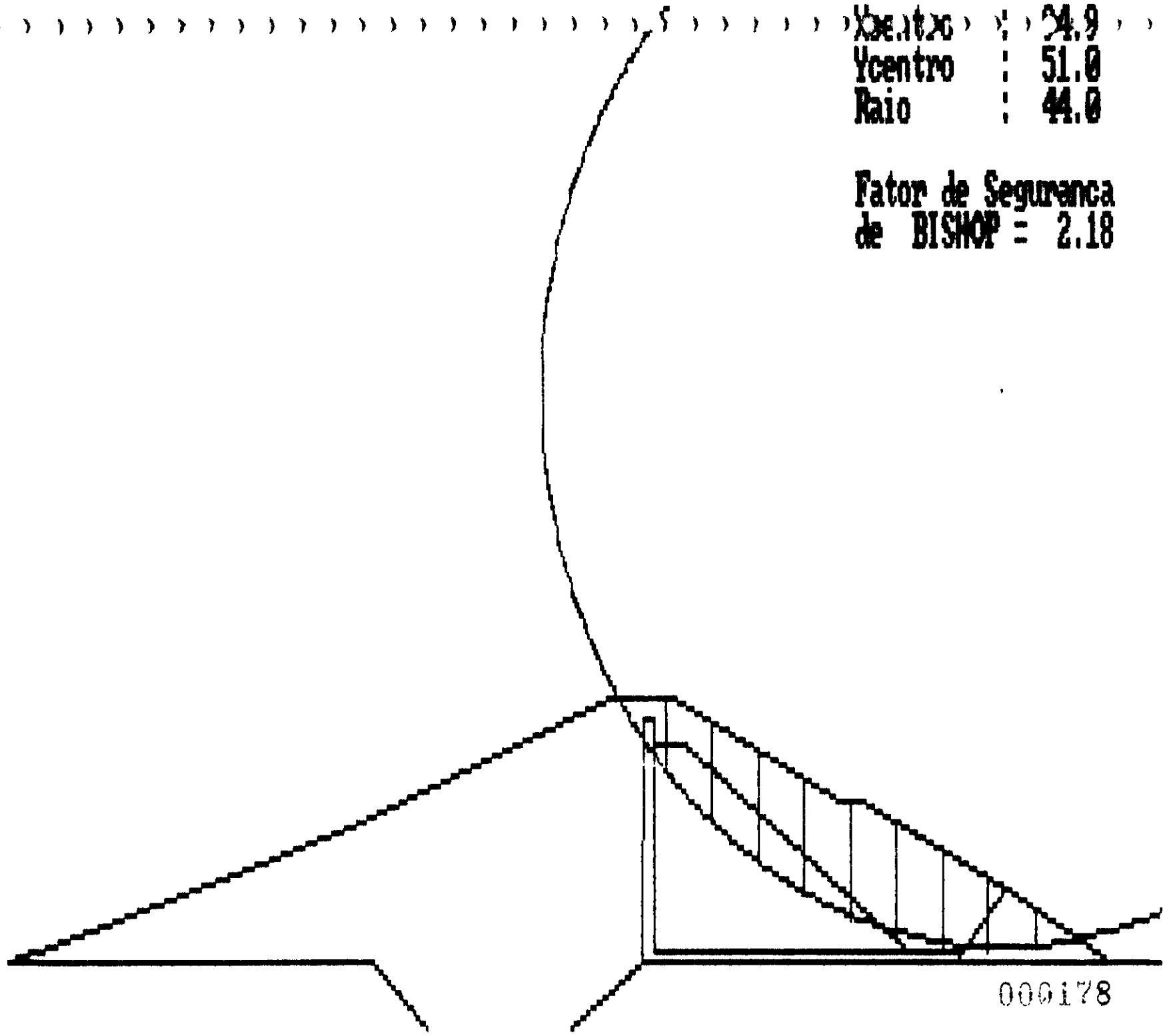
numero de Fatias 10

COORDENADAS DO CENTRO		FATOR DE SEGURANCA
Abcissa	Ordenada	de Bishop
94,90	51,03	2,18
94,90	49,66	2,07
94,90	48,62	2,18
95,90	51,00	1,76
95,90	49,62	1,87
95,90	48,59	2,21
96,93	51,00	2,27
96,93	49,61	2,26
96,93	48,59	2,07

Fator de Segurança Mínimo = 3,35

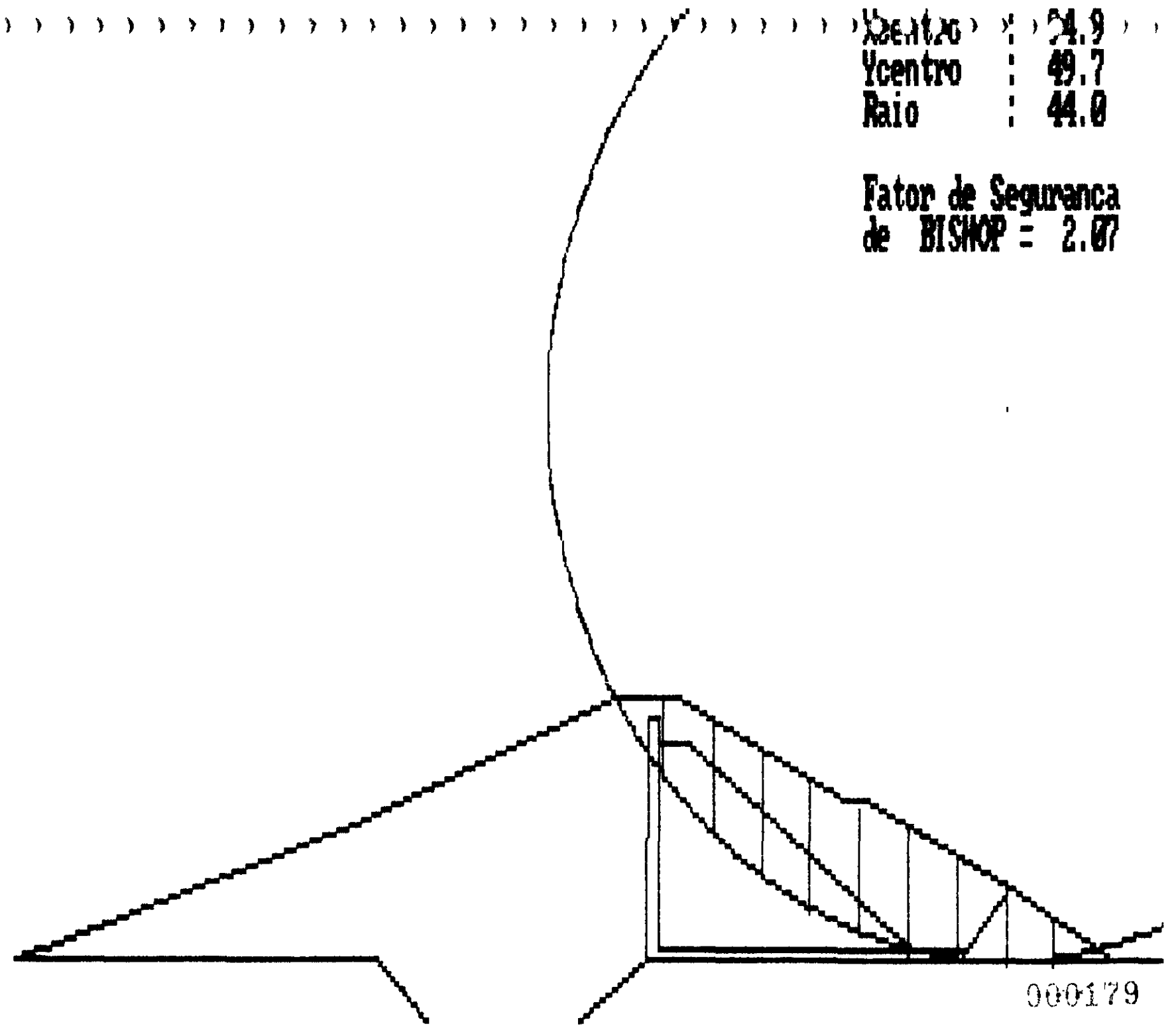
Xcentro : 54.9  
Ycentro : 51.0  
Raio : 44.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.18



Xcentro : 54.9  
Ycentro : 49.7  
Raio : 44.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.07

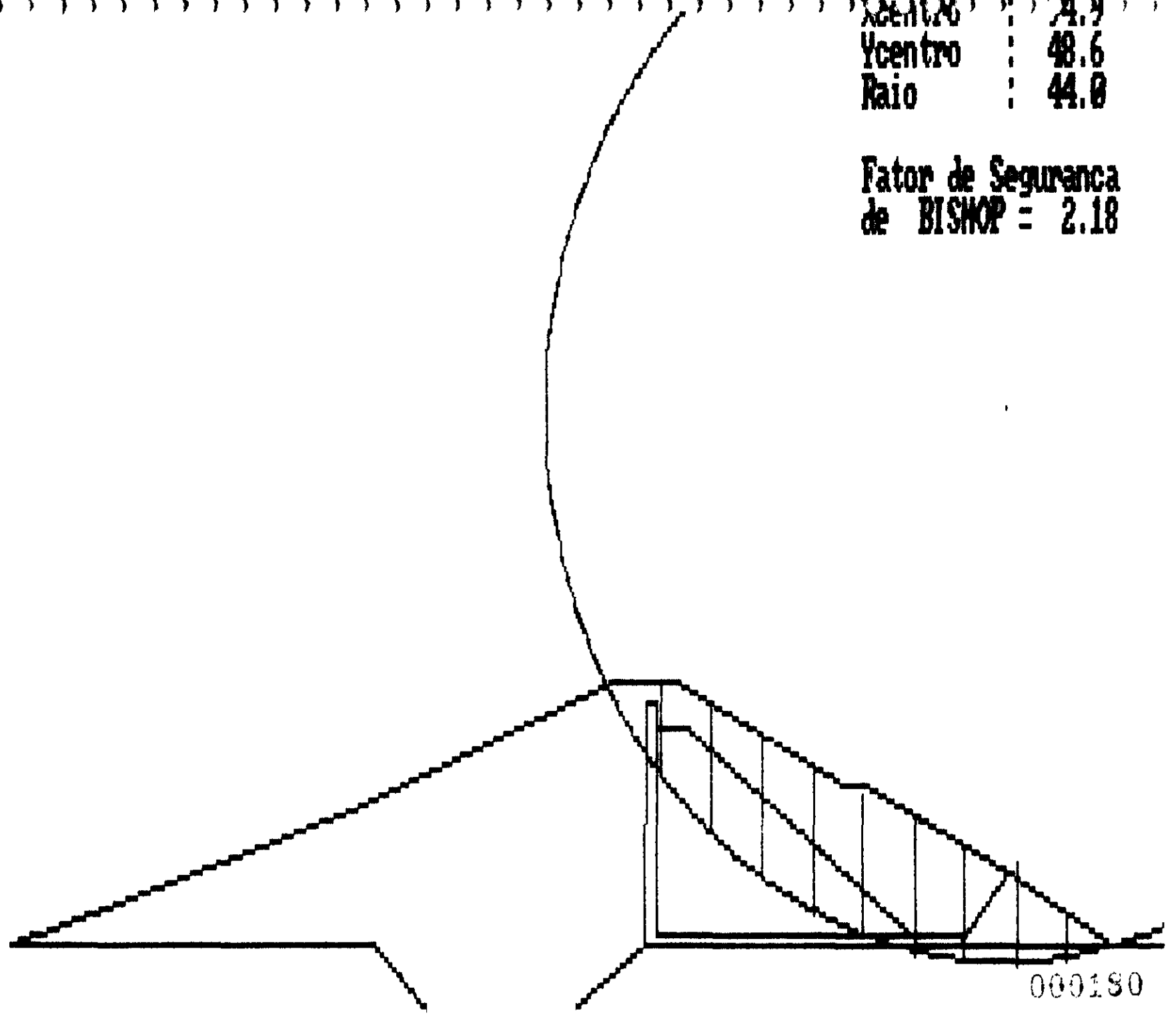


AGUASOLOS - CONSULTORA DE ENGENHARIA LTDA

000179

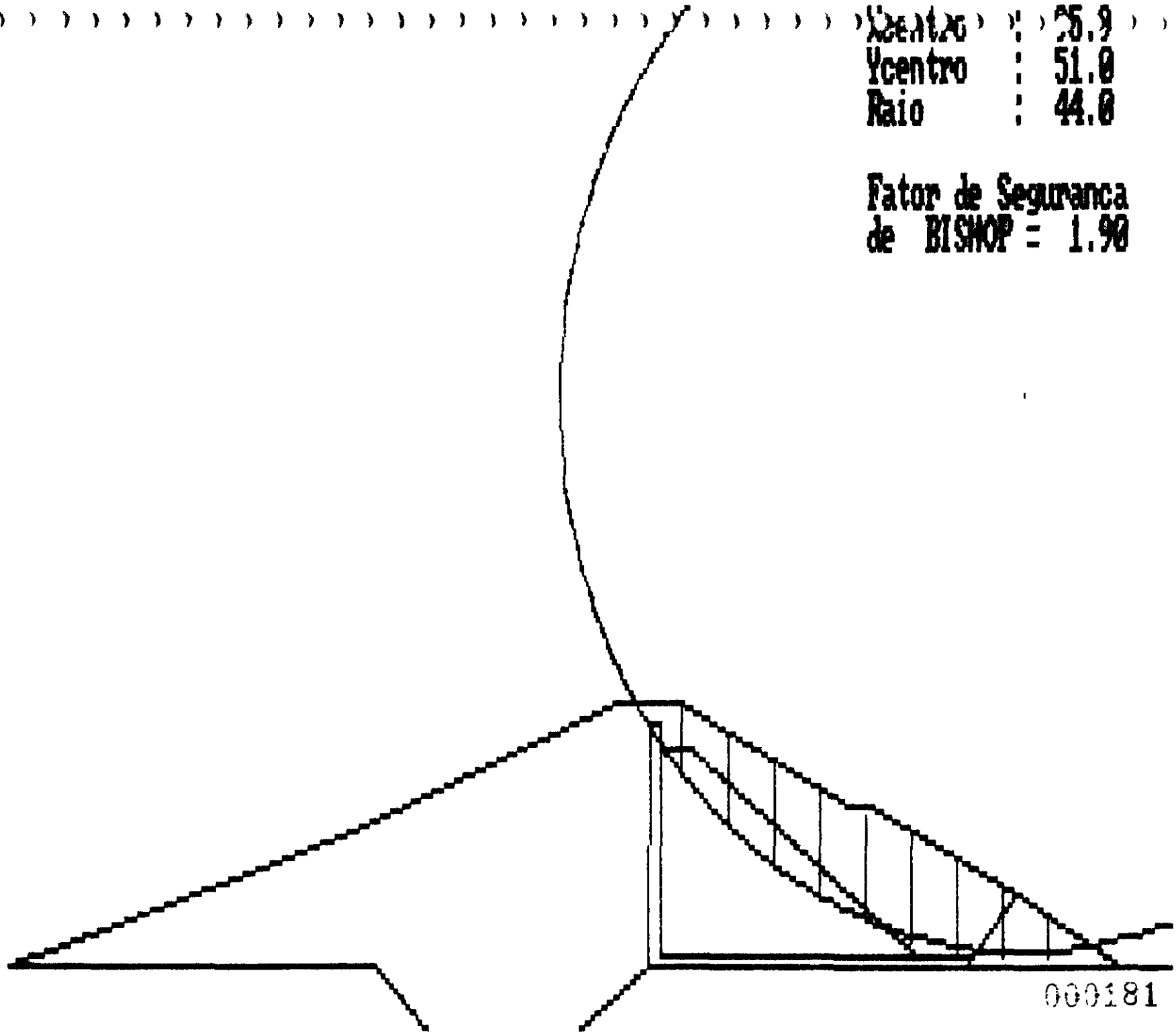
Xcentro : 71.9  
Ycentro : 48.6  
Raio : 44.8

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.18



Xcentro : 55.9  
Ycentro : 51.0  
Raio : 44.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 1.90

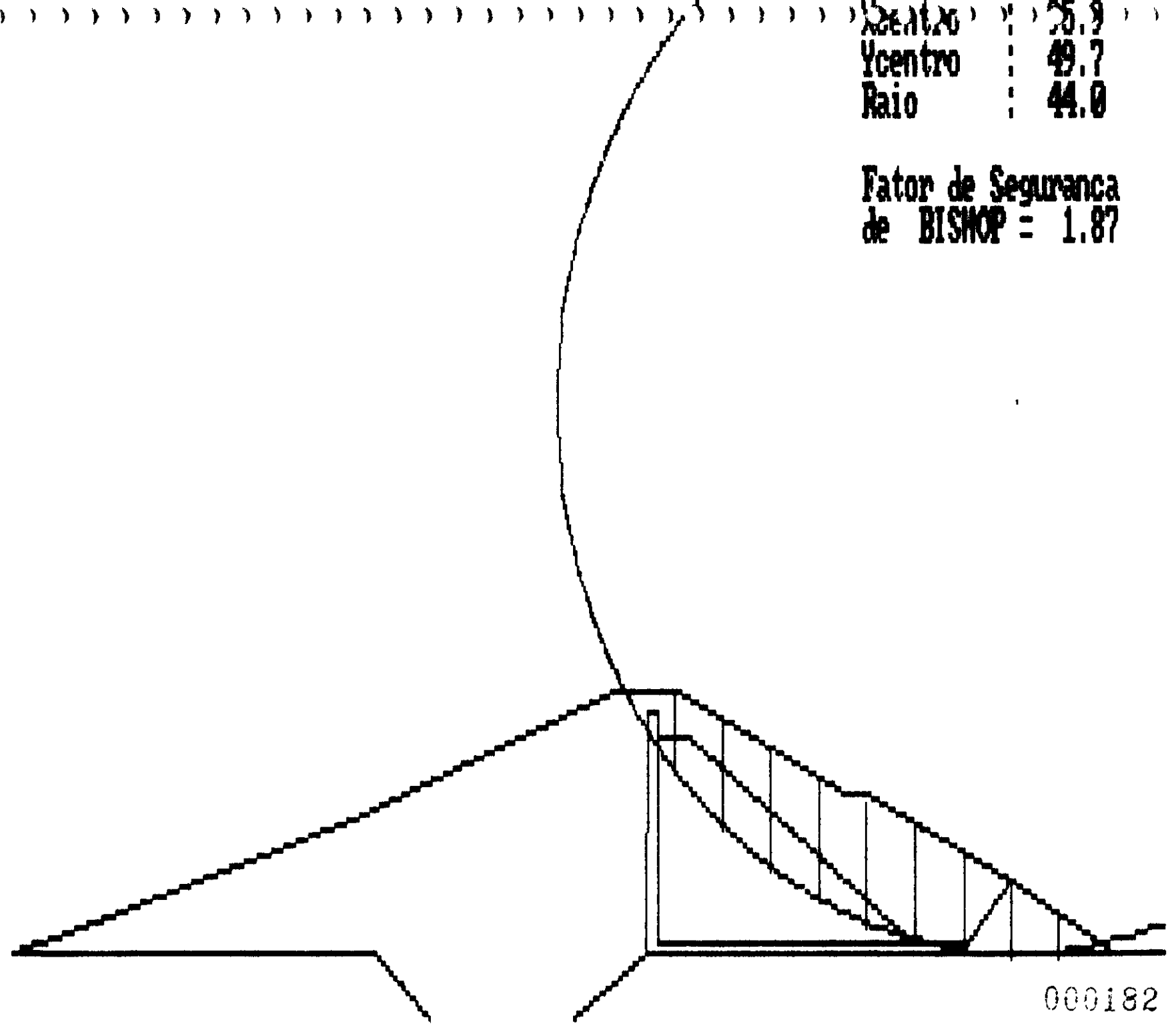


AGUASOLOS - CONSULTORA DE ENGENHARIA LTDA

000181

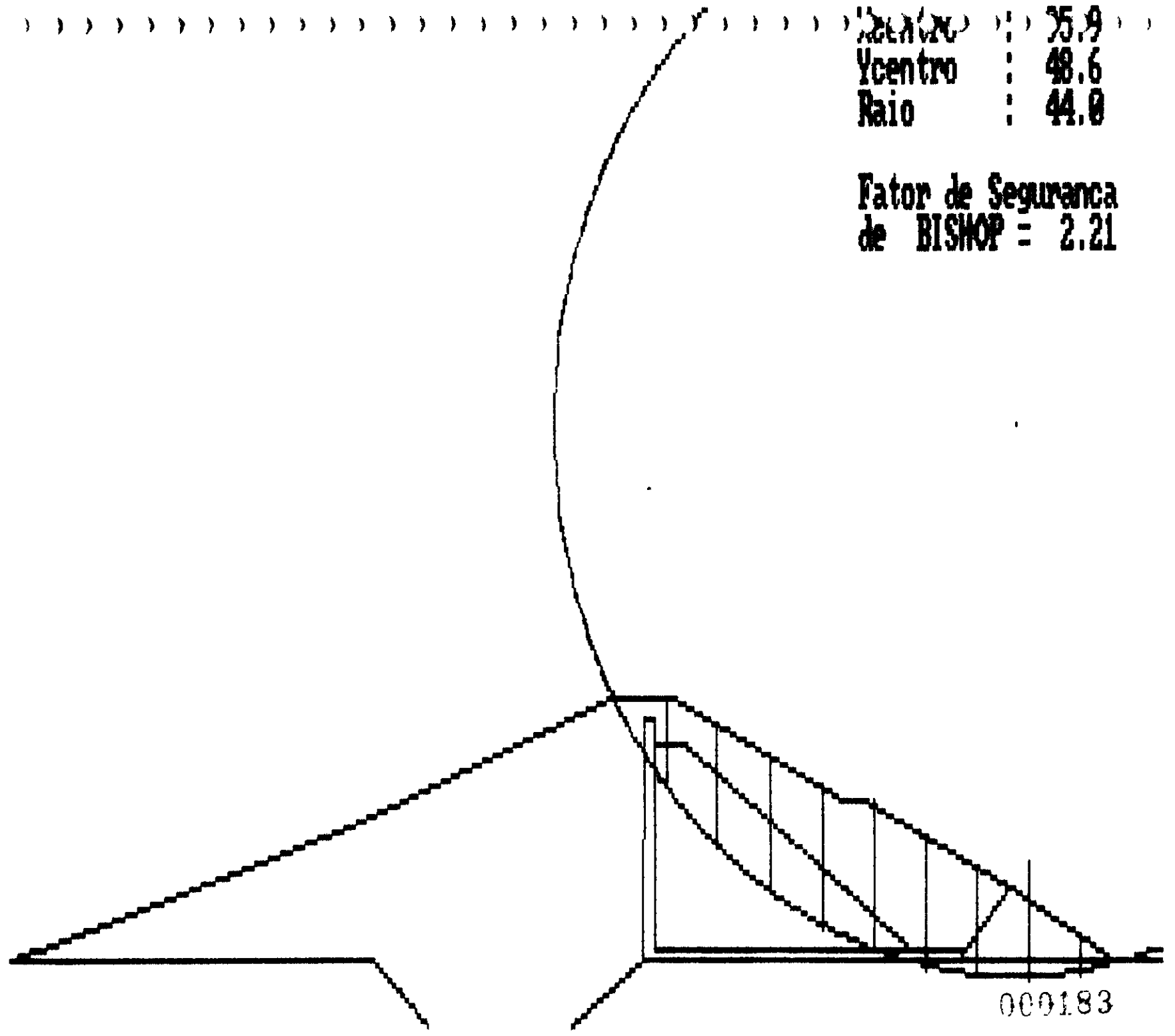
Xcentro : 25.9  
Ycentro : 49.7  
Raio : 44.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 1.87



Xcentro : 75.9  
Ycentro : 48.6  
Raio : 44.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.21

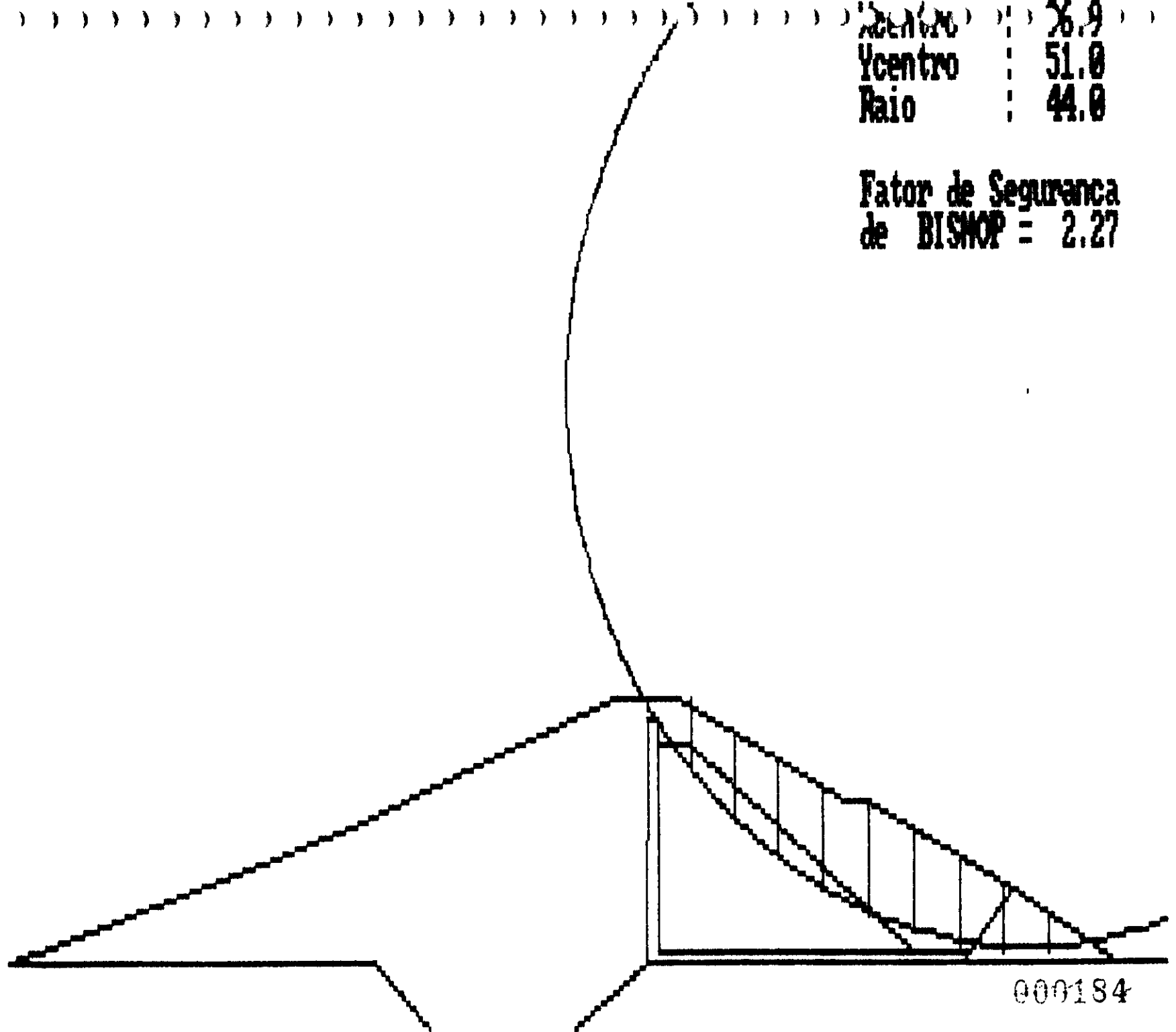


AGUASOLOS - CONSULTORA DE ENGENHARIA LTDA

000183

Xcentro : 26.9  
Ycentro : 51.0  
Raio : 44.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.27



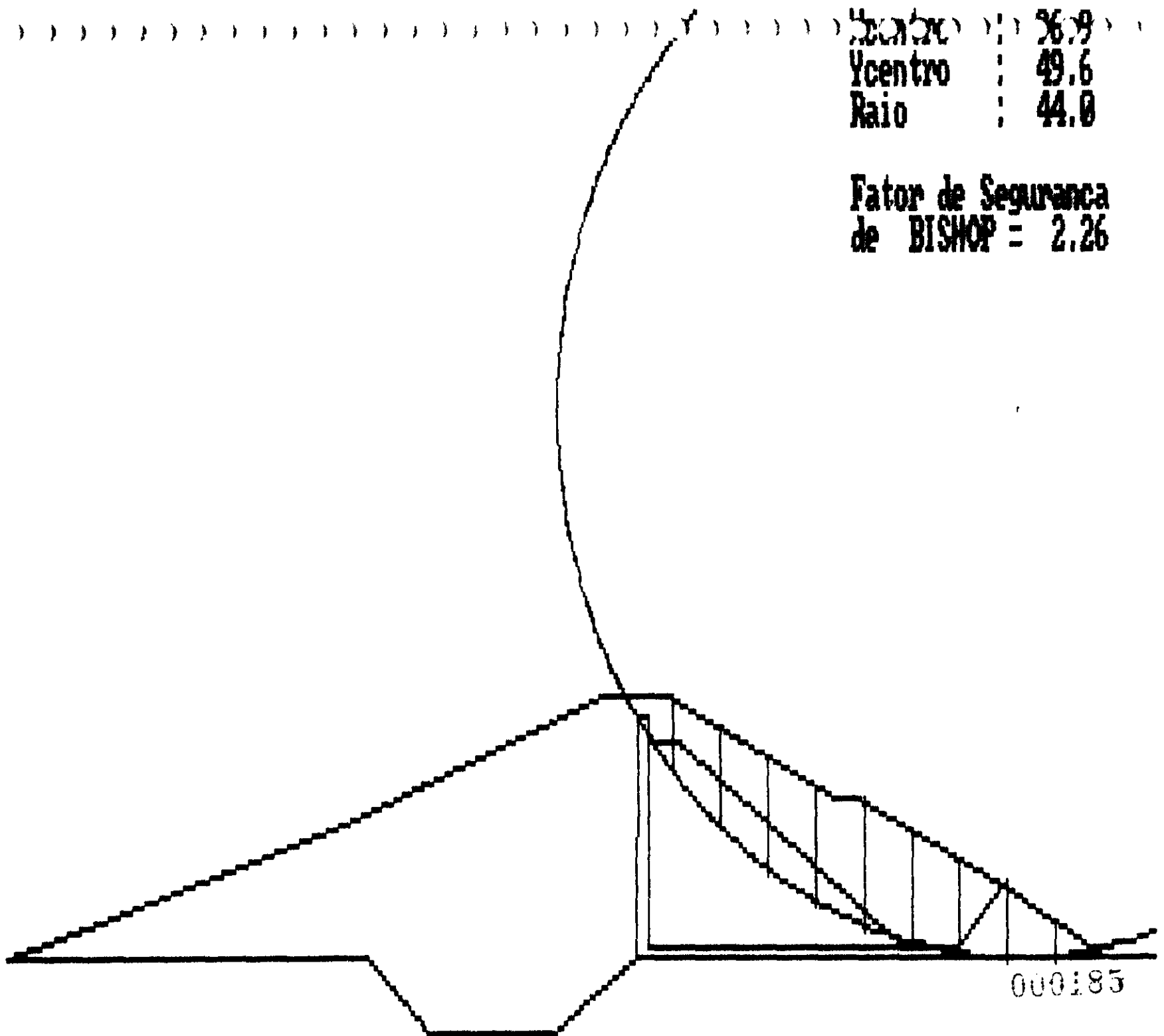
AGUASOLOS - CONSULTORA DE ENGENHARIA LTDA

000184



Xcentro : 36.9  
Ycentro : 49.6  
Raio : 44.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.26

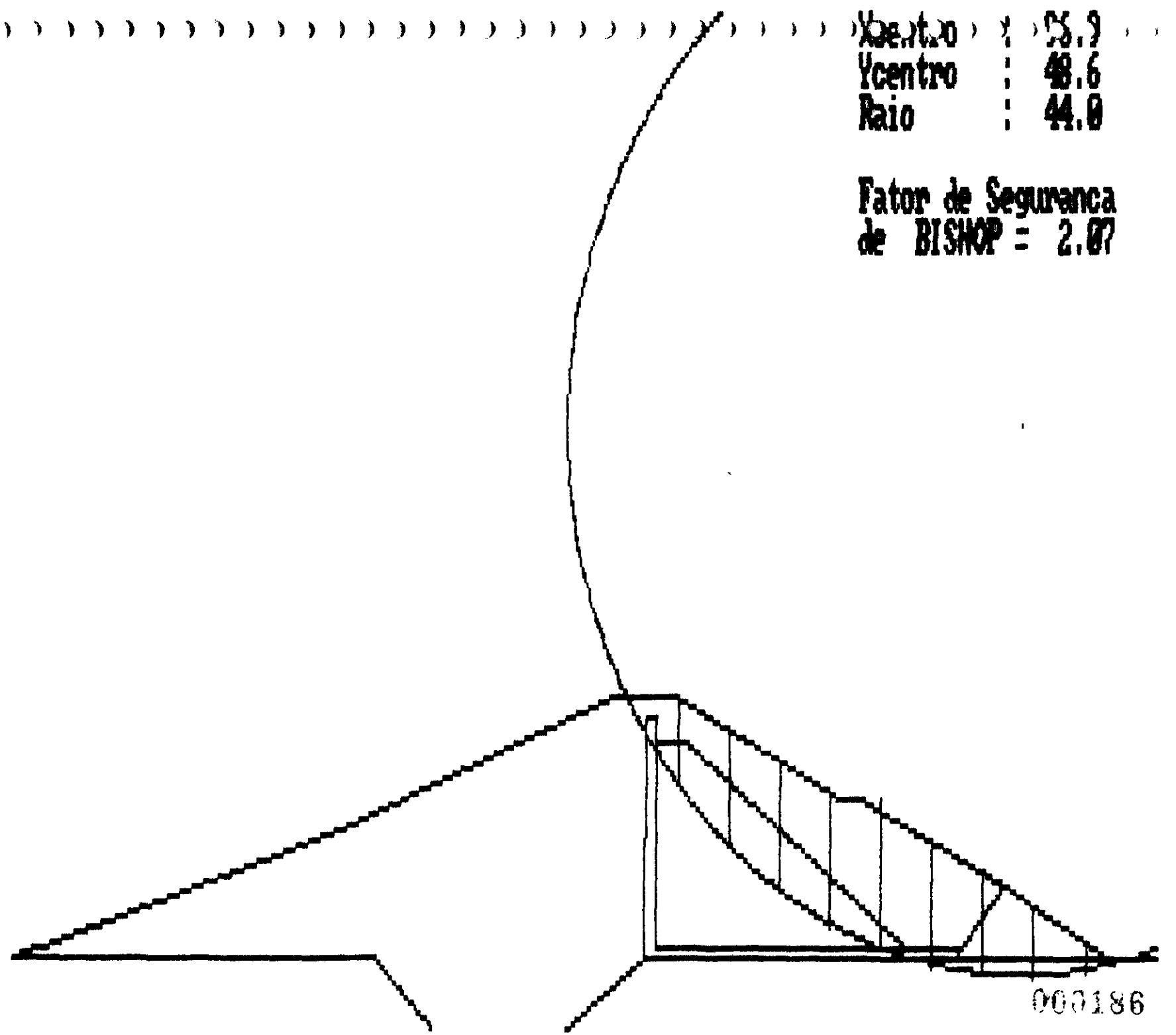


AGUASOLOS - CONSULTORIA DE ENGENHARIA LTDA

000185

Xcentro : 55.9  
Ycentro : 48.6  
Raio : 44.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.07



BARRAGEM SUJEITA A Esvaziamento Rápido

X1	Y1	X2	Y2	DENSIDADE	COESAO	FI
0.0	6.0	32.4	16.8	2.06	4.90	24.10
32.4	16.8	57.4	26.8	2.06	4.90	24.10
57.4	26.8	63.4	26.8	2.06	4.90	24.10
63.4	26.8	79.4	18.8	2.06	4.90	24.10
79.4	18.8	81.4	18.8	2.06	4.90	24.10
81.4	18.8	95.4	11.8	2.06	4.90	24.10
95.4	11.8	105.4	6.0	2.30	0.00	40.00
60.4	6.0	105.4	6.0	2.06	4.90	24.10
90.4	6.0	95.4	11.8	2.30	0.00	40.00
0.0	6.0	34.5	6.0	2.06	4.90	24.10
34.5	6.0	40.5	6.0	2.06	4.90	24.10
40.5	6.0	52.5	6.0	2.06	4.90	24.10
52.5	6.0	60.4	6.0	2.06	4.90	24.10
60.4	6.0	60.4	25.3	2.20	0.00	35.00
60.4	25.3	61.4	25.3	2.20	0.00	35.00
61.4	25.3	61.5	7.0	2.20	0.00	35.00
61.5	7.0	90.4	7.0	2.20	0.00	35.00
61.4	23.3	64.4	23.3	2.03	2.00	33.00
64.4	23.3	85.9	7.0	2.03	2.00	33.00

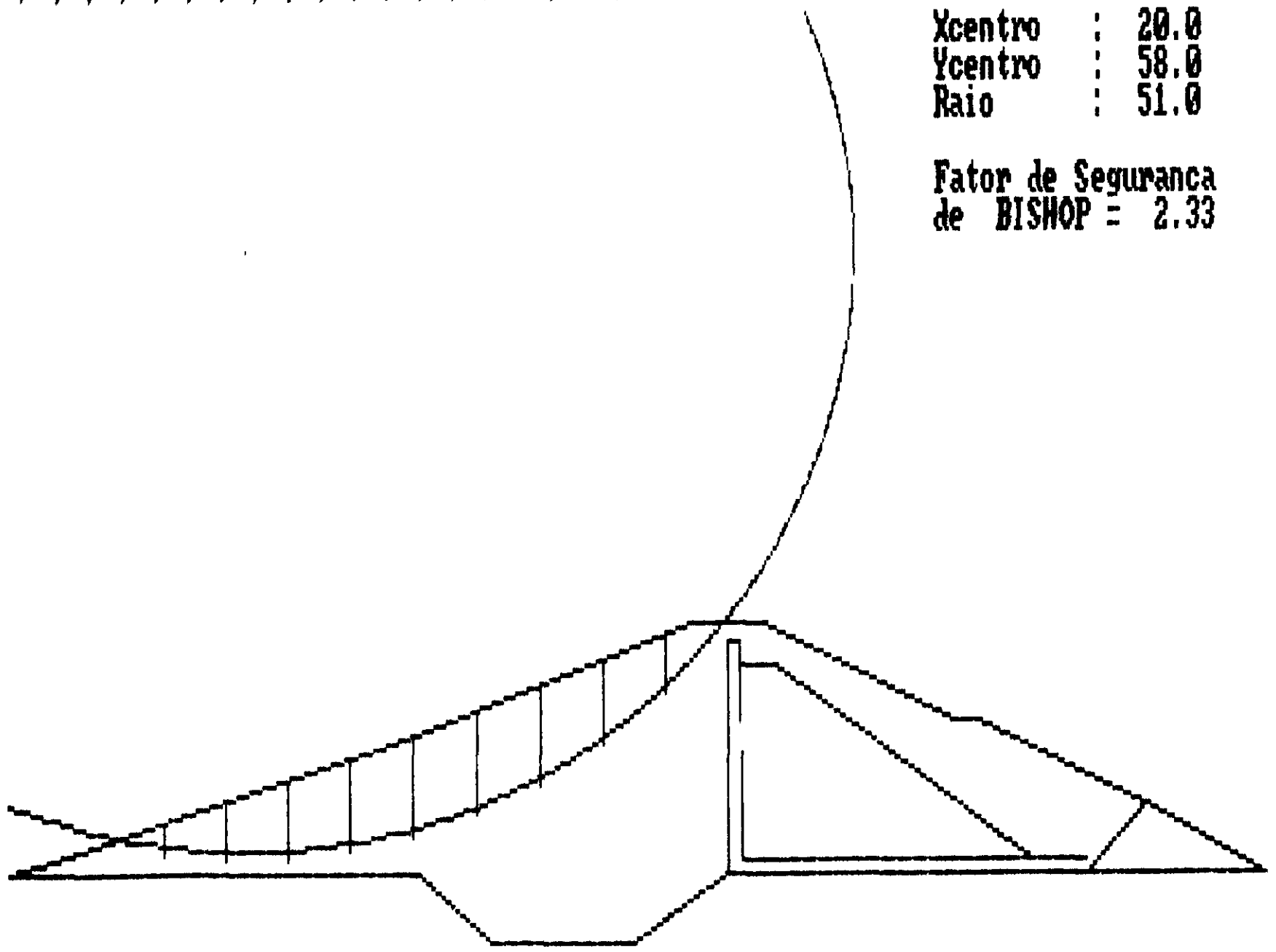
PROJETO PARAMBU - TALUDE DE MONTANTE - REBAIXAMENTO RAPIDO  
 Pressao Neutra 30% do Peso da fatia  
 Numero de Fatias 10

COORDENADAS DO CENTRO		FATOR DE SEGURANCA
Ordemada	Yato	de Bishop
20.00	58.00	2.33
20.00	57.01	2.25
20.00	55.03	2.14
20.00	54.04	2.10
21.98	57.01	2.21
21.98	55.03	2.01
21.98	54.04	2.04
23.96	57.01	2.12
23.96	56.02	2.09
23.96	54.04	2.04
23.96	53.04	2.03

Fator de Seguranca Minimo = 2.01

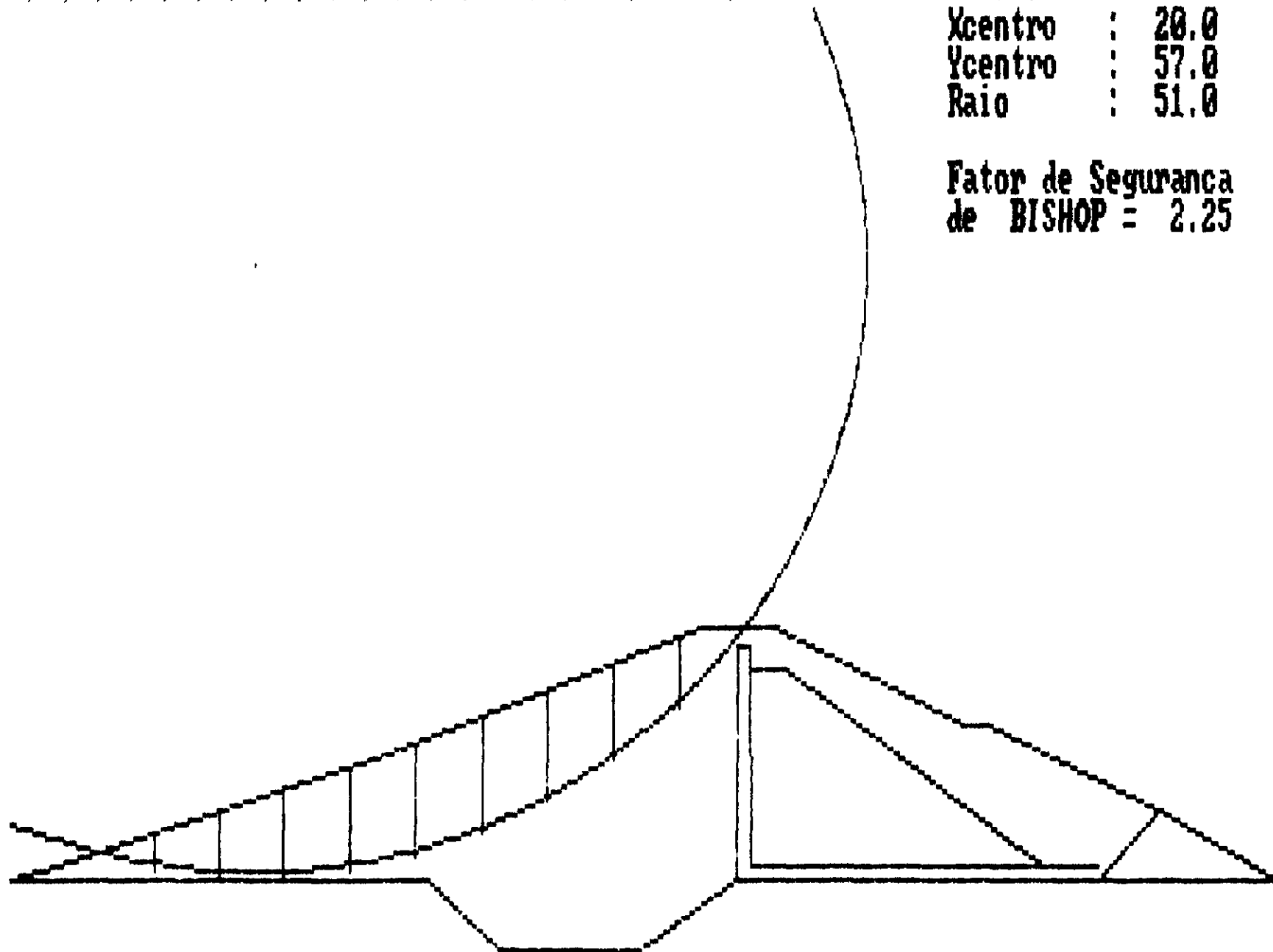
Xcentro : 20.0  
Ycentro : 58.0  
Raio : 51.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.33



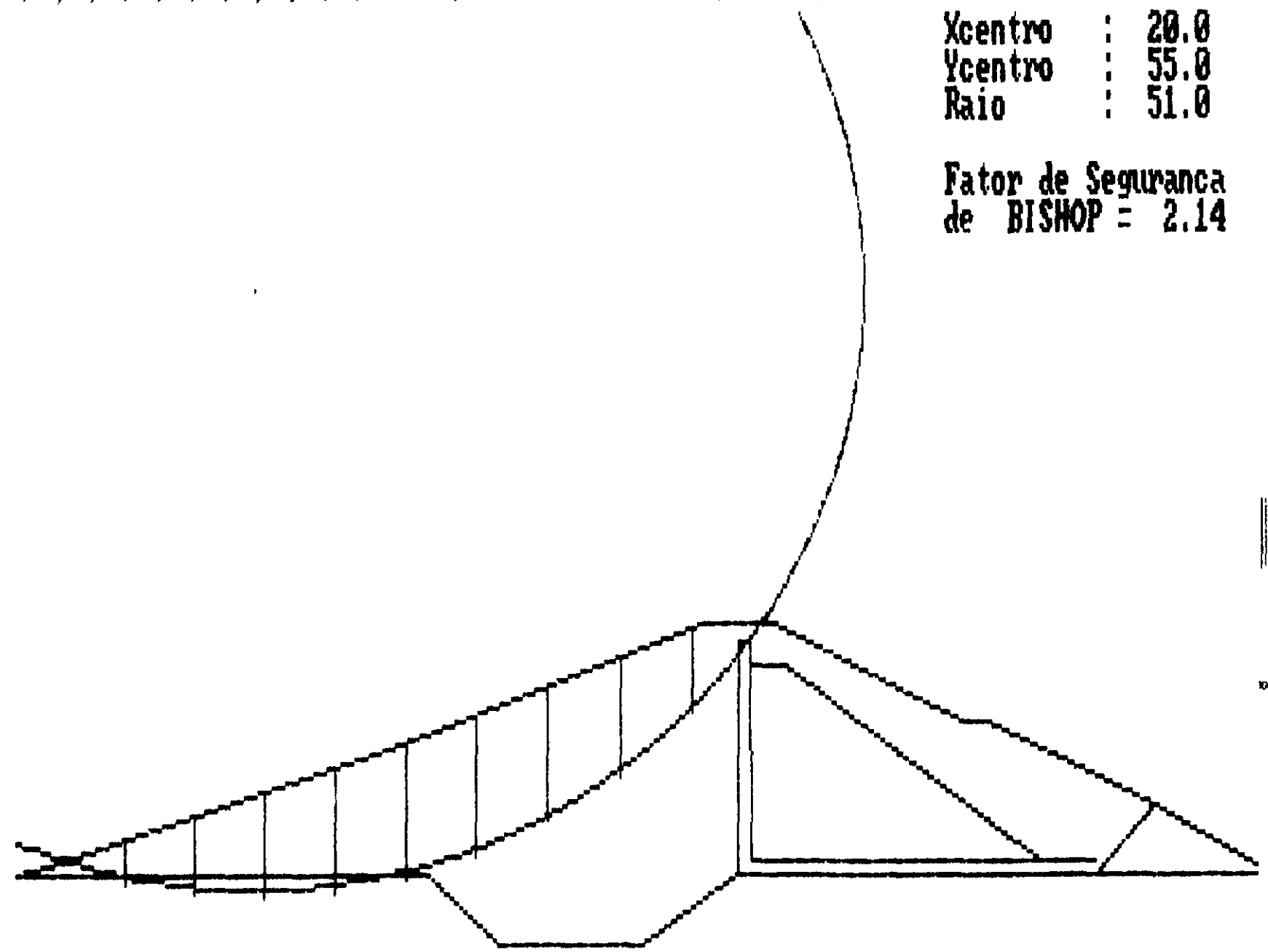
Xcentro : 20.0  
Ycentro : 57.0  
Raio : 51.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.25



Xcentro : 20.0  
Ycentro : 55.0  
Raio : 51.0

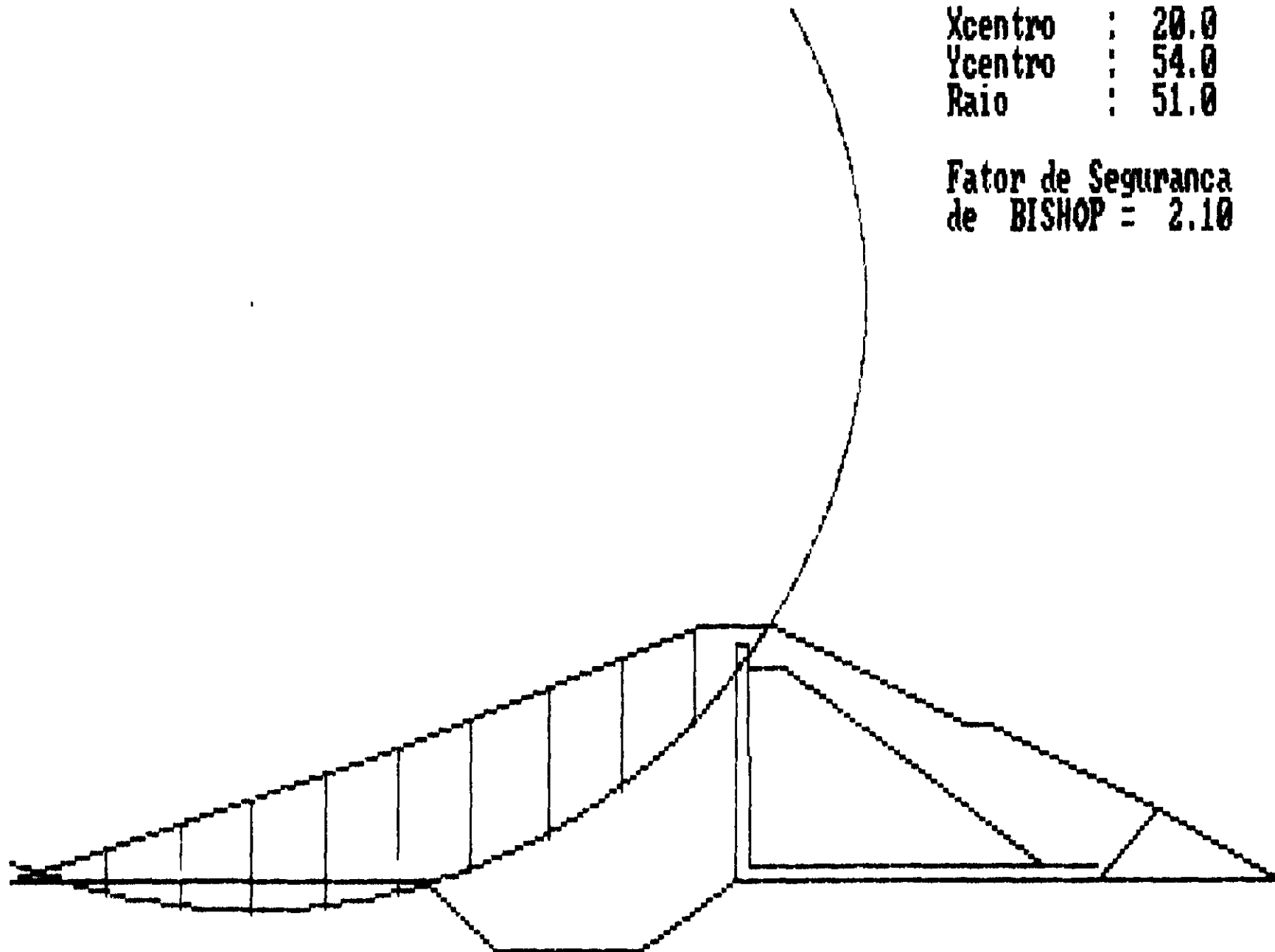
Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.14





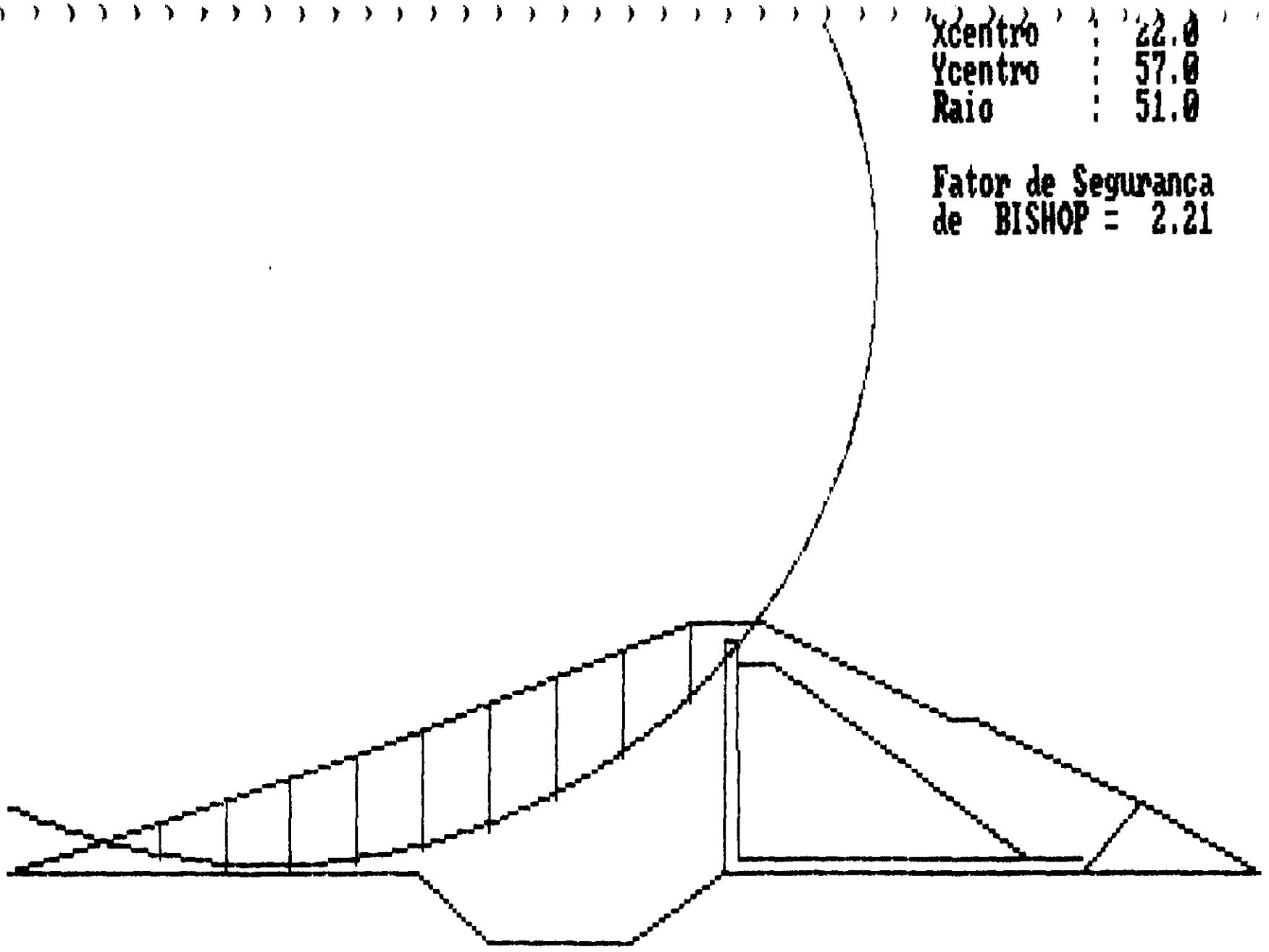
Xcentro : 20.0  
Ycentro : 54.0  
Raio : 51.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.10



Xcentro : 22.0  
Ycentro : 57.0  
Raio : 51.0

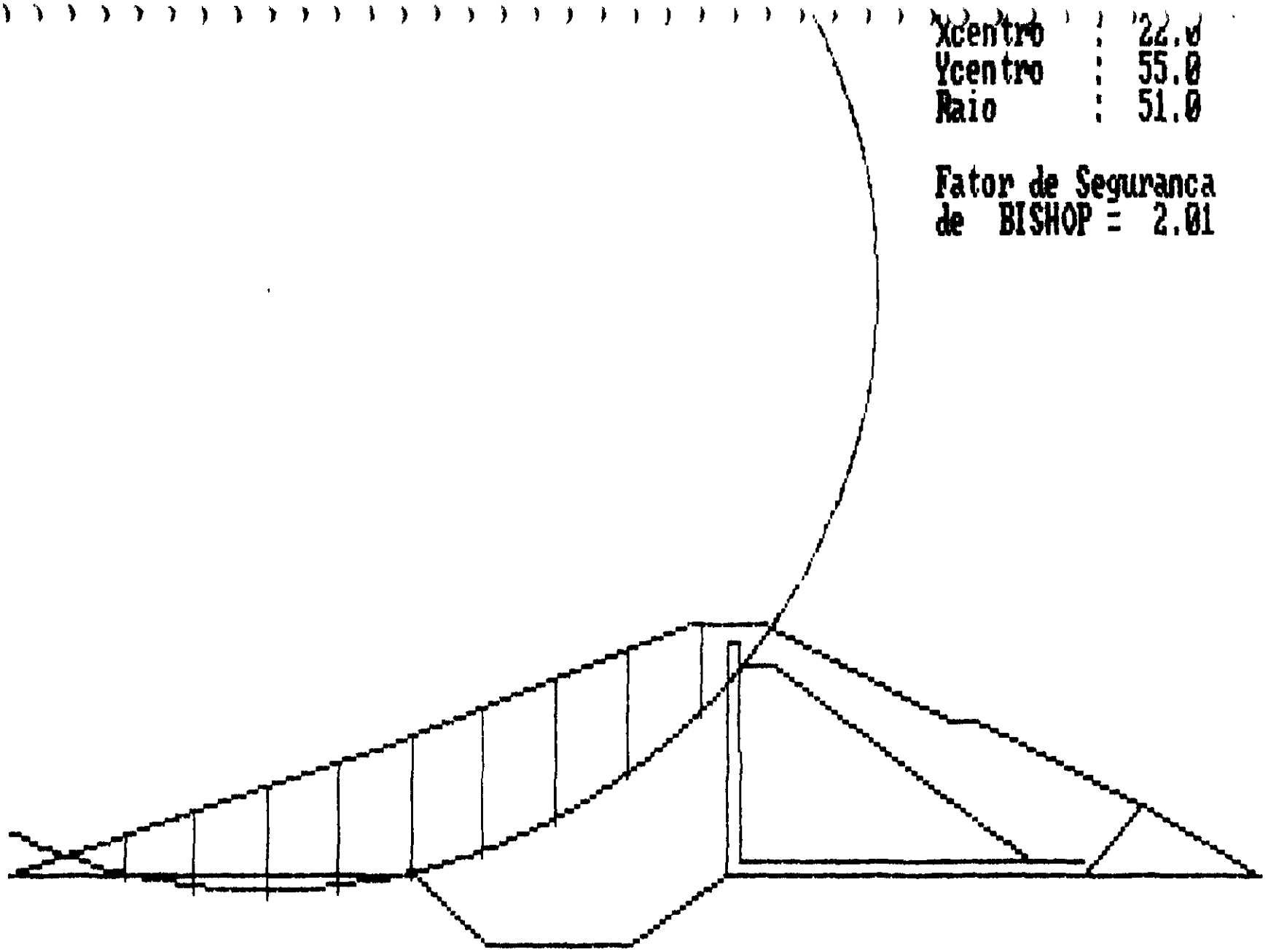
Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.21



AGUASQUILAS CONSULTORIA DE ENGENHARIA

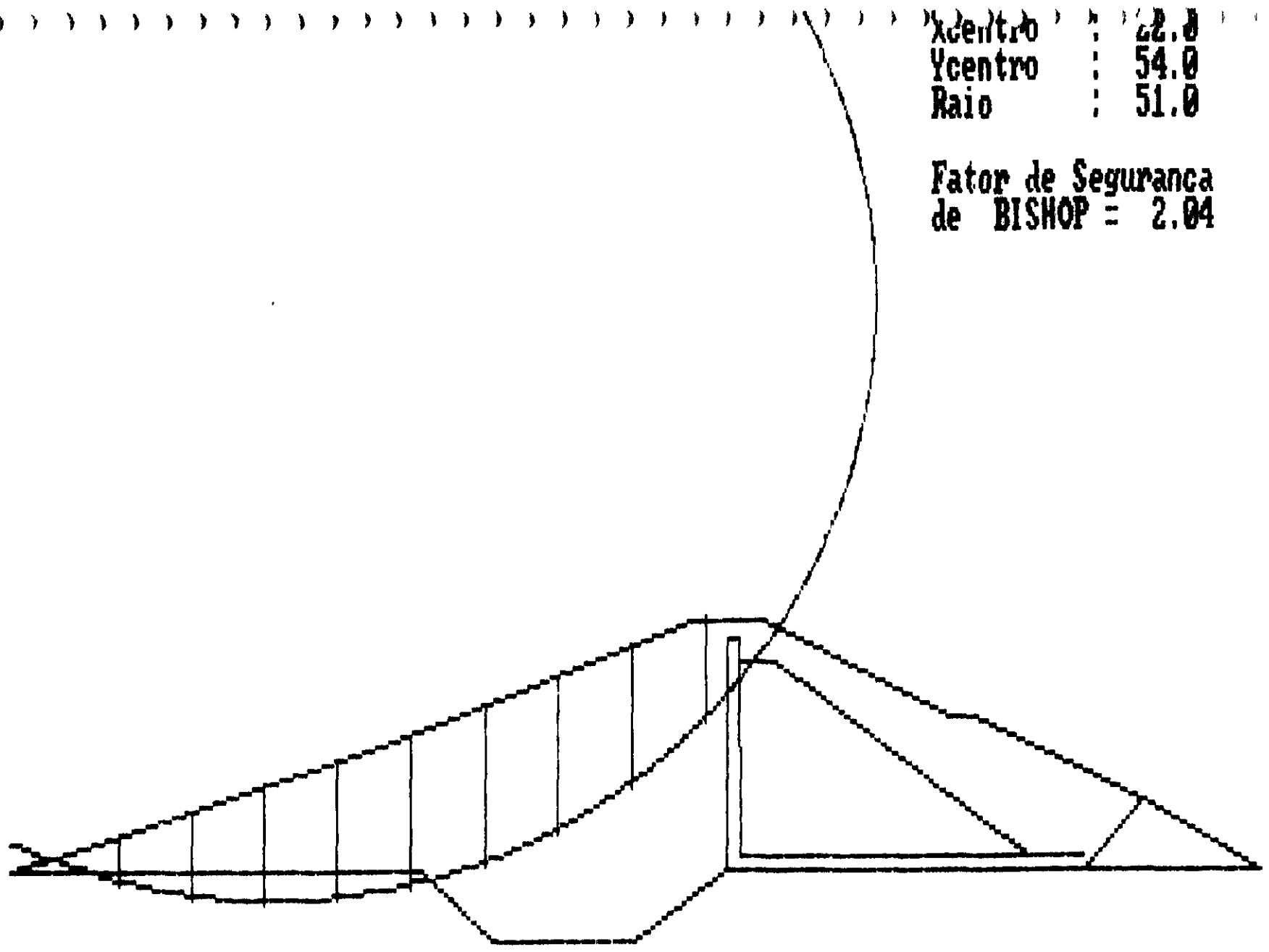
Xcentro : 22.0  
Ycentro : 55.0  
Raio : 51.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.01



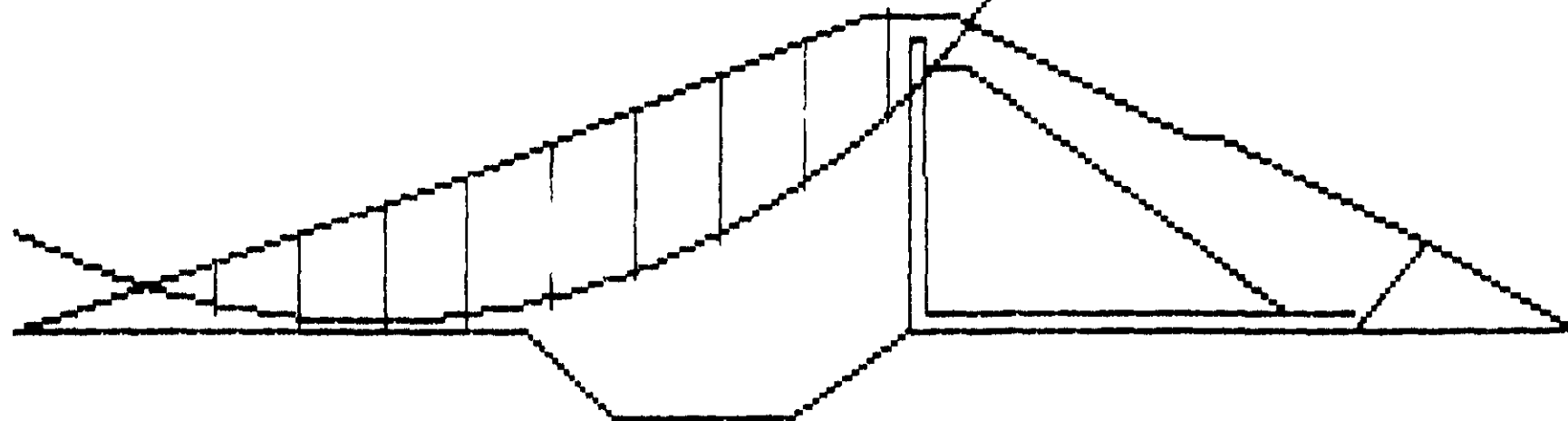
Xcentro : 62.0  
Ycentro : 54.0  
Raio : 51.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.04



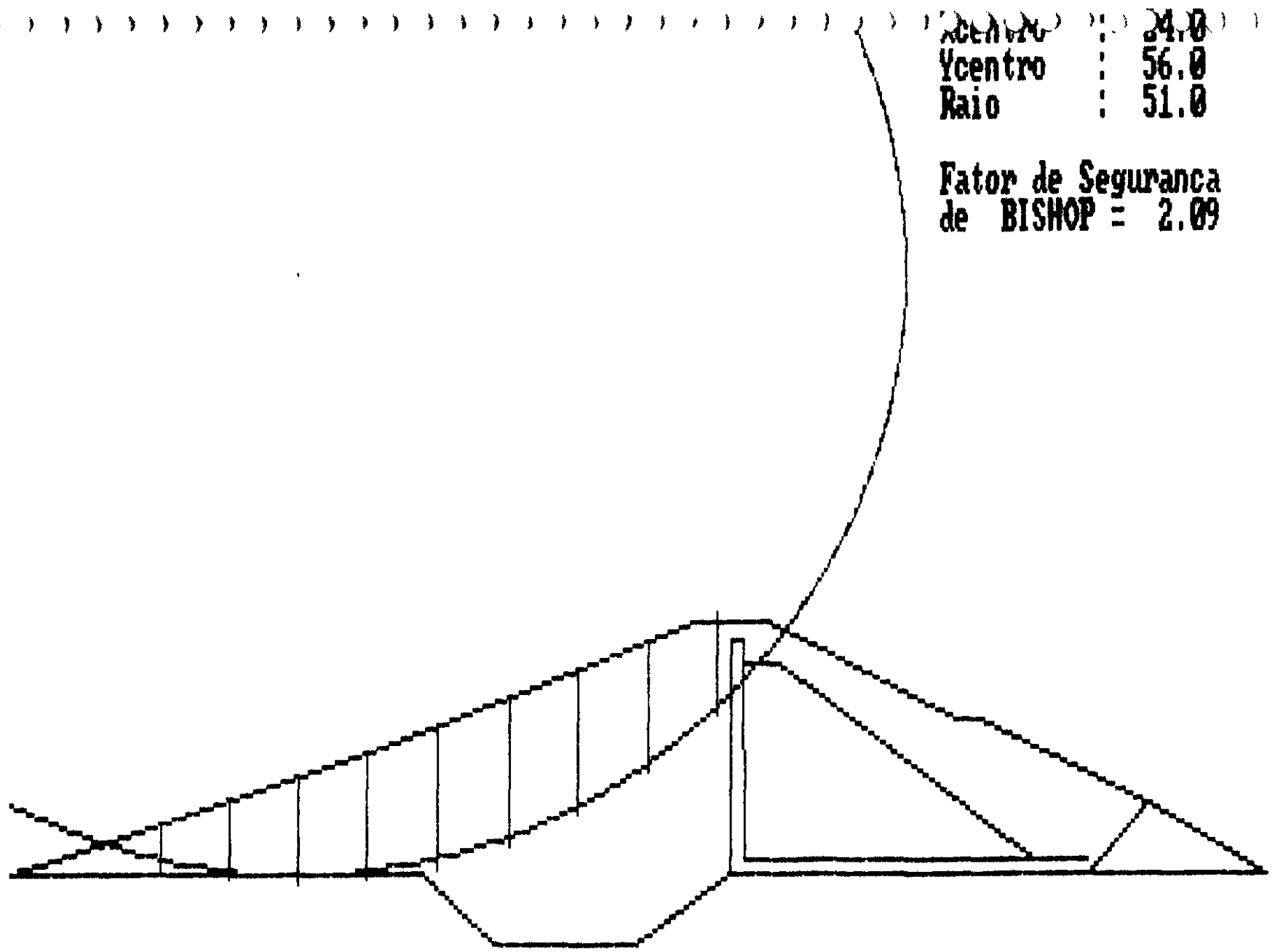
Xcentro : 24.0  
Ycentro : 57.0  
Raio : 51.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.12



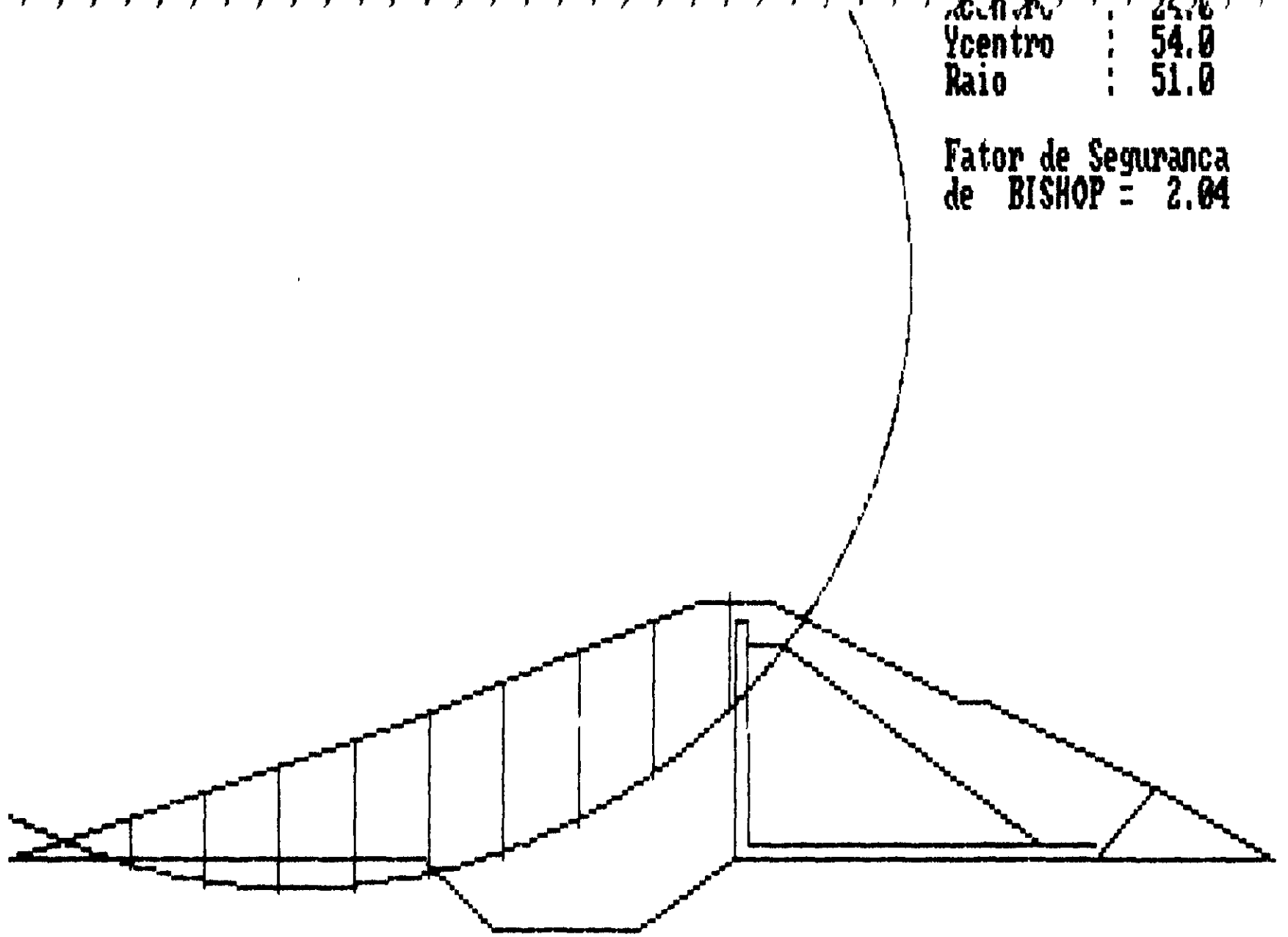
Xcentro : 24.0  
Ycentro : 56.0  
Raio : 51.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.09



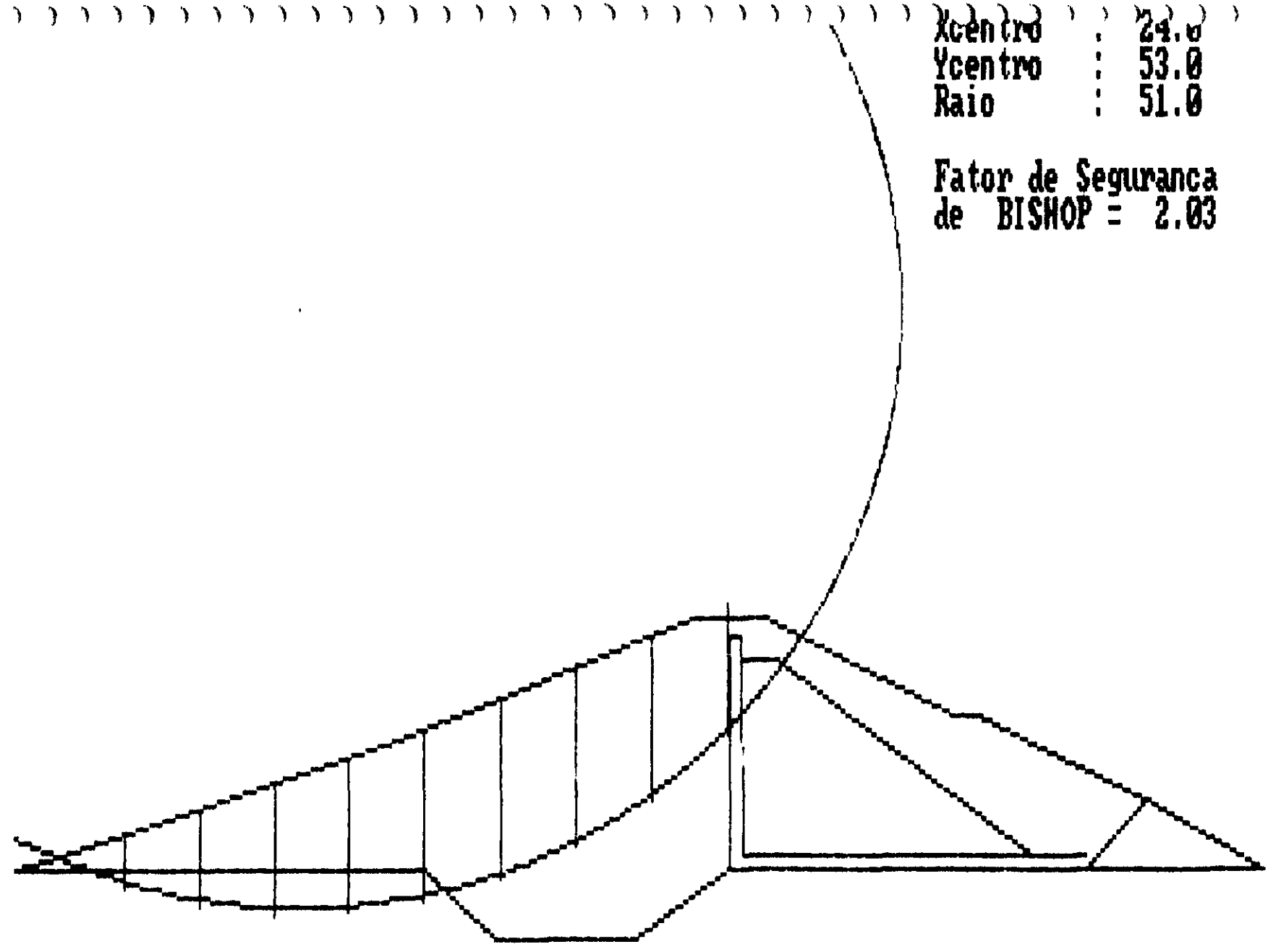
Xc (m) : 24.0  
Ycentro : 54.0  
Raio : 51.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.04



Xcentro : 24.0  
Ycentro : 53.0  
Raio : 51.0

Fator de Seguranca  
de BISHOP = 2.03



AGUASCALCOS CONEJOS D. ENRIQUE

600200

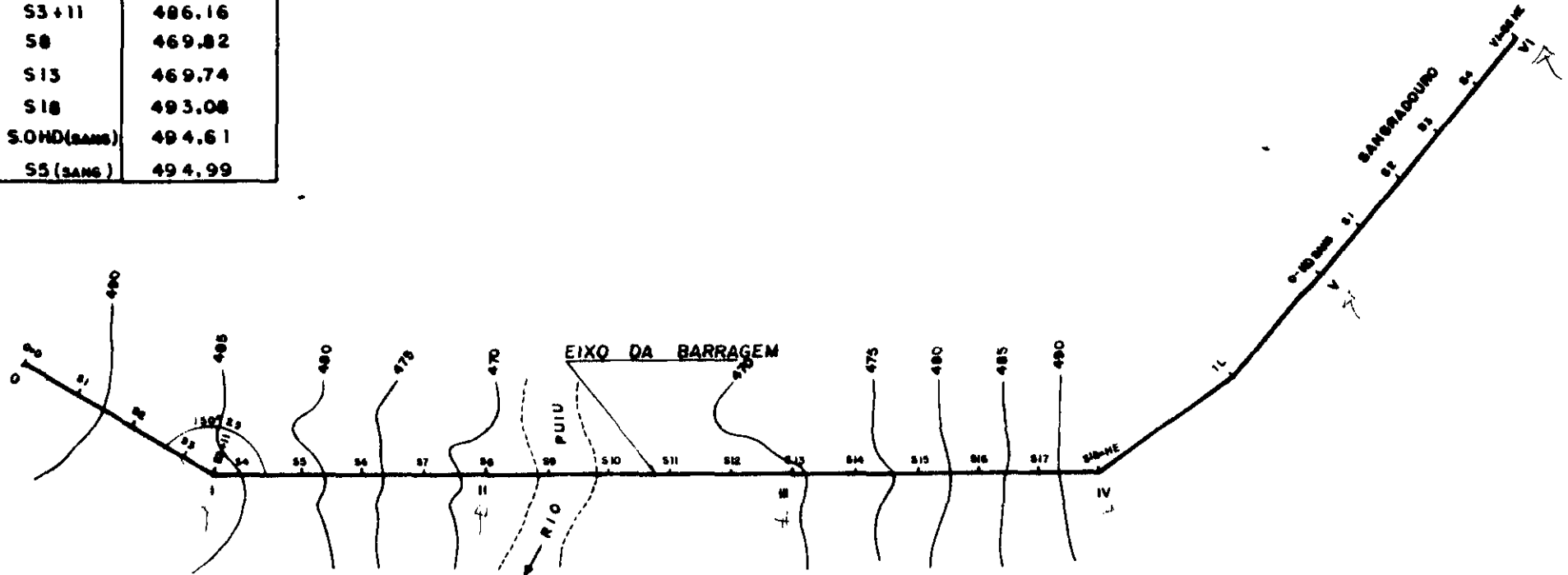




# AÇUDE PARAMBU

PLANTA E LOCALIZAÇÃO DOS MARCOS  
SEM ESCALA

MARCO	ESTAGA	COTA
I	S3+11	486.16
II	S8	469.82
III	S13	469.74
IV	S18	493.08
V	S.OHD(SANG)	494.61
VI	S5(SANG)	494.99



000202

11 - EQUIPAMENTO MÍNIMO PARA A REALIZAÇÃO DA OBRA

AÇUDE PARAMBU

201

EQUIPAMENTO MÍNIMO PARA REALIZAÇÃO DOS TRABALHOS

- 02 (DOIS) - Tratores de Esteiras com capacidade mínima de 270HP;
- 01 ( UM ) - Trator de Esteiras com capacidade mínima de 140HP;
- 02 (DUAS) - Pás carregadeiras com capacidade mínima de 2 1/4Jd3;
- 01 ( UMA ) - Pá carregadeira com capacidade mínima de 1 3/4 Jd3;
- 01 ( UMA ) - Motoniveladora com potência mínima de 115HP;
- 12 (DOZE) - Caminhões basculantes com capacidade mínima de 4m<sup>3</sup>;
- 02 (DOIS) - Rolos pés-de-carneiro vibratórios, com capacidade mínima de 8 a 10 toneladas, impacto dinâmico;
- 01 ( UM ) - Compactador tipo sapo;
- 02 (DUAS) - Grades de disco;
- 02 (DOIS) - Tratores de pneus, com capacidade mínima de 100HP;
- 02 (DOIS) - Caminhões tanques, com capacidade mínima de 6.000 litros;
- 03 (TRÊS) - Betoneiras, com capacidade mínima de 320 litros;
- 03 (TRÊS) - Vibradores de imersão, tipo agulha, variando de 35 a 50mm de diâmetro;
- 03 (TRÊS) - Conjuntos Moto-bombas;
- 01 ( UM ) - Compressor de ar, com capacidade mínima de 500pcm;
- 01 ( UM ) - Compressor de ar, portátil, com capacidade mínima de 250pcm;
- 03 (TRÊS) - Marteletores de 24Kg;
- 01 ( UMA ) - Perfuratriz, tipo ROC-601 ou similar;
- 01 ( UM ) - Uma viatura zero Km com operação e manutenção por conta da Contratada. O custo de operação e manutenção deve ser embutido nos custos unitários dos serviços.

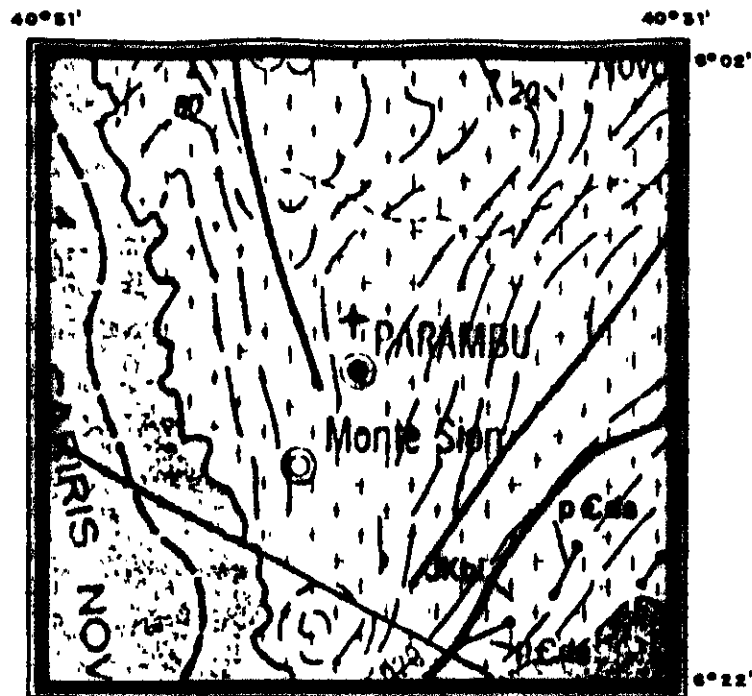
12 - INSTALAÇÃO MÍNIMA PARA A OBRA



14 - CONSIDERAÇÕES FINAIS







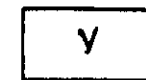
**LEGENDA**

**CENOZÓICO  
QUATERNÁRIO**



aluviões

**PRÉ-CAMBRIANO  
SUPERIOR**



**INFERIOR A MÉDIO**



complexo nordestino



**CONVENÇÕES GEOLÓGICAS**

ATITUDE DE FOLIAÇÃO

FALHA INDISCRIMINADA

CONTATO

LINEAÇÕES

CONTATO PROVÁVEL

DIQUE

000209

**PRONI  
DNOCS**



**AGUASOLOS**  
CONSULTORA DE ENGENHARIA LTDA

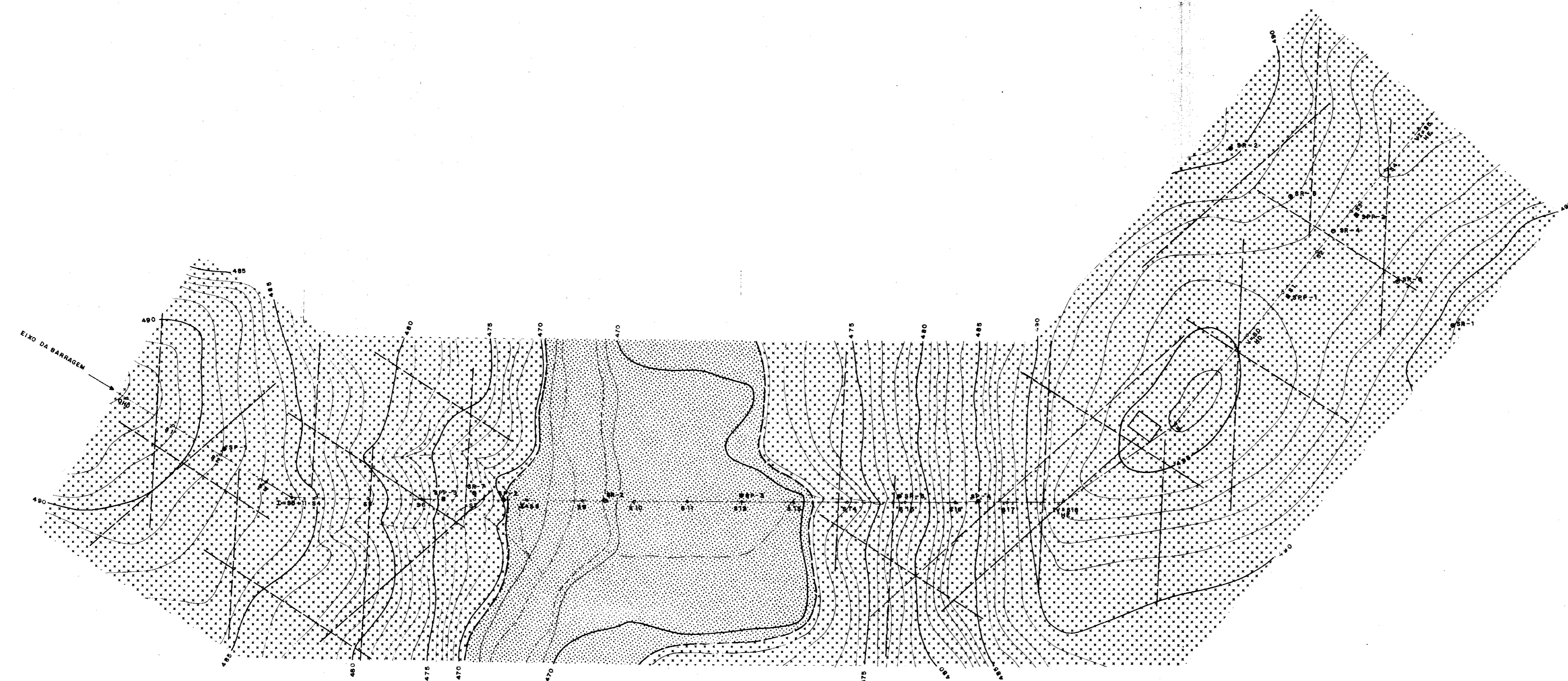
FIGURA

**03/14**

**AÇUDE PARAMBU**  
**MAPA GEOLÓGICO REGIONAL**

ESCALA APROXIMADA

1/650 000



**LEGENDA**

CENOZÓICO

QUATERNÁRIO



PRÉ-CAMBRIANO

INFERIOR A MÉDIO



**CONVENÇÕES**

CONTATO

FRATURA

CURVAS DE NÍVEIS

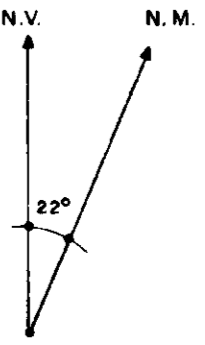
RIO E RIACHO

ESTAQUEAMENTO

SONDAGEM ROTATIVA

SONDAGEM A PERCUSSÃO

SONDAGEM A PÁ E PICARETA



000210

**PRONI**  
DNOCS

**AGUASOLOS**  
CONSULTORA DE ENGENHARIA LTDA

FIGURA

**AÇUDE PARAMBU**

03/15

MAPA GEOLÓGICO DO SÍTIO BARRÁVEL  
E LOCALIZAÇÃO DAS SONDAJENS

ESCALA:  
1/10