

B1.1.03/02

GOVERNO DO ESTADO DO CEARÁ
SECRETARIA DE RECURSOS HÍDRICOS - SRH

PROJETO DE PERENIZAÇÃO DO RIO POTI

Volume 4
Barragem Carnaubal
Memoria Descritiva e de Cálculo

0067/04

vba

B.J.J. 03/02



0067/04

VOLUME 4
BARRAGEM CARNAUBAL:
MEMÓRIA DESCRITIVA E DE
CÁLCULO

000003

APRESENTAÇÃO

000004

O presente documento faz parte do Relatório Final do Projeto de Perenização do Rio Poti, na região de Crateús, Estado do Ceará, desenvolvido no âmbito de contrato firmado entre a SRH - SECRETARIA DE RECURSOS HÍDRICOS E A VBA CONSULTORES.

O sistema projetado, a nível executivo, é composto pela barragem regularizadora Carnaubal, com $87,69 \times 10^6 \text{ m}^3$, e dez barragens vertedoras sucessivas, sendo seis no afluente Riacho do Meio, atualmente perenizado pelo açude existente Jaburu II, e quatro outras no rio Poti.

O Relatório Final se compõe de oito volumes, conforme discriminado a seguir:

- . Volume 1 - RELATÓRIO GERAL
- . Volume 2 - BARRAGEM CARNAUBAL: ESTUDOS DE BASE
- . Volume 3 - BARRAGENS VERTEDORAS: ESTUDOS DE BASE E MEMÓRIA DE CÁLCULO
- . Volume 4 - BARRAGEM CARNAUBAL: MEMÓRIA DESCRITIVA E DE CÁLCULO
- . Volume 5 - BARRAGEM CARNAUBAL: QUANTITATIVOS E ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS
- . Volume 6 - BARRAGENS VERTEDORAS: QUANTITATIVOS E ESPECIFICAÇÕES TÉCNICAS
- . Volume 7 - ESTIMATIVA DE CUSTOS
- . Volume 8 - DESENHOS

Este volume específico - volume 4 - é constituído pela memória descritiva e de cálculo dos principais elementos da barragem.

Í N D I C E

000007

Í N D I C E

	<u>PÁGINA</u>
MEMÓRIA DESCRITIVA	1
1 - INTRODUÇÃO	2
2 - BARRAGEM	2
3 - TOMADA D'ÁGUA	7
4 - VERTEDOURO	7
ANEXO A	
MEMÓRIA DE CÁLCULO	9
ANEXO B	
LISTAGEM DO COMPUTADOR	53
ANÁLISE DE ESTABILIDADE	54
1.1 - FINAL DE CONSTRUÇÃO	55
1.2 - RESERVATÓRIO CHEIO	60
1.3 - Esvaziamento Rápido	63

MEMÓRIA DESCRITIVA

000009

1 - INTRODUÇÃO

A memória descritiva e justificativa é apresentada a seguir abordando os seguintes tópicos:

- barragem;
- tomada d'água;
- vertedouro.

Ela contém, além do mais, os seguintes anexos:

Anexo A - Memória de Cálculo

Anexo B - Listagem do Computador

2 - BARRAGEM

O projeto executivo da barragem foi desenvolvido conforme a metodologia descrita e justificada a seguir, levando em conta os materiais disponíveis na região, bem como as condições de fundação no local da barragem e do vertedouro.

Visando otimizar a aplicação dos materiais existentes na região, levando-se em conta o volume, a qualidade e a distância das ocorrências, foi concebida a seção tipo do maciço que é composta na zona de montante dos materiais oriundos das jazidas 1 e 4 e na zona de jusante de material proveniente do corte do vertedouro e da jazida 5. A jazida 2 ficará para ser utilizada num eventual complemento na parte de montante e fundação da barragem e a jazida 3 para o revestimento do coroamento.

A seção tipo da barragem contém, ainda, um sistema de drenagem interna que é composto de um filtro de areia vertical, um tapete drenante e um enrocamento de pé com dois metros de altura.

A cota do coroamento da barragem, 304,00 metros, foi determinada a partir da cota da soleira do vertedouro, fixada na cota 300,00 metros, correspondente ao armazenamento de um volume de 87.690.250 m³.

A camada final da barragem, com 0,20 m de espessura, será executada com material proveniente da jazida 3, própria para revestimento primário.

A fundação da barragem "Cut-Off" deve sempre atingir as profundidades definidas no projeto, ou ultrapassá-las a critério da Fiscalização, de forma que a trincheira de fundação fique assente sobre um maciço estável de solo ou rocha que possua permeabilidade compatível com o material empregado na fundação.

O topo do filtro vertical foi colocado na cota 302,00 metros aproximadamente a mesma cota da cheia máxima com a finalidade de interceptar as águas de alguma camada mesmo acima da linha freática teórica que por algum defeito de execução apresente um fluxo horizontal.

O filtro vertical e o tapete drenante serão executados com as areias dos areais 1 e 2, com 1,0 metro de espessura (mínimo), da estaca 07 a estaca 33.

O enrocamento será executado com pedra das pedreiras P-01 e P-02 da estaca 07 a estaca 33, com 2,0 metros de altura.

Os taludes do maciço de terra foram estabelecidos de forma a ter segurança quanto à ruptura por cisalhamento perante as diversas hipóteses clássicas usualmente consideradas. (Final de construção, rebaixamento rápido e reservatório cheio.)

O cálculo da estabilidade foi feito pelo Método de "Bishop Simplificado" em microcomputador IBM XT com 640 KB.

A geometria da barragem testada tem os seguintes taludes: Montante 1:2,5 até a cota 294,00 m (V:H) e abaixo desta cota 1:3,0 (V:H) e Jusante 1:2,5 (V:H) com uma berma de 2,0 de largura na cota 294,00 m, dez metros abaixo do coroamento.

As análises efetuadas nesta geometria foram satisfatórias e são apresentadas no anexo C contendo a listagem dos círculos testados, o desenho da barragem com indicação da grelha e a grelha ampliada com indicação do valor mínimo para cada centro.

Os parâmetros do solo foram retirados de ensaio de cisalhamento direto lento. A pressão neutra para a hipótese Final de Construção foi obtida pela expressão $U = \bar{B} \Gamma v$, onde:

U = pressão neutra;

Γv = tensão vertical;

$\bar{B}$ = coeficiente de pressão neutra, adotou-se $B = 0,20$.

A pressão neutra nas demais hipóteses de análise foi tomada como sendo a pressão hidrostática $U = \gamma_w \times h$, onde:

U = pressão neutra;

γ_w = peso específico da água;

h = coluna d'água.

Os parâmetros adotados na análise são mostrados no quadro abaixo:

MATERIAIS	γ_h (KN/m ³)	γ_s (KN/m ³)	γ_{sat} (KN/m ³)	c (KPa)	ϕ
Maciço	20,76	19,00	21,48	16,67	29,5
Dreno	-	17,40	20,62	0	30
Enrocamento	-	17,00	-	0	40

onde:

γ_h = massa específica aparente de compactação com hot;

γ_s = massa específica aparente seca em KN/m³;

γ_{sat} = massa específica aparente saturada em KN/m³;

c = coesão efetiva em KPa;

ϕ = ângulo de atrito efetivo.

Para a fundação adotou-se a mesma massa específica de compactação do maciço, porém com uma coesão igual a 100 KPa e o ângulo de atrito igual a 35°. Com isto quis se garantir a estabilidade da fundação com relação ao círculo de escorregamento fazendo com que apenas o maciço fosse considerado na análise da estabilidade.

Na hipótese de esvaziamento rápido, foi admitido um rebaixamento do nível d'água da cota 300,00 m para a cota 290,00 m sem alteração na rede de fluxo.

O resumo da análise efetuada é apresentado no quadro abaixo:

HIPÓTESE	TALUDE ANALISADO	F.S. MÍNIMO	COEF.DE SEGURANÇA MÍNIMO
Final de Construção	Montante	1,89	1,3
Final de Construção	Jusante	1,81	1,3
Reservatório Cheio	Jusante	2,13	1,5
Esvaziamento Rápido	Montante	1,61	1,1

Os módulos de elasticidade dos materiais argilosos foram determinados dos ensaios de compressão simples.

Estes valores são:

JAZIDA	E (Kgf/cm ³)
1	115,077
2	50,455
4	140,317
5	102,265

A proteção do talude de montante será feita através de um "Rip-Rap" dimensionado para combater as ondas e composto de quatro camadas.

A proteção do talude de jusante será feita através de um plantio de grama e um sistema de calhas para coleta das águas superficiais.

A estanqueidade do maciço rochoso da fundação será garantida através da execução de uma cortina de injeção de cimento ao longo do eixo do "Cut-Off", composta, em princípio,

apenas por furos primários espaçados de 6,0 em 6,0 metros, no trecho entre as estacas 10 e 30, com profundidade de 9 metros abaixo do "Cut-Off" e com execução de ensaios de perda d'água "Lugeon". Deverão ser examinados os resultados dos ensaios de perda d'água, bem como analisados os consumos de calda de cimento, de modo que a Fiscalização poderá decidir sobre a necessidade de execução de furos secundários.

A memória justificativa dos cálculos elaborados é apresentada no anexo A.

3 - TOMADA D'ÁGUA

A tomada d'água da barragem será em galeria, de tabulação de ferro fundido com diâmetro de 400 mm, com comando a jusante. Para aduzir a vazão regularizável de 1.800 l/s foi projetada duas tomadas d'água localizadas nas estacas 14 e 27, cada qual com três galerias e com os eixos da tubulação assentes na cota 289,40 metros. A cota do porão, 292,00 m, corresponde aproximadamente a 13% do volume armazenado. Durante a operação da tomada d'água deverá ser observada a manutenção desta cota.

A memória justificativa dos cálculos elaborados no dimensionamento das galerias é apresentada no Anexo A.

4 - VERTEDOURO

O vertedouro foi localizado entre as estacas 40 e 49 + 6,00 m por razões topográficas e geotécnicas, visto que foi encontrado rocha sã a profundidade economicamente viável.

Foi projetado em vertedouro em perfil "Creeger" na cota 300,00 m com 186,00 m de extensão. Para este vertedouro, a

lâmina para a cheia secular laminada de 803,9 m³/s será de
2,12 m. O vertedouro está localizado dentro de um canal com
170,00 m de largura, conforme pode ser visto no volume nº 09,
Desenhos do Projeto Executivo.

ANEXO A
MEMÓRIA DE CÁLCULO

000017

- Capacidade do Reservatório:

A cota da soleira (300,00 m) foi escolhida pela Consultora e corresponde a uma acumulação de 87.690.250 m³, conforme pode ser visto no gráfico Cota x Area x Volume apresentado no Desenho No. 01 (Volume 02).

- Escolha da Largura do Sangradouro:

A largura do sangradouro foi calculada para a cheia secular laminada, conforme os estudos hidrológicos.

Dos estudos hidrológicos verificou-se que a cheia máxima secular laminada é de 803,9 m³/seg e a lâmina de sangria de 2,12 m para um sangradouro com 170,00 m de largura.

- Folga da Barragem:

$$f = 1,02 + 0,0232 \cdot F - 0,0362 \cdot \sqrt[4]{\frac{3}{F}} + 0,482 \cdot \sqrt{F} - 0,354 \cdot \sqrt[4]{F}$$

onde:

f = folga da barragem em metros = 1,75 m, adotado

f = 1,88 m;

F = fetch = 7,27 km (maior comprimento que pode ser obtido, ligando-se em linha reta o eixo da barragem ao contorno da curva de nível

correspondente a cota máxima das águas, isto é, a cota de sangria mais a lâmina d'água no sangradouro, cota 302,12 m, e é tirado na planta da bacia hidráulica da barragem).

- Revanche:

$$R = H + f$$

onde:

$$R = \text{revanche} = 4,00 \text{ m};$$

$$H = \text{lâmina máxima de sangria} = 2,12 \text{ m};$$

$$f = \text{folga} = 1,88 \text{ m}.$$

- Cota do Coroamento:

$$C_c = C_s + R$$

onde:

$$C_c = \text{cota do coroamento} = 304,00 \text{ m};$$

$$C_s = \text{cota da soleira} = 300,00 \text{ m};$$

$$R = \text{revanche} = 4,00 \text{ m}.$$

- Altura da Barragem:

$$H = C_c - C_t$$

onde:

$$H = \text{altura da barragem} = 18,35 \text{ m};$$

C_c = cota do coroamento = 304,00 m;

C_t = cota do talvegue = 285,65 m.

- Largura do Coroamento:

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

onde:

B = largura do coroamento = 5,61 m, adotado

B = 6,00 m;

H = altura da barragem = 18,35 m.

- Verificação do Sangradouro para cheia de 500 anos:

Conforme os estudos hidrológicos, a cheia laminada para 500 anos é de 1.231,80 m³/seg e uma lâmina de sangria de 2,68 m.

- Cálculo da Folga:

$$f = R - H$$

onde:

f = folga = 1,32 m;

R = revanche = 4,00 m

H = lâmina máxima de sangria = 2,68 m.

Dai se conclue que para a cheia máxima de 500 anos, teremos uma folga maior que 1,0 m.

TOMADA D'AGUA

- Determinação da Cota do Porão:

Fixou-se a cota 292,00 metros como cota do porão, correspondente a aproximadamente a 13% do volume armazenado.

- Cota do Eixo da Tubulação:

A cota do eixo da tubulação foi determinada de forma que a velocidade seja de aproximadamente $V = 2,0$ m/s.

A vazão de projeto $Q_p = 1,80$ m³/s, igual a uma vez a vazão regularizada, obtida dos Estudos Hidrológicos, foi dividida para seis tubulações, ficando então uma vazão $Q = 0,30$ m³/s para cada tubulação. Calculando o diâmetro dos tubos, tem-se:

$$D = \sqrt{\frac{4 \times Q}{\pi \times V}} = 0,44 \text{ m}$$

Será adotado o diâmetro do tubo $D = 0,40$ m e portanto a velocidade será:

$$V = \frac{4Q}{\pi \times D^2} = 2,39 \text{ m/s.}$$

A carga efetiva mínima H_e foi obtida da expressão

$$V = C_d \sqrt{2g H_e}$$

onde:

V = velocidade em m/s;

C_d = coeficiente de descarga = 0,60;

g = aceleração da gravidade = 9,80 m/s²;

H_e = carga efetiva = (cota do porão - cota do eixo da tubulação - perda de carga).

$$H_e = \frac{V^2}{C_d^2 \times 2 \times g} = \frac{2,39^2}{0,60^2 \times 2 \times 9,8} = 0,81 \text{ m}$$

As perdas de cargas compreendem as perdas localizadas e as perdas por atrito na tubulação.

* Cálculo das perdas localizadas:

$$h_L = h_c + h_R + h_S$$

onde:

h_c = perda de carga no crivo;

h_R = perda de carga no registro;

h_S = perda de carga na saída.

Para $V = 2,39$ m/s e $K_g = 0,75$, $K_r = 0,20$ e $K_s = 1,0$ temos:

000022

$$h_L = (0,75 + 0,20 + 1,00) \times \frac{2,39^2}{2 \times 9,8} = 0,57 \text{ m}$$

* Cálculo das perdas por atrito:

Para:

V = velocidade = 2,39 m/s;

D = diâmetro da tubulação = 0,40;

ν = viscosidade cinemática a 24 °C = $0,917 \times 10^{-6}$ m²/s;

K = rugosidade do tubo ferro fundido novo = $3,5 \times 10^{-4}$ m;

L = comprimento da tubulação = 85,00 m.

tem-se:

$$R = \text{número de Reynolds} = \frac{VD}{\nu} = 1,04 \times 10^6$$

$$D/K = \frac{0,4}{3,5 \times 10^{-4}} = 1,14 \times 10^3$$

Obtem-se do abaco de Rouse para $R = 1,04 \times 10^6$ e $D/K = 1,14 \times 10^3$

f = coeficiente de atrito = 0,02

* A perda por atrito será:

$$h_a = f \cdot \frac{L}{D} \times \frac{V^2}{2g} = \frac{0,02 \times 85 \times 2,39^2}{0,40 \times 2 \times 9,8} = 1,24 \text{ m}$$

* Cálculo da cota do eixo da tubulação:

Cota do Eixo = Cota do Porão - Altura Util -
Perdas de Carga.

$$\text{Cota do Eixo} = 292,00 - 0,81 - 1,81$$

$$\text{Cota do Eixo} = 289,38 = 289,40 \text{ m.}$$

Conclusão: As duas tomadas d'água serão em galeria com controle a jusante constituída cada uma de três tubulações de ferro fundido.

- Perfil Vertedouro:

O perfil vertedouro, foi dimensionado seguindo o "DESIGN OF SMALL DAMS" do "BUREAU OF RECLAMATION" do "UNITED STATES DEPARTMENT OF THE INTERIOR" conforme descrito a seguir.

* Determinação da carga total:

$$H_e = \left(\frac{Q}{C.L} \right)^{2/3}$$

onde:

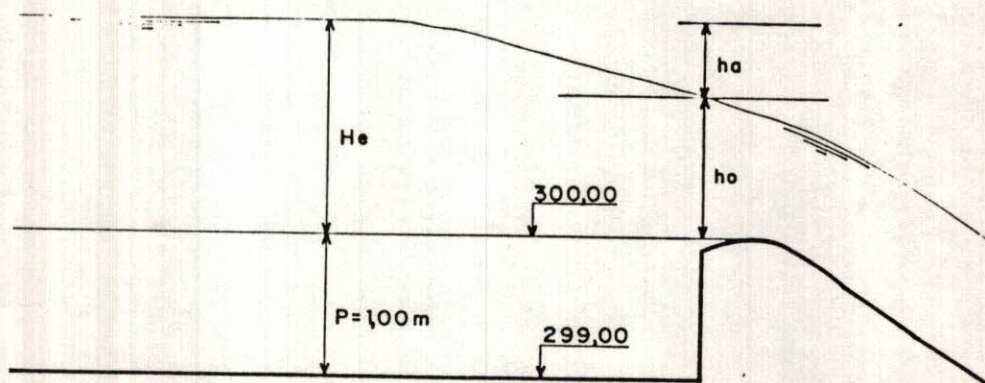
H_e = carga total sobre a crista, incluindo a carga de velocidade (m);

Q = descarga secular = 803,9 m³/s;

C = coeficiente de descarga (m^{0,5}/s);

L = comprimento efetivo da crista = 170,0 m.

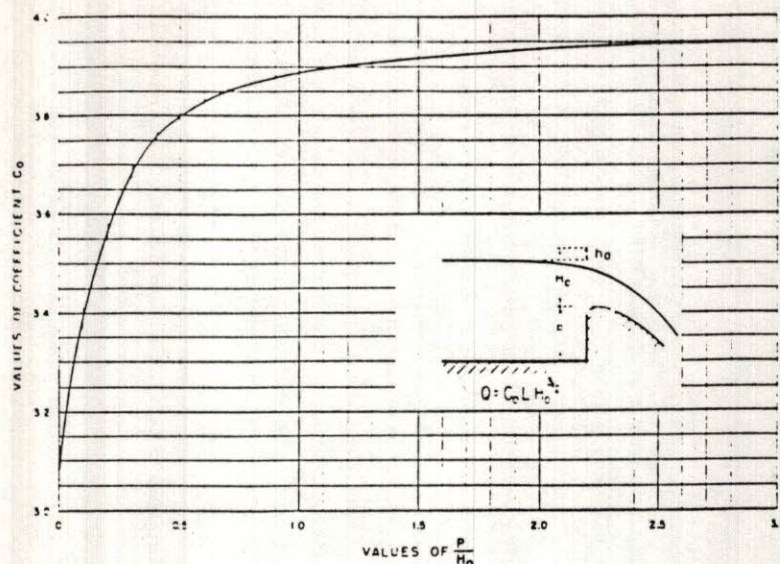
Para ilustrar o cálculo da lâmina de sangria segue a figura a seguir:



Adotando uma carga inicial $H_o = 2,12$ m e uma altura de aproximação $P = 1,00$ m, temos:

$$\frac{P}{H_o} = 0,47$$

Do gráfico abaixo extraído do "DESIGN OF SMALL DAMS", obtemos:



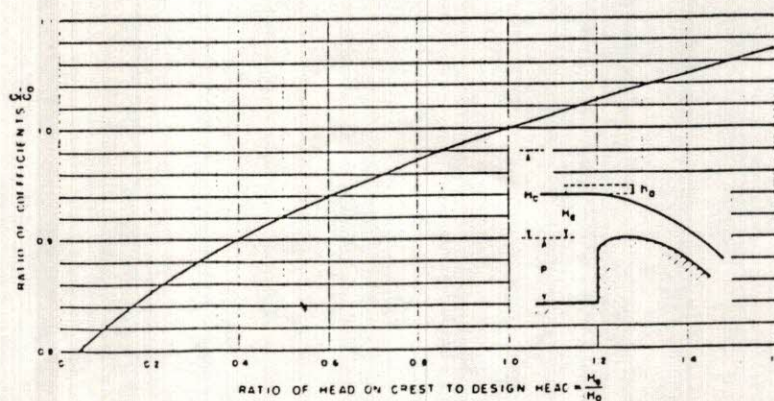
Fonte: Design of Small Dams

$$\frac{P}{H_o} = 0,47 \Rightarrow C_o = 3,80 \text{ ft}^{0,5} / \text{s} = 2,098 \text{ m}^{0,5} / \text{s}$$

$$H_e = \left(\frac{Q}{C_o L} \right)^{2/3} = \left(\frac{803,9}{2,098 \times 170} \right)^{2/3} = 1,72 \text{ m}$$

Como $\frac{H_e}{H_o} = 0,81$, obtemos do gráfico a seguir a

relação $\frac{C}{C_o}$:



Fonte: Design of Small Dams

$$\frac{C}{C_o} = 0,965 \Rightarrow C = 0,965 \times 2,098 = 2,02$$

$$\text{Logo: } H_e = \left(\frac{Q}{CL} \right)^{2/3} = \left(\frac{803,9}{2,02 \times 170} \right)^{2/3} = 1,76 \text{ m}$$

* Cálculo da lâmina sobre o perfil vertedouro:

$$P + H_e = P + h_o + h_a$$

$$h_a = \frac{V_a^2}{2g}$$

onde:

V_a = velocidade de aproximação;

g = aceleração da gravidade.

$$V_a = \frac{Q}{A} = \frac{Q}{L(P + h_o)} = \frac{q}{P + h_o}$$

onde:

$$q = \text{vazão por metro} = \frac{803,9}{170} = 4,73 \text{ m}^3/\text{s.m.}$$

$$h_a = \frac{V_a^2}{2g} = \frac{q^2}{(P + h_o)^2 \times 2g};$$

$$P + H_e = P + h_o + \frac{q^2}{(P + h_o)^2 \times 2g}$$

$$1,0 + 1,76 = 1,0 + h_o + \frac{4,73^2}{(1,0 + h_o)^2 \times 2 \times 9,81}$$

$$1,76 = h_o + \frac{1,1403}{(1,0 + h_o)^2}$$

Resolvendo a equação obtemos que $h_o = 1,59$ m,
então:

$$h_a = H_e - h_o = 1,76 - 1,59 = 0,17 \text{ m}$$

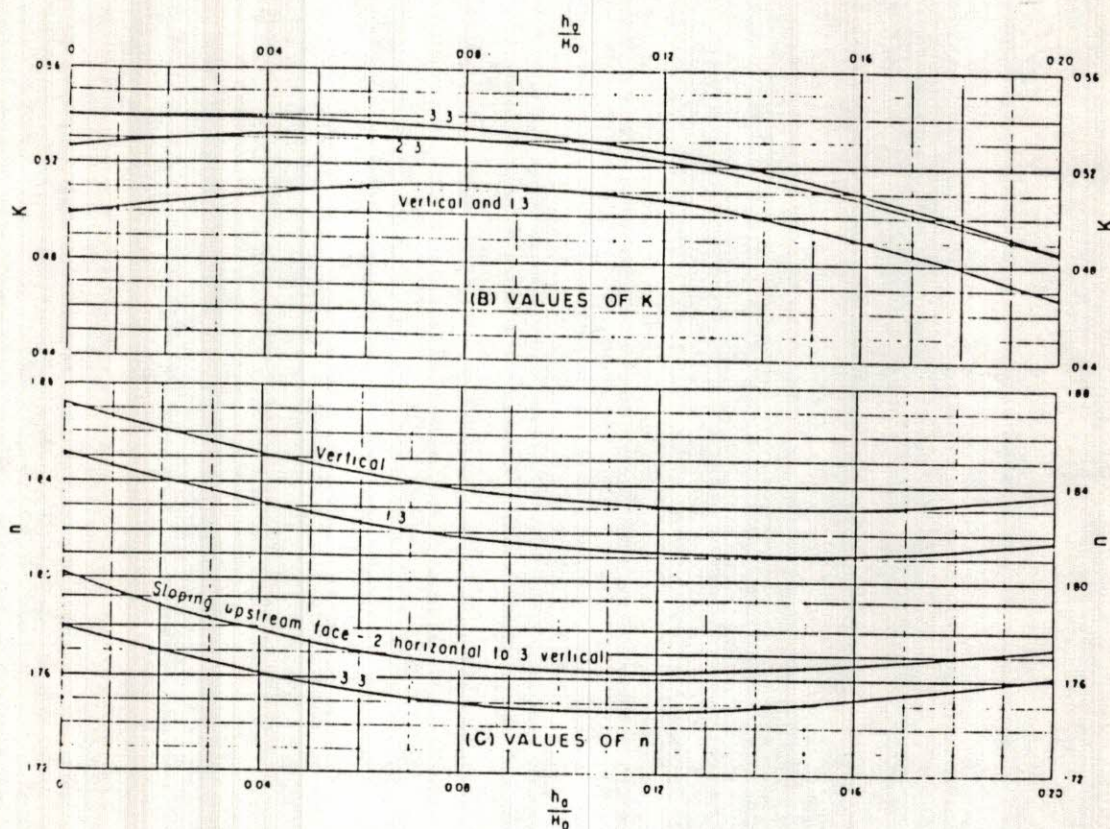
* Cálculo da velocidade de aproximação:

$$V_a = \frac{Q}{L (P + h_o)} = \frac{803,9}{170 (1,0 + 1,59)} = 1,83 \text{ m/s}$$

* Obtenção da forma da soleira:

$$\text{Para: } \frac{h_a}{H_o} = \frac{0,17}{1,76} = 0,10 \text{ encontramos os valores}$$

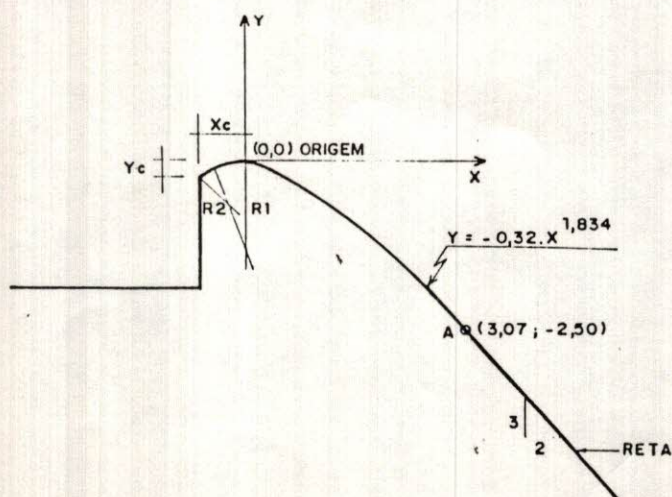
de $n = 1,834$ e $K = 0,510$ nos gráficos apresentados
a seguir.



A equação da curva a jusante será portanto:

$$\frac{Y}{H_0} = -K \left(\frac{x}{H_0} \right)^n$$

$$\frac{Y}{1,76} = -0,510 \left(\frac{x}{1,76} \right)^{1,834} \Rightarrow y = -0,32.X^{1,834}$$



000029

A equação exponencial deverá concordar com a reta de coeficiente angular igual a - 1,50, o que equivale a uma inclinação de 3:2 (V:H), ou seja:

$$\frac{dy}{dx} = - 1,5$$

$$\frac{dy}{dx} = - 0,587.X^{0,834} = - 1,50 \Rightarrow X = 3,07$$

Coordenadas do ponto de tangência (Ponto A):

$$x_A = 3,07$$

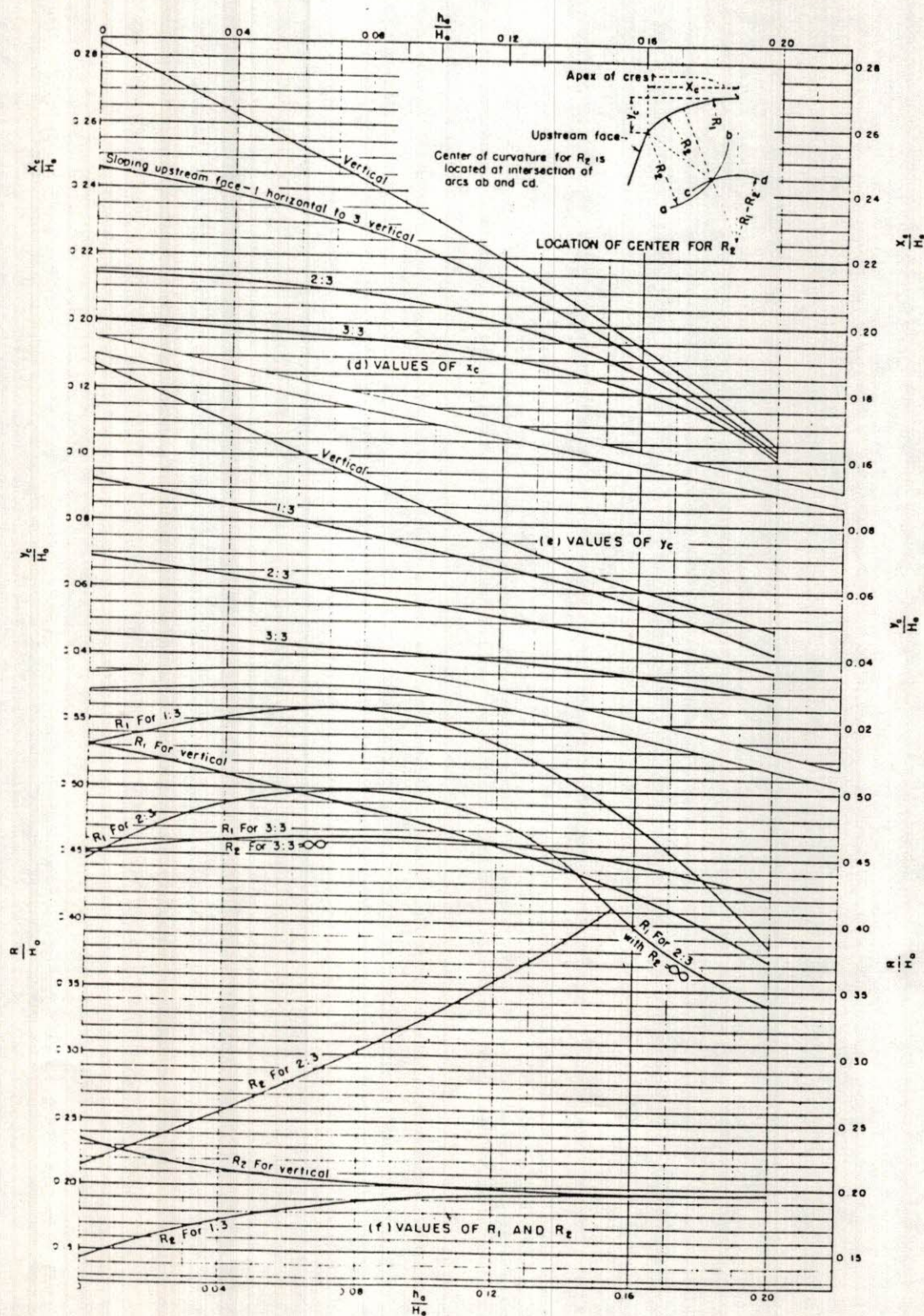
$$y_A = - 2,50$$

Calcula-se, através da equação: $Y = -0,32.X^{1,834}$, as coordenadas do trecho de jusante da crista para diversos valores de X e Y, conforme quadro abaixo:

x	y
0,50	- 0,09
1,00	- 0,32
1,50	- 0,67
2,00	- 1,14
2,50	- 1,72
3,00	- 2,40
3,07	- 2,50 => Ponto A (Ponto de Tangência)

Os parâmetros que definem a forma do quadrante de montante foram obtidas dos ábacos abaixo a partir

de um valor de $\frac{h_a}{H_o} = \frac{0,17}{1,76} = 0,10$:



000031

$$\begin{array}{l} X_c \\ \text{--} = 0,231 \Rightarrow X_c = 0,41 \text{ m} \\ H_o \end{array}$$

$$\begin{array}{l} Y_c \\ \text{--} = 0,084 \Rightarrow Y_c = 0,15 \text{ m} \\ H_o \end{array}$$

$$\begin{array}{l} R_1 \\ \text{--} = 0,475 \Rightarrow R_1 = 0,84 \text{ m} \\ H_o \end{array}$$

$$\begin{array}{l} R_2 \\ \text{--} = 0,20 \Rightarrow R_2 = 0,35 \text{ m} \\ H_o \end{array}$$

DRENAGEM INTERNA

1. GRANULOMETRIA DOS MATERIAIS COMPONENTES DA DRENAGEM INTERNA

1.1 Granulometria da Areia:

$$D_{15A} = 0,05 \text{ mm } (D_{15} \text{ do material argiloso}).$$

$$D_{85A} = 0,65 \text{ mm } (D_{85} \text{ do material argiloso}).$$

$$D_{15B} = D_{15} \text{ da areia (filtro).}$$

$$5 \times D_{15A} < D_{15B} < 4 \times D_{85A}$$

$$5 \times 0,05 < D_{15B} < 4 \times 0,65$$

$$0,25 \text{ mm} < D_{15B} < 2,6 \text{ mm.}$$

A areia dos Arais 1 e 2 estudados se enquadra dentro da faixa especificada e será utilizada na drenagem interna da barragem.

1.2 Granulometria da Brita "A":

$$D_{15B} = 0,5 \text{ mm } (D_{15} \text{ da areia})$$

$$D_{85B} = 4 \text{ mm } (D_{85} \text{ da areia})$$

$$D_{15C} = D_{15} \text{ da brita "A"}$$

$$5 \times D_{15B} < D_{15C} < 4 \times D_{85B}$$

$$5 \times 0,5 < D_{15C} < 4 \times 4$$

$$2,5 \text{ mm} < D_{15C} < 16 \text{ mm.}$$

A brita "A" deverá ser confeccionada atendendo a especificação acima, ficando dentro da faixa mostrada na figura a seguir.

1.3 Granulometria da Brita "B":

$$D_{15C} = 5,5 \text{ mm } (D_{15} \text{ da Brita "A"})$$

$$D_{85C} = 25 \text{ mm } (D_{85} \text{ da Brita "A"})$$

$$D_{15D} = D_{15} \text{ da brita "B"}$$

$$5 \times D_{15C} < D_{15D} < 4 \times D_{85C}$$

$$5 \times 5,5 < D_{15D} < 4 \times 25,0$$

$$27,5 \text{ mm} < D_{15D} < 100,0 \text{ mm.}$$

A brita "B" deverá ser confeccionada atendendo à especificação acima, ficando dentro da faixa mostrada na figura a seguir.

1.3 Granulometria do Enrocamento:

$$D_{15D} = 50 \text{ mm} (D_{15} \text{ da Brita "B"})$$

$$D_{85D} = 150 \text{ mm} (D_{85} \text{ da Brita "B"})$$

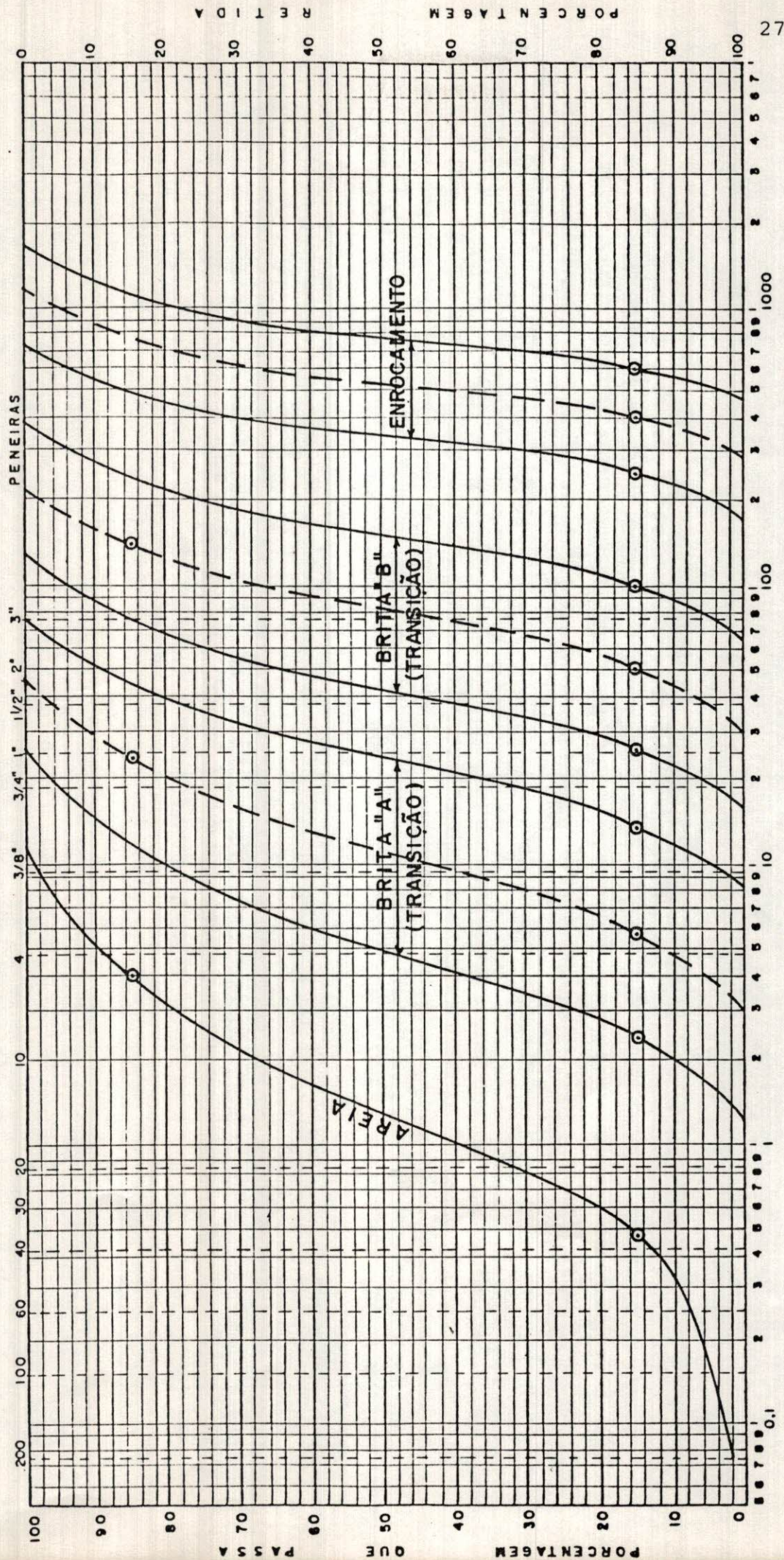
$$D_{15E} = D_{15} \text{ do enrocamento}$$

$$5 \times D_{15D} < D_{15E} < 4 \times D_{85D}$$

$$5 \times 50 < D_{15E} < 4 \times 150 \text{ mm}$$

$$250 \text{ mm} < D_{15E} < 600 \text{ mm.}$$

O enrocamento deverá atender à especificação acima, ficando dentro da faixa mostrada na figura a seguir.



DIÂMETRO DAS PARTÍCULAS EM mm

SRH - SECRETARIA DE RECURSOS HÍDRICOS

GRANULOMETRIA DOS COMPONENTES DA DRENAGEM INTERNA

DATA: ABR/89 DES: VISTO: ESC. - APROV:

Geonorte

GRANULOMETRIA DRENAGEM INTERNA

T-350/88

000035

2. RIP-RAP

2.1 Primeira Camada ou Camada Externa (Enrocamento):

- Altura da onda:

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

onde:

H = altura da onda = 1,24 m;

F = fetch = 7,27 km.

- Velocidade da onda:

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

onde:

V = velocidade da onda = 3,98 m/s;

H = altura da onda = 1,24 m.

- Espessura da camada externa:

$$e_1 = C.V^2$$

onde:

e_1 = espessura da camada externa = 0,43 m;

adotado $e_1 = 0,60$ m;

C = 0,027 (parâmetro que depende da densidade da rocha a ser usada e da inclinação do talude);

V = velocidade das ondas = 3,98 m/s.

- Características do material da camada externa:

$$P_{50} = 0,52 \times d_1^3 e_1$$

onde:

$$P_{50} = 0,303 \text{ ton} = 303 \text{ kg} \quad (50\% \text{ da amostra deverá ter peso inferior a este valor});$$

$$d = \text{densidade da rocha gnaisse} = 2,7 \text{ ton/m}^3;$$

$$e_1 = \text{espessura da camada} = 0,60 \text{ m.}$$

O "U. S. Army Corps Engineers" sugere que seja adotado um $D_{50} = 0,40 \text{ m}$ para uma altura da onda entre 1,20 e 1,80 m.

2.2 Camadas Internas:

- Espessuras adotadas:

$$e_2 = 0,30 \text{ m (Brita "B")};$$

$$e_3 = 0,20 \text{ m (Brita "A")};$$

$$e_4 = 0,20 \text{ m (Areia).}$$

- Granulometrias:

As granulometrias da Brita "B", Brita "A" e Areia são as mesmas especificadas anteriormente para o dreno de pé.

$$W_2 = \frac{2,00 + 2,20}{2} \times 5,7 \times 2,15 = 25,74 \text{ ton/m}$$

$$W_3 = 0,30 \times 3,5 \times 2,5 = 2,62 \text{ ton/m}$$

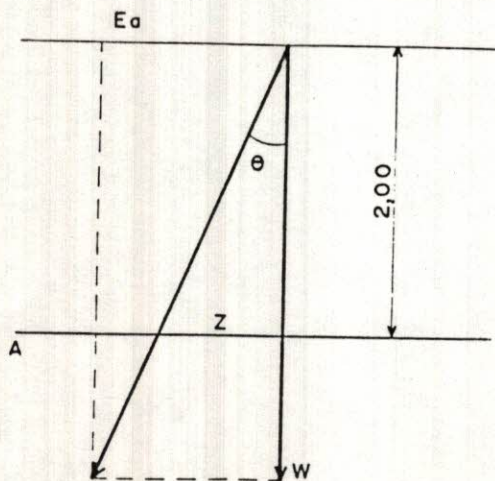
* Abscissa da resultante vertical em relação ao ponto

A:

$$W.X = 1,15 W_1 + 2,50 W_2 + 1,75 \times W_3$$

$$X = \frac{6,56 + 64,35 + 4,59}{34,06} = 2,22 \text{ m}$$

* Abscissa da resultante total em relação ao Ponto A:



$$\operatorname{tg} \theta = \frac{Ea}{W} = 0,386$$

$$Z = 2,00 \times 0,386$$

$$Z = 0,77 \quad X_A = 2,22 - 0,77$$

$$X_A = 1,45 > 1,0$$

Logo a resultante passa no terço central.

- Verificação ao tombamento, em torno do Ponto A:

$$\text{Momento tombador} = Ea \times 2,00 = 26,32 \text{ ton} \times \text{m/m}$$

$$\text{Momento resistente} = W \times 2,22 = 75,61 \text{ ton} \times \text{m/m}$$

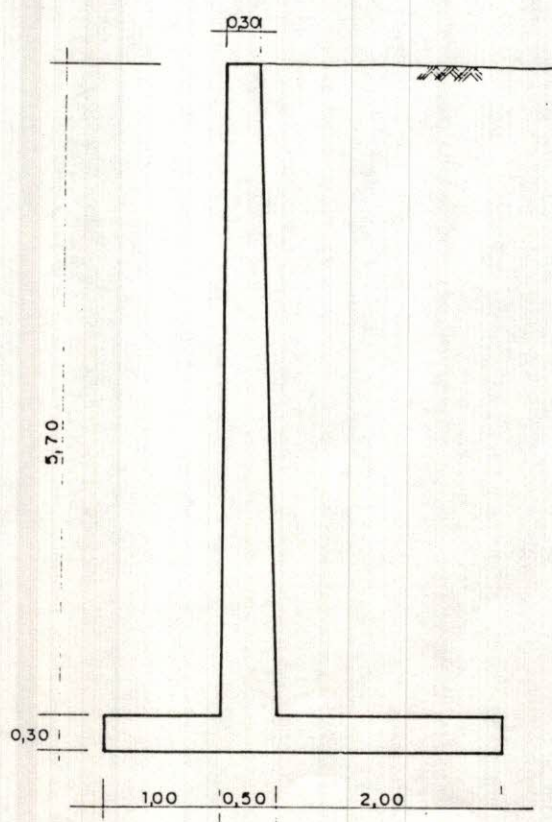
$$\text{Coeficiente de segurança} = \frac{75,61}{26,32} = 2,87 > 1,5 \text{ O.K!}$$

- Verificação contra o escorregamento:

$$\frac{W \operatorname{tg} \phi'}{Ea} > 1,2$$

$$\frac{34,06 \times \operatorname{tg} 29,5}{13,16} = \frac{19,27}{13,16} = 1,46 \text{ O.K!}$$

- Cálculo Estrutural do Muro de Arrimo do Canal.



A laje vertical será calculada supondo engastado na laje horizontal.

000040

A laje de fundação será calculada com dois consolos.

Laje vertical

Momento de engastamento

$$M = E_a \times 2,00 = 26.400 \text{ kg} \times \text{m/m}$$

Dimensionamento da seção de engastamento:

$$M = 26.400 \text{ kg} \times \text{m}$$

$$b = 1,0 \text{ m} \quad h = 50 \text{ cm} \quad d = 48 \text{ cm}$$

$$d_{\min} = 0,177 \sqrt{\frac{36.960}{1,0}} = 34,0 < 48$$

$$r = \frac{48}{\sqrt{\frac{36.960}{1,0}}} = 0,250 \Rightarrow \alpha = 38,91$$

$$A_s = \frac{36.960}{38,91 \times 48} = 19,78 \Rightarrow 10 \phi 5/8" \text{ C } 10$$

A face comprimida será dimensionada para o momento causado pelo empuxo da água.

$$E_w = \frac{1}{2} \times 1,0 \times 5,0^2 = 12.500 \text{ kg} \times \text{m}$$

Momento do empuxo da água

000041

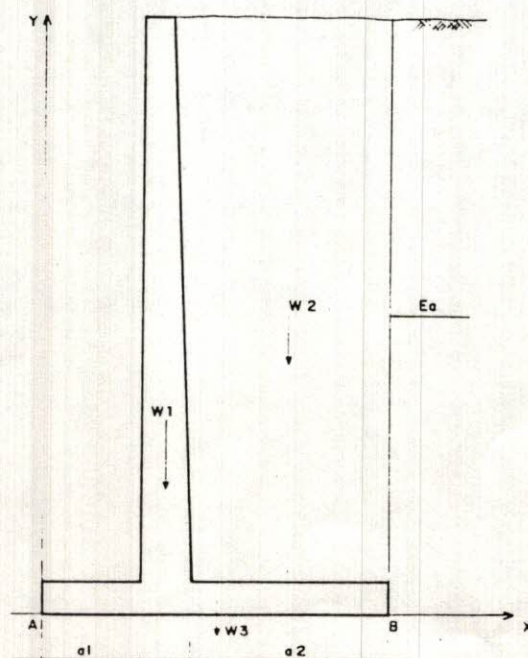
$$M_w = \frac{12.500 \times 5,0}{3} = 20834 \text{ kg x m}$$

$$d_{\min} = 0,177 \sqrt{\frac{29.168}{1,0}} = 30,22 < 48$$

$$r = \frac{48}{\sqrt{\frac{29.168}{1,0}}} = 0,281 \Rightarrow \alpha = 40$$

$$A_s = \frac{29.168}{40 \times 48} = 15,19 \text{ cm}^2 \Rightarrow 12 \phi 1/2" \text{ C } 8,3$$

Lage horizontal



A resultante do sistema de forças mostrado intercepta o eixo das abscissa no ponto $X = 1,45 \text{ m}$
 $y = 0$ e $R = \sqrt{13,16^2 + 34,06^2} = 36,51 \text{ ton}$

000042

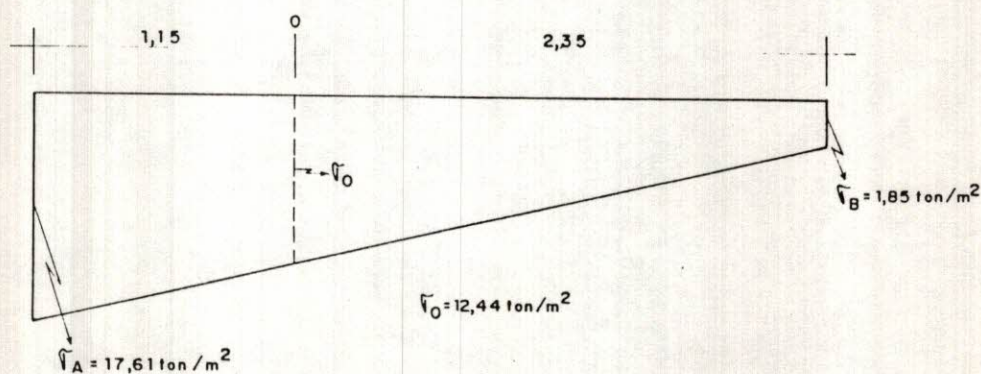
$$R_x = 13,16 \text{ ton e } R_y = 34,06 \text{ ton.}$$

As tensões do terreno (reação) na base AB terá distribuição trapezoidal e os extremos são:

$$\sigma_A = \frac{34,06}{1,0 \times 3,5} \left(1 + \frac{6 \times 0,47}{3,5} \right) = 17,61 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_B = \frac{34,06}{1,0 \times 3,5} \left(1 - \frac{6 \times 0,47}{3,5} \right) = 1,85 \text{ ton/m}^2$$

Cálculo do momento de engaste do consolo mais desfavorável na seção 00' = 100 x 30cm.



$$M_{00'} = 12,44 \times \frac{1,15^2}{2} + \frac{5,17 \times 1,15}{2} \times 0,76$$

$$M_{00'} = 10,49 \text{ ton} \times \text{m.}$$

Dimensionamento:

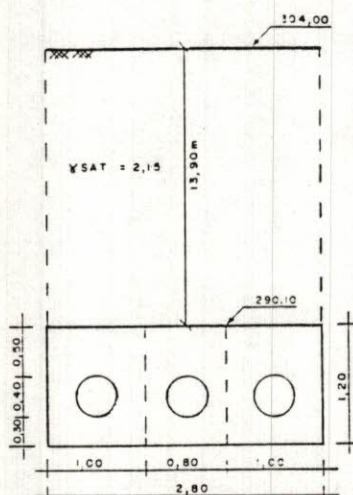
$$d_{\min} = 0,177 \sqrt{\frac{14,686}{1,0}} = 21,45 < 28$$

000043

$$r = \frac{28}{\sqrt{\frac{14.686}{1,0}}} = 0,231 \Rightarrow \alpha = 38,04$$

$$A_s = \frac{14,686}{38,04 \times 48} = 8,04 \text{ cm}^2 \Rightarrow 7 \phi 1/2" \text{ C } 14$$

- Cálculo Estrutural das Galerias:



As galerias foram analisadas como uma estrutura em quadro fechado, considerando sob ação do carregamento vertical e do Empuxode Terra.

* Ação do Carregamento Vertical:

$$\text{Solo: } 2,15 \times 14,00 = 30,10 \text{ t/m}$$

$$\text{Concreto: } 2,50 \times 0,50 = 1,25 \text{ t/m}$$

$$q_1 = q_3 = 31,35 \text{ t/m}$$

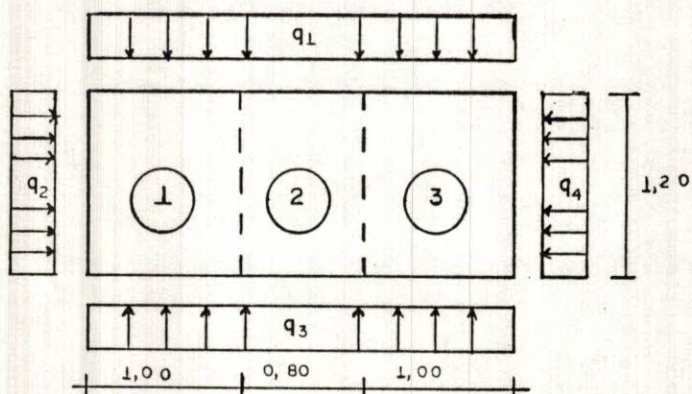
* Ação do Empuxo de Terra:

$$P = K \cdot \gamma \cdot h$$

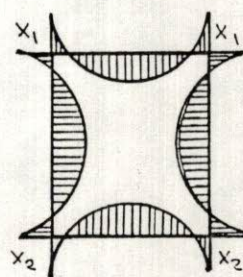
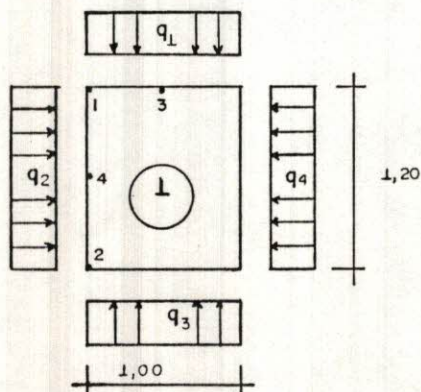
$$P = 0,50 \times 2,13 \times 15,00 = 16,13 \text{ t/m}$$

$$q_2 = q_4 = 16,13 \text{ t/m}$$

A galeria será calculada dividindo o quadro maior em três quadros menores.



* Analisando os quadros Nos. 1 e 3 temos:



$$S_1 = \frac{q_1 \times l_1^2}{4} \times \frac{l_1}{l_2} + \frac{q_2 \times l_2^2}{8,56}$$

$$S_1 = \frac{31,35 \times 1,00^2}{4} \times \frac{1,00}{1,20} + \frac{16,13 \times 1,20^2}{8,56} = 9,24$$

000045

$$S_2 = \frac{q_3 \times l_3^2}{4} \times \frac{l_3}{2} + \frac{q_2 \times l_2^2}{7,50}$$

$$S_2 = \frac{31,35 \times 1,00^2}{4} \times \frac{1,00}{1,20} + \frac{16,13 \times 1,20^2}{7,50} = 9,63$$

$$m_1 = 3 \frac{l_1'}{l_1'} + 2 = 3 \times \frac{1,00}{1,20} + 2 = 4,50$$

$$m_2 = 3 \frac{l_2'}{l_2'} + 2 = 3 \times \frac{1,00}{1,20} + 2 = 4,50$$

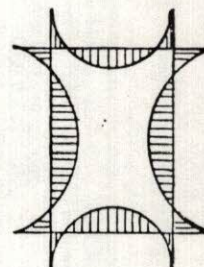
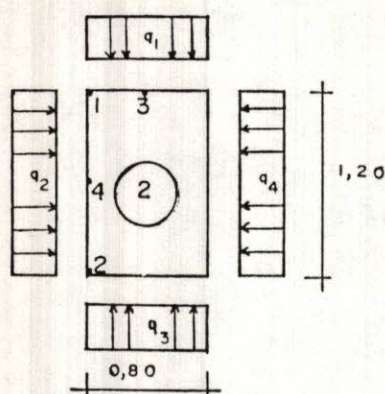
$$X_1 = \frac{S_1 \times m_2 - S_2}{m_1 \times m_2 - 1} = \frac{9,24 \times 4,50 - 9,63}{4,50 \times 4,50 - 1} = -1,62 \text{ t.m}$$

$$X_2 = \frac{S_2 \times m_1 - S_1}{m_1 \times m_2 - 1} = \frac{9,63 \times 4,50 - 9,24}{4,50 \times 4,50 - 1} = -1,77 \text{ t.m}$$

$$M_3 = \frac{q_1 \times l_1^2}{8} - X_1 = \frac{31,35 \times 1,00^2}{8} - 1,62 = 2,30 \text{ t.m}$$

$$M_4 = \frac{q_2 \times l_2^2}{8} - X_1 = \frac{16,13 \times 1,20^2}{8} - 1,62 = 1,28 \text{ t.m}$$

* Analisando o quadro No. 2 temos:



$$S_1 = \frac{q_1 \times 1}{4} \times \frac{1}{1} + \frac{q_2 \times 1}{8,56} \times \frac{1}{2}$$

$$S_2 = \frac{31,35 \times 1,00^2}{4} \times \frac{0,80}{1,20} + \frac{16,13 \times 1,20^2}{8,56} = 6,06$$

$$S_2 = \frac{q_3 \times 1}{4} \times \frac{1}{1} + \frac{q_4 \times 1}{7,50} \times \frac{1}{2}$$

$$S_2 = \frac{31,35 \times 0,80^2}{4} \times \frac{0,80}{1,20} + \frac{16,13 \times 1,20^2}{7,50} = 6,44$$

$$m_1 = 3 \times \frac{1}{1} + 2,00 = 3 \times \frac{0,80}{1,20} + 2 = 4,0$$

000047

$$m_2 = 3 \times \frac{1^3}{1^2} + 2,00 = 3 \times \frac{0,80}{1,20} + 2 = 4,0$$

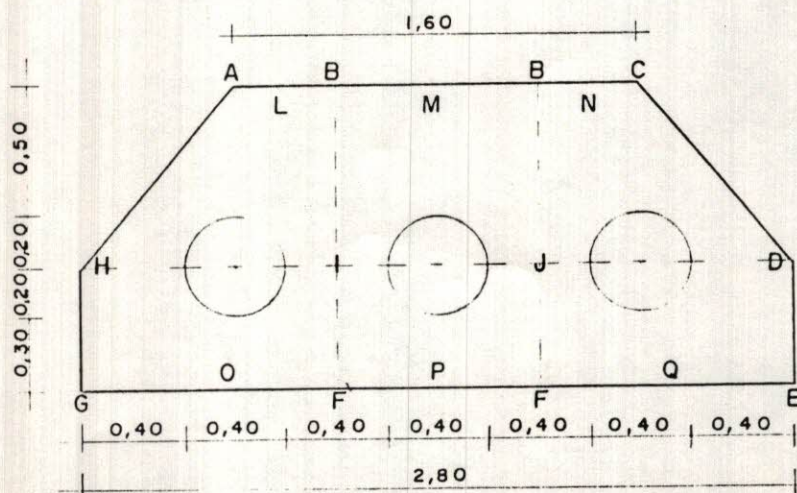
$$X_1 = - \frac{S_1 \times m_2 \times S_2}{m_1 \times m_2 - 1} = \frac{6,06 \times 4,00 - 6,44}{4,0 \times 4,0 - 1} = - 1,19 \text{ t.m}$$

$$X_2 = - \frac{S_2 \times m_1 - S_1}{m_1 \times m_2 - 1} = \frac{6,44 \times 4,00 - 6,06}{4,0 \times 4,0 - 1} = - 1,31 \text{ t.m}$$

$$M_3 = \frac{q_1 \times l_1^2}{8} - X_1 = \frac{31,35 \times 0,80^2}{8} - 1,19 = 1,95 \text{ t.m}$$

$$M_4 = \frac{q_2 \times l_2^2}{8} - X_1 = \frac{16,13 \times 1,20^2}{8} - 1,19 = 1,71 \text{ t.m}$$

* Dimensionamento das Armaduras:



000048

$$X_A = X_B = X_C = -1,62 \text{ t.m}$$

$$X_E = X_F = X_G = -1,77 \text{ t.m}$$

$$M_D = M_H = 1,28 \text{ t.m}$$

$$M_I = M_J = 1,71 \text{ t.m}$$

$$M_L = M_N = M_O = M_Q = 2,30 \text{ t.m}$$

$$M_N = M_P = 1,95 \text{ t.m}$$

Para o dimensionamento está sendo feita a seguinte consideração:

Aço CA-50B e $f_{ck} = 140 \text{ kg/cm}^2$

$$r = 0,198$$

$$\alpha = 35,44$$

* Cálculos para os Momentos $M_D = M_H$

$$M = 1,28 \text{ t.m}; M_d = 1,79 \text{ t.m}; d = 25 \text{ cm}; b = 1,0 \text{ m}$$

$$d_{\min} = r \sqrt{\frac{M_d}{b}} = 0,198 \sqrt{\frac{1.790}{1,0}} = 8,40 \text{ cm} < 25 \text{ cm} - \text{O.K}$$

$$A_s = \frac{M}{\sigma \cdot d} = \frac{1.790}{35,44 \times 25} = 2,02 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 5/16 \text{ C.20 (ou } \phi 1/4" \text{ C.15)}$$

* Cálculos para os Momentos $M_O = M_Q$

$$M = 2,30 \text{ t.m; } M_d = 3,22 \text{ t.m; } d = 27 \text{ cm; } b = 1,0 \text{ m}$$

$$d_{\min} = r \sqrt{\frac{M_d}{b}} = 0,198 \sqrt{\frac{3.220}{1,0}} = 11,23 \text{ cm} < 27 \text{ cm} - \text{O.K}$$

$$A_s = \frac{M_d}{\sigma \cdot d} = \frac{3.220}{35,44 \times 27} = 3,36 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 3/8" \text{ C.20 (ou } \phi 5/16" \text{ C.15)}$$

* Cálculos para os Momentos $M_I = M_J$

$$M = 1,71 \text{ t.m; } M_d = 2,39 \text{ t.m; } d = 37 \text{ cm; } b = 1,0 \text{ m}$$

$$d_{\min} = r \sqrt{\frac{M_d}{b}} = 0,198 \sqrt{\frac{2.390}{1,0}} = 9,68 \text{ cm} < 37 \text{ cm} - \text{O.K}$$

$$A_s = \frac{M_d}{\sigma \cdot d} = \frac{2.390}{35,44 \times 37} = 1,82 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 5/16" \text{ C.20 (ou } \phi 1/4" \text{ C.15)}$$

* Cálculos para os Momentos $M_L = M_N$

$$M = 2,30 \text{ t.m}; M_d = 3,22 \text{ t.m}; d = 47 \text{ cm}; b = 1,0 \text{ m}$$

$$d_{\min} = r \sqrt{\frac{M_d}{b}} = 0,198 \sqrt{\frac{3.220}{1,0}} = 11,23 \text{ cm} < 47 \text{ cm} - \text{O.K}$$

$$A_s \propto \frac{M_d}{d} = \frac{3.220}{35,44 \times 47} = 1,93 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 5/16" \text{ C.20 (ou } \phi 1/4" \text{ C.15)}$$

* Cálculos para o Momento M_P

$$M = 1,95 \text{ t.m}; M_d = 2,73 \text{ t.m}; d = 27 \text{ cm}; b = 1,0 \text{ m}$$

$$d_{\min} = r \sqrt{\frac{M_d}{b}} = 0,198 \sqrt{\frac{2.730}{1,0}} = 10,35 \text{ cm} < 27 \text{ cm} - \text{O.K}$$

$$A_s \propto \frac{M_d}{d} = \frac{2.730}{35,44 \times 27} = 2,85 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 3/8" \text{ C.20 (ou } \phi 5/16" \text{ C.15)}$$

* Cálculos para o Momento M_M

$$M = 1,95 \text{ t.m}; M_d = 2,73 \text{ t.m}; d = 47; b = 1,0 \text{ m}$$

$$d_{\min} = r \sqrt{\frac{M_d}{b}} = 0,198 \sqrt{\frac{2.730}{1,0}} = 10,35 \text{ cm} < 47 \text{ cm} - \text{O.K}$$

$$A_s = \frac{M_d}{\alpha \cdot d} = \frac{2.730}{35,44 \times 47} = 1,64 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 1/4" \text{ C.20 (ou } \phi 1/4" \text{ C.15)}$$

* Cálculos para os Momentos $X_A = X_B = X_C$

$$M = 1,62 \text{ t.m; } M_d = 2,27 \text{ t.m; } d = 47 \text{ cm; } b = 1,0 \text{ m}$$

$$d_{\min} = r \sqrt{\frac{M_d}{b}} = 0,198 \sqrt{\frac{2.270}{1,0}} = 9,43 \text{ cm} < 47 \text{ cm} - \text{O.K}$$

$$A_s = \frac{M_d}{\alpha \cdot d} = \frac{2.270}{35,44 \times 47} = 1,36 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 1/4" \text{ C.20 (ou } \phi 1/4" \text{ C.15)}$$

* Cálculos para os Momentos $X_E = X_F = X_G$

$$M = 1,77 \text{ t.m; } M_d = 2,48 \text{ t.m; } d = 27 \text{ cm; } b = 1,0 \text{ m}$$

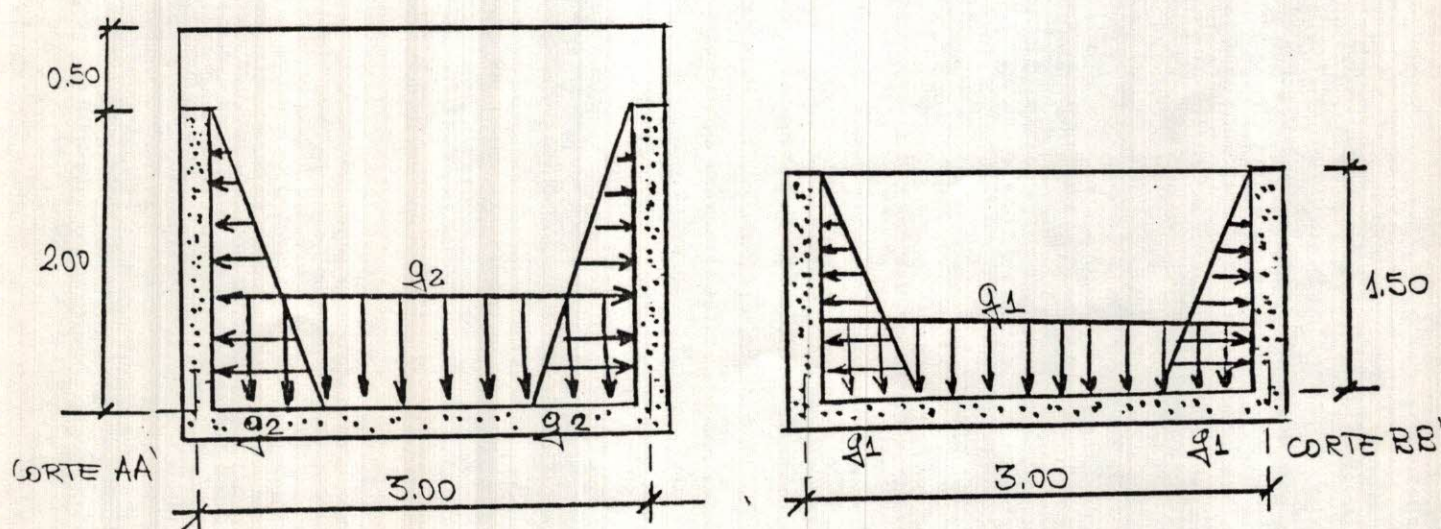
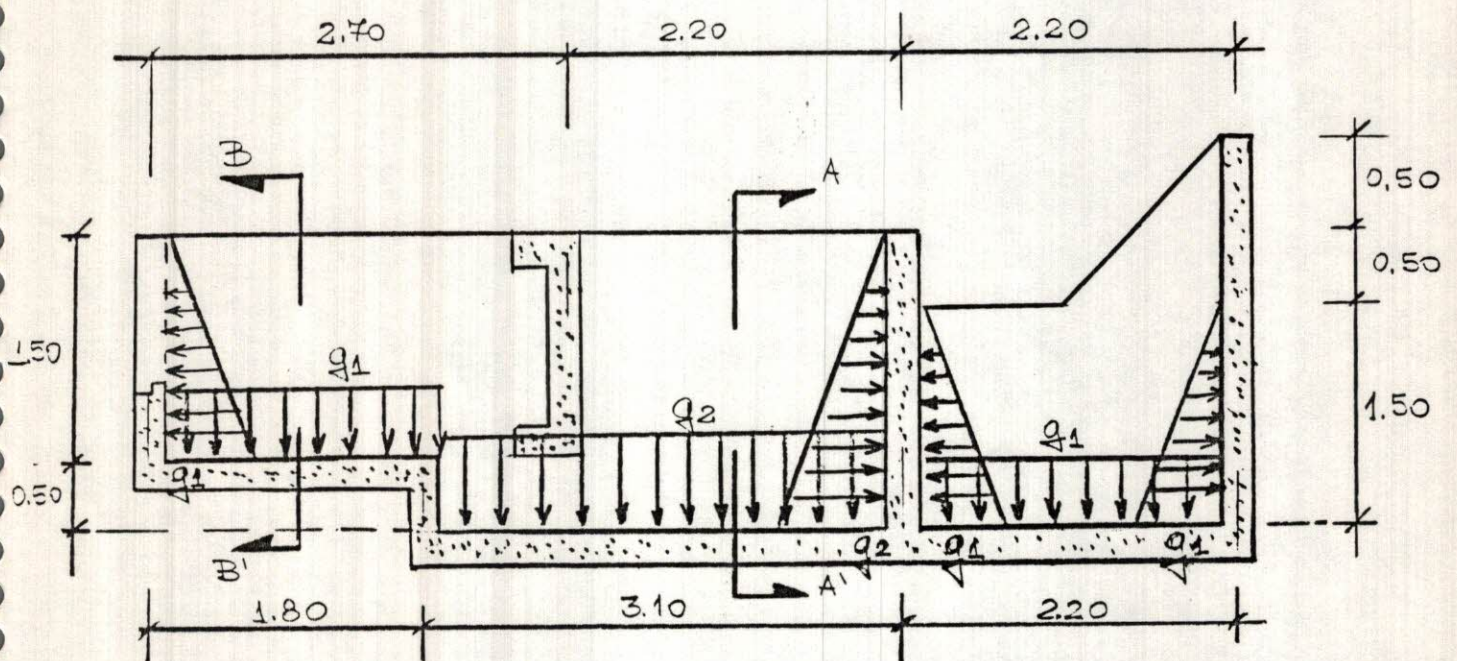
$$d_{\min} = r \sqrt{\frac{M_d}{b}} = 0,198 \sqrt{\frac{2.480}{1,0}} = 9,86 \text{ cm} < 27 \text{ cm} - \text{O.K}$$

$$A_s = \frac{M_d}{\alpha \cdot d} = \frac{2.480}{35,44 \times 27} = 2,59 \text{ cm}^2 \rightarrow \phi 3/8" \text{ C.20 (ou } \phi 5/16" \text{ C.15)}$$

CALCULO ESTRUTURAL DO MEDIDOR DE VAZAO

I) HIPOTHESES DE CALCULO E CARGAS

a) HIP.01 - Reservatorio Cheio e Desenterrado



$$q_1 = 1000 \cdot h_1 = 1000 \cdot 1,50 = 1500 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = 1000 \cdot h_2 = 1000 \cdot 2,00 = 2000 \text{ kg/m}^2$$

000053

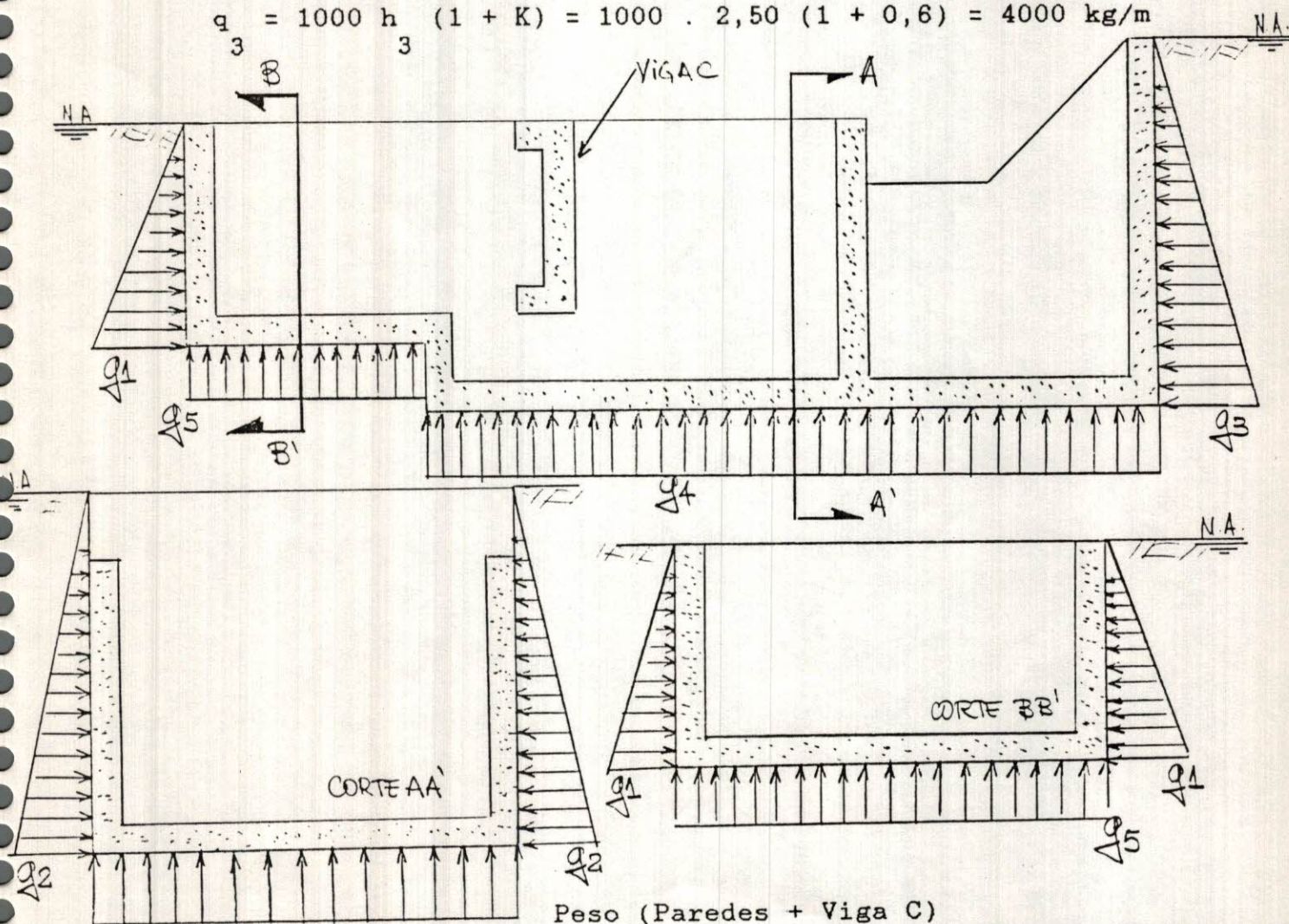
b) HIP.02 - Reservatorio vazio, enterrado e nivel do lençol freático na superfície do terreno.

Cargas nas paredes = Empuxo da Água + Solo

$$q_1 = 1000 h_1 (1 + K) = 1000 \cdot 1,50 (1 + 0,6) = 2400 \text{ kg/m}^2$$

$$q_2 = 1000 h_2 (1 + K) = 1000 \cdot 2,00 (1 + 0,6) = 3200 \text{ kg/m}^2$$

$$q_3 = 1000 h_3 (1 + K) = 1000 \cdot 2,50 (1 + 0,6) = 4000 \text{ kg/m}^2$$



$$\Delta \text{ Carga na laje do fundo} = \frac{\text{Peso (Paredes + Viga C)}}{\text{Area do Fundo}} + \text{Empuxo da Água}$$

$$q_4 = \frac{23.750}{3,00 \cdot 7,10} + 1000 \cdot 2,00 = 3115 \text{ kg/m}^2$$

$$q_5 = \frac{23.750}{3,00 \cdot 7,10} + 1000 \cdot 1,50 = 2615 \text{ kg/m}^2$$

000054

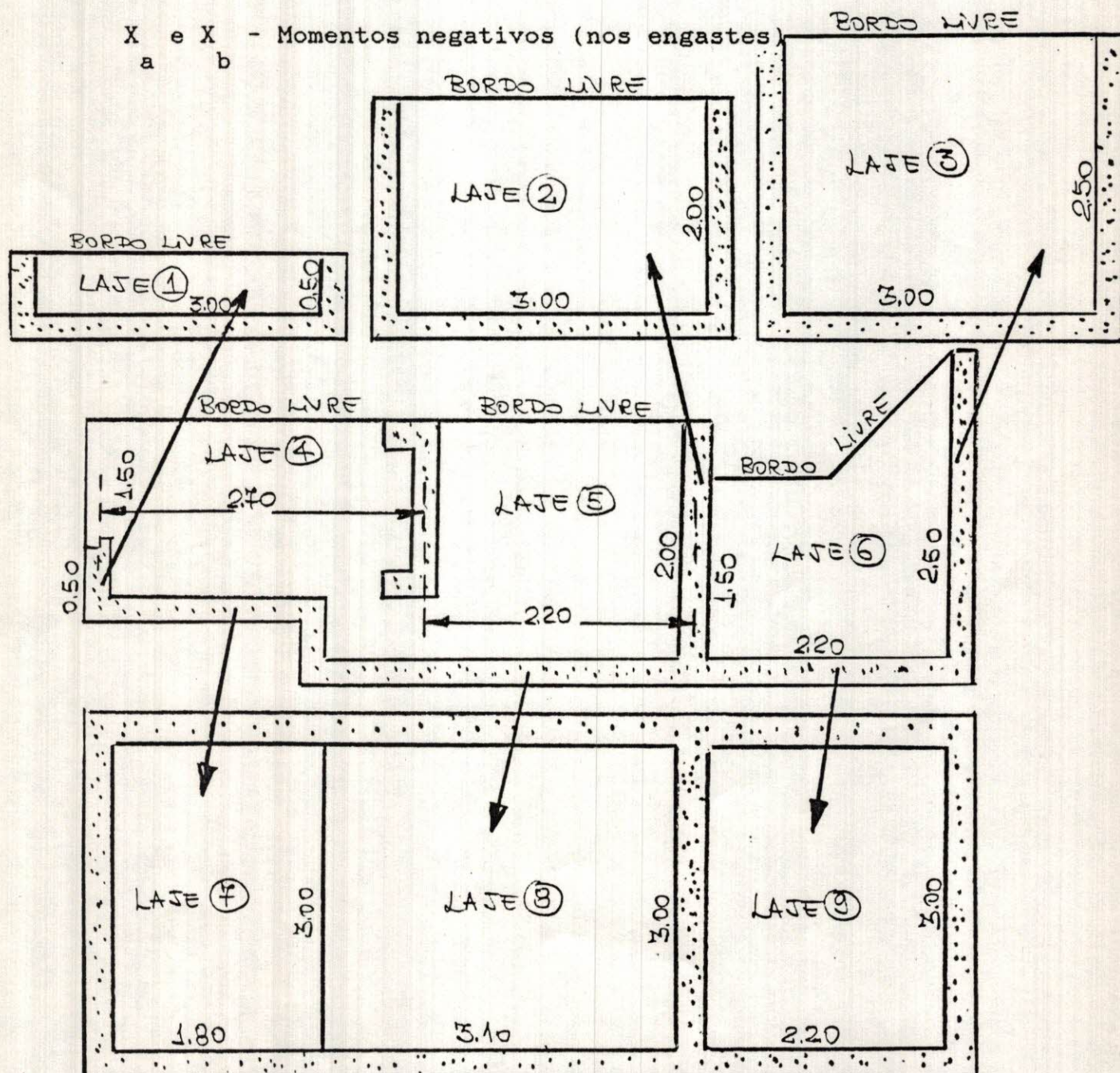
II) CALCULO DOS ESFORÇOS E ARMADURAS

M_{bl} - Momento no centro do bordo livre

b_l

M_a e M_b - Momentos positivos (no centro dos vaos)

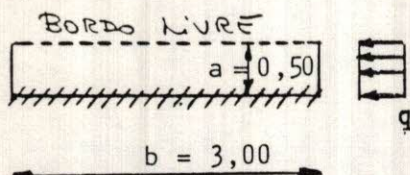
X_a e X_b - Momentos negativos (nos engastes)



Os momentos estão em kgm e as armaduras tanto positivas quanto negativas foram calculadas em função do maior momento das HIP.01 e HIP.02 para cada laje.

000055

LAJE 01

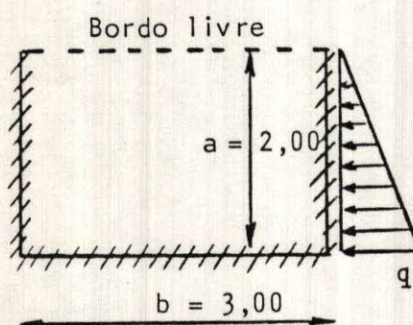


	M_a	M_b	X_a	M_{bl}
HIP.01	66	14	-335	45
HIP.02		NAO CONSIDERADA		
ARMADURAS	4.6 C.20	4.6 C.20	4.6 C.20	2 ϕ 1/4"

$$\text{HIP.01} \rightarrow q = 1000 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{HIP.02} \rightarrow q = -$$

LAJE 02

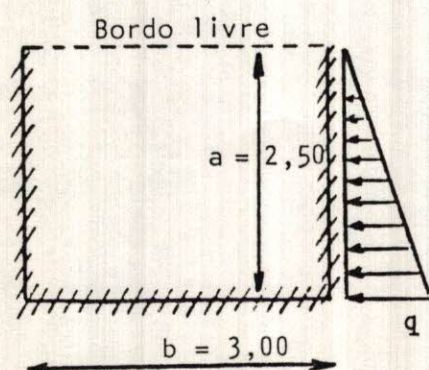


	M_a	M_b	X_a	X_b	M_{bl}
HIP.01	103	104	-472	-335	153
HIP.02		NAO CONSIDERADA			
ARMADURAS	4.6 C.20	4.6 C.20	4.6 C.10	4.6 C.20	2 ϕ 1/4"

$$\text{HIP.01} \rightarrow q = 2000 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{HIP.02} \rightarrow q = -$$

LAJE 03

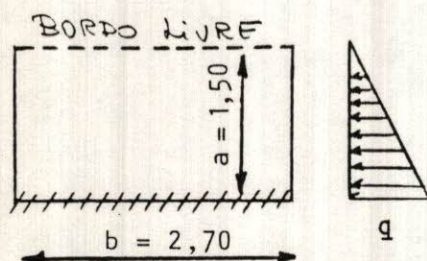


	M_a	M_b	X_a	X_b	M_{bl}
HIP.01	93	127	-428	-343	131
HIP.02	248	338	-1141	-914	349
ARMADURAS	4.6 C.20	4.6 c.20	1/4" C.10	5/16" C.20	2 ϕ 5/16"

$$\text{HIP.01} \rightarrow q = 1500 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{HIP.02} \rightarrow q = -4000 \text{ kg/m}^2$$

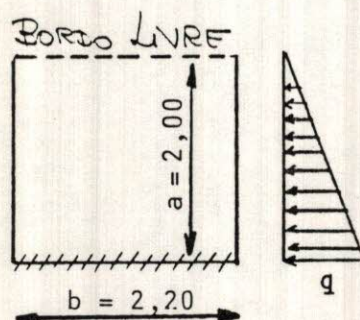
LAJE 04



	M_a	M_b	X_a	M_{bl}
HIP.01	44	46	-345	98
HIP.02	70	74	-551	156
ARMADURAS	4.6 C.20	4.6 C.20	1/4" C.20	2 ϕ 1/4"

$$\text{HIP.01} \rightarrow q = 1500 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{HIP.02} \rightarrow q = -2400 \text{ kg/m}^2$$

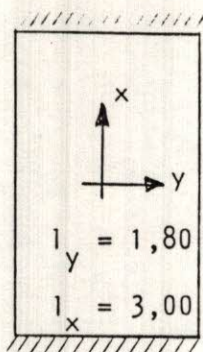
LAJE 05 $\approx$ LAJE 06

	M_a	M_b	X_a	M_{bl}
HIP.01	102	144	-510	207
HIP.02	162	230	-816	331
ARMADURAS	4.6 C.20	4.6 C.10	4.6 C.20	2 ϕ 5/16"

$$\text{HIP.01} \rightarrow q = 2000 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{HIP.02} \rightarrow q = -3200 \text{ kg/m}^2$$

LAJE 07

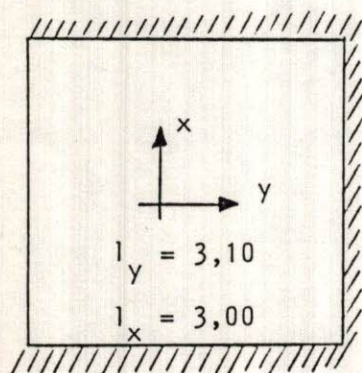


	M_x	M_y	X_x
HIP.01	221	369	-443
HIP.02	386	643	-771
ARMADURAS	4.6 C.20	1/4" C.20	4.6 C.10

Carga dist. HIP.01 $\rightarrow q = 1500 \text{ kg/m}^2$

HIP.02 $\rightarrow q = -2615 \text{ kg/m}^2$

LAJE 08

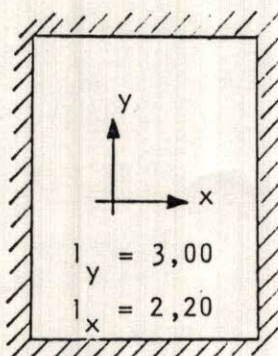


	M_x	M_y	X_x	X_y
HIP.01	521	412	-1043	-733
HIP.02	812	642	-1624	-1141
ARMADURAS	4.6 c.10	1/4" C.20	5/16" C.10	1/4" C.10

Carga dist. HIP.01 $\rightarrow q = 2000 \text{ kg/m}^2$

HIP.02 $\rightarrow q = -3115 \text{ kg/m}^2$

LAJE 09



	M_x	M_y	X_x	X_y
HIP.01	235	126	-469	-252
HIP.02	487	262	-974	-524
ARMADURAS	1/4" c.20	4.6 C.20	1/4" C.10	1/4" C.20

Carga dist. HIP.01 $\rightarrow q = 1500 \text{ kg/m}^2$

HIP.02 $\rightarrow q = -3115 \text{ kg/m}^2$

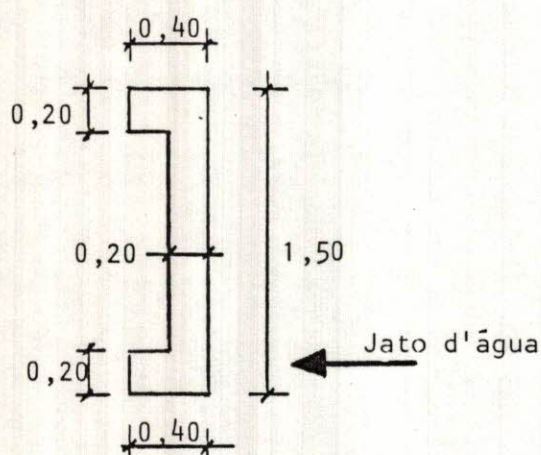
III) VIGA C

- a) Esforço do jato d'água na aba inferior da viga (Esforço Horizontal)

$$F = \frac{W}{g} \cdot A \cdot V^2, \text{ onde}$$

$$A = \frac{\pi \phi^2}{4}$$

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



W = peso específico do fluido;

g = aceleração da gravidade;

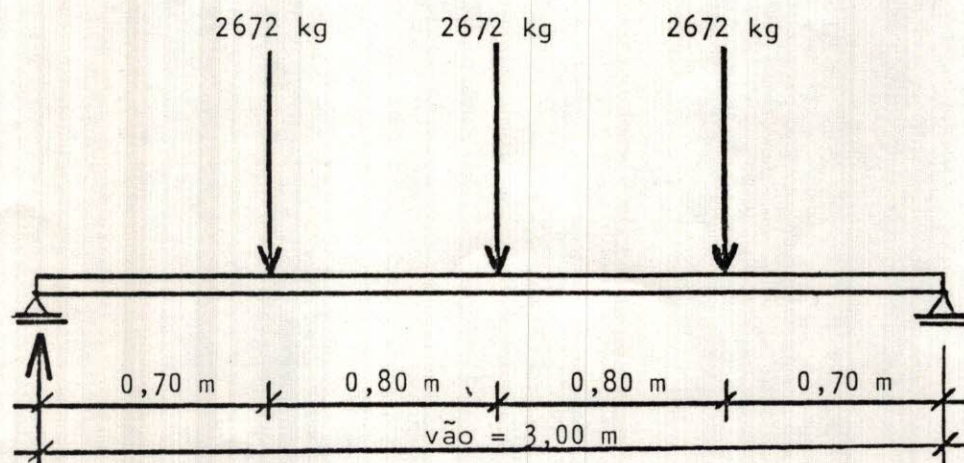
A = área da seção transversal;

V = velocidade do fluido;

h = altura da coluna d'água.

Para: $W = 10 \text{ kg/m}^3$; $g = 9,81 \text{ m/s}^2$; $\phi = 0,40 \text{ m}$ e $h = 10,60 \text{ m}$

Calcula-se: $A = 0,126 \text{ m}^2$; $V = 14,42 \text{ m/s}$ e $F = 2672 \text{ kg}$



Reacao = 4008 kg -----> estribo $\phi 1/4"$ C.15

Momento no centro do vão = 3875 kgm ----> 4 $\phi 1/2"$

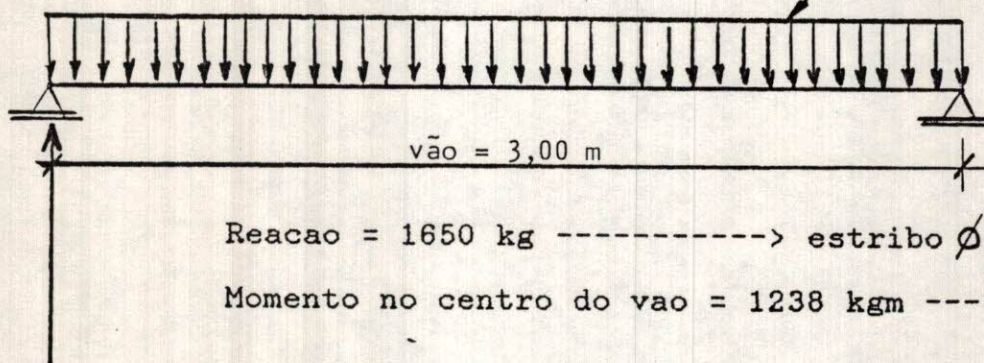
000059

b) Peso proprio e sobrecarga (Esforço Vertical)

peso proprio = 950 kg/m

sobrecarga = 150 kg/m

1.100 kg/m



Reacao = 1650 kg -----> estribo ϕ 1/4" C.15

Momento no centro do vao = 1238 kgm ---> 2 ϕ 1/2"

ANEXO B
LISTAGEM DO COMPUTADOR

000061

ANÁLISE DE ESTABILIDADE

000062

1.1 - FINAL DE CONSTRUÇÃO

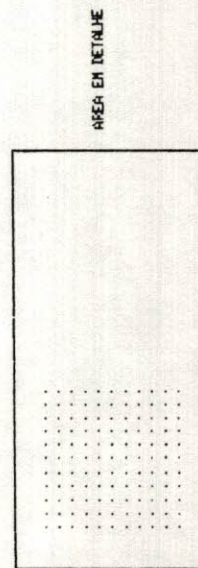
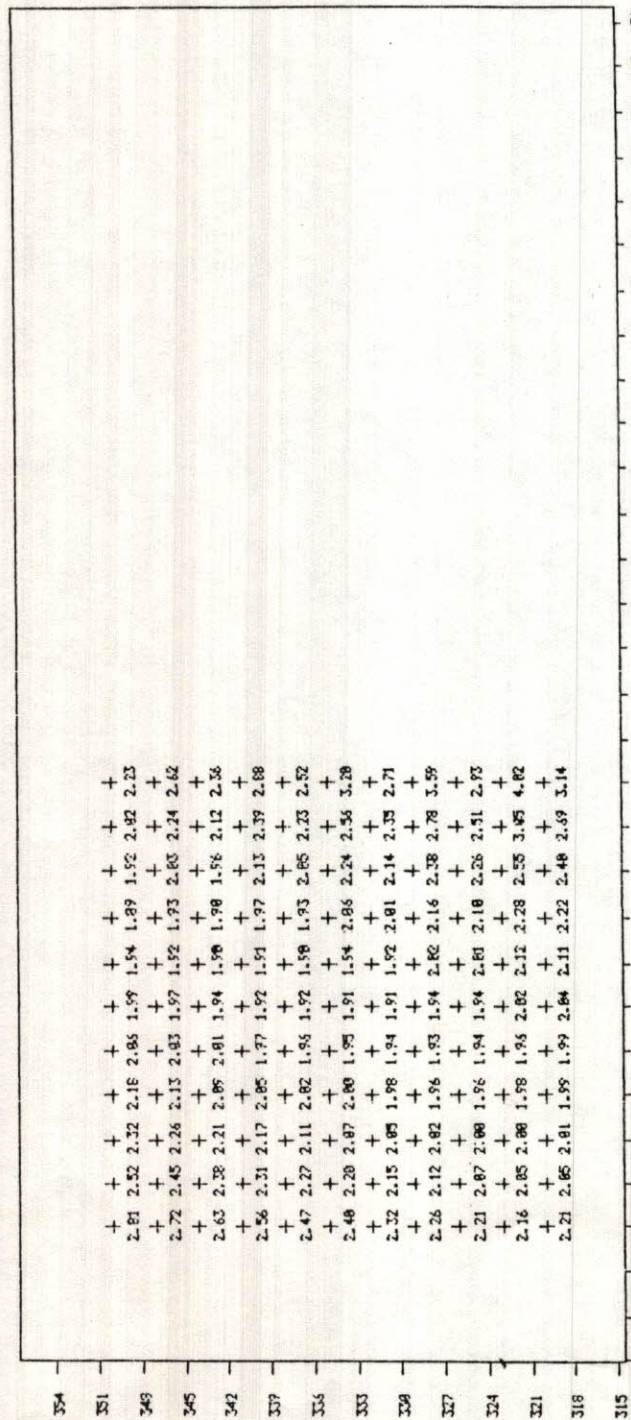
000063

TÁLUDE Metodo de BISHOP Simplificado

PROJETO: BARRAGEM CARNAUBAL

LOCAL : Cratens - CE

ARQ.: CARNAU10



EIXO Y



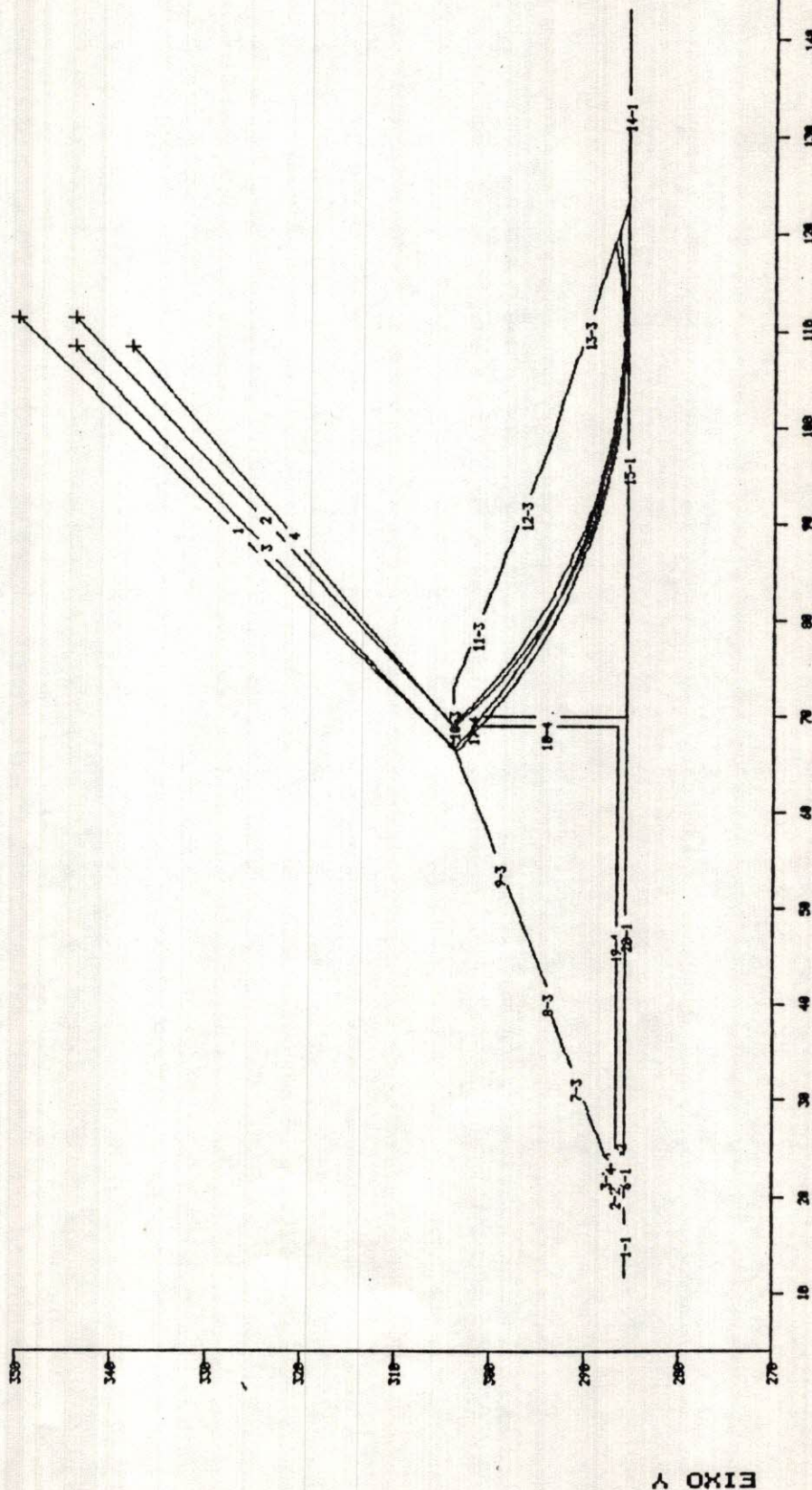
Metodo de BISHOP Simplificado

PROJETO: BARRAGEM CARNAUBAL
 LOCAL : Cratens - CE
 ARG.: FSL.5DT

SECAO PARCIAL DO TALUDE

CIRCU.	X	Y	RAIO	FS
1	111.0	350.0	64.0	1.89
2	111.0	344.0	58.0	1.90
3	108.0	344.0	58.0	1.90
4	108.0	338.0	52.0	1.90

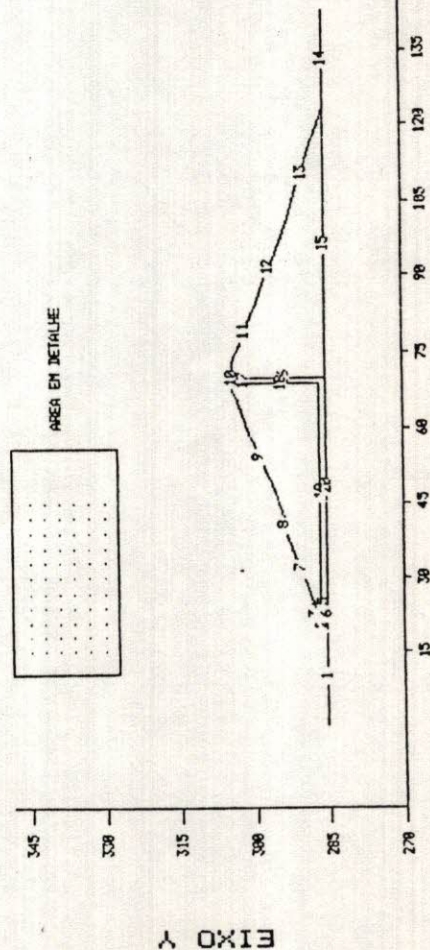
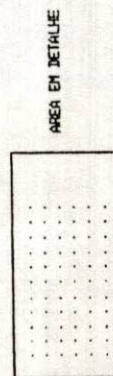
SOLO	DENS.	COESAO	PHI	RU
1	20.8	100.0	35.0	0.0
2	17.0	0.0	48.0	0.0
3	20.8	16.7	29.5	0.2
4	17.4	0.0	30.0	0.0



TÁLUDE Metodo de BISHOP Simplificado

PROJETO: BARRAGEM CARNAUBAL
 LOCAL : Crateus - CE
 ARQ.: CARNAU10

	12	15	18	21	24	27	30	33	36	39	42	45	48	51	54
343															
345		+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		3.85	2.83	2.35	2.18	1.95	1.98	1.92	1.99	2.86	2.28	2.34			
342		+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		2.77	2.32	2.05	1.92	1.83	1.81	1.85	1.96	2.86	2.16	2.27			
339		+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		4.37	3.86	2.49	2.28	2.03	1.92	1.98	1.94	2.82	2.12	2.24			
336		+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		2.86	2.43	2.14	1.98	1.89	1.83	1.82	1.91	2.88	2.08	2.19			
333		+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		7.88	3.24	2.45	2.31	2.12	2.08	1.93	1.92	1.95	2.06	2.16			
330		+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		3.24	2.52	2.22	2.05	1.95	1.89	1.85	1.98	1.97	2.04	2.14			



✱TÁLUDE✱

Metodo de BISHOP Simplificado

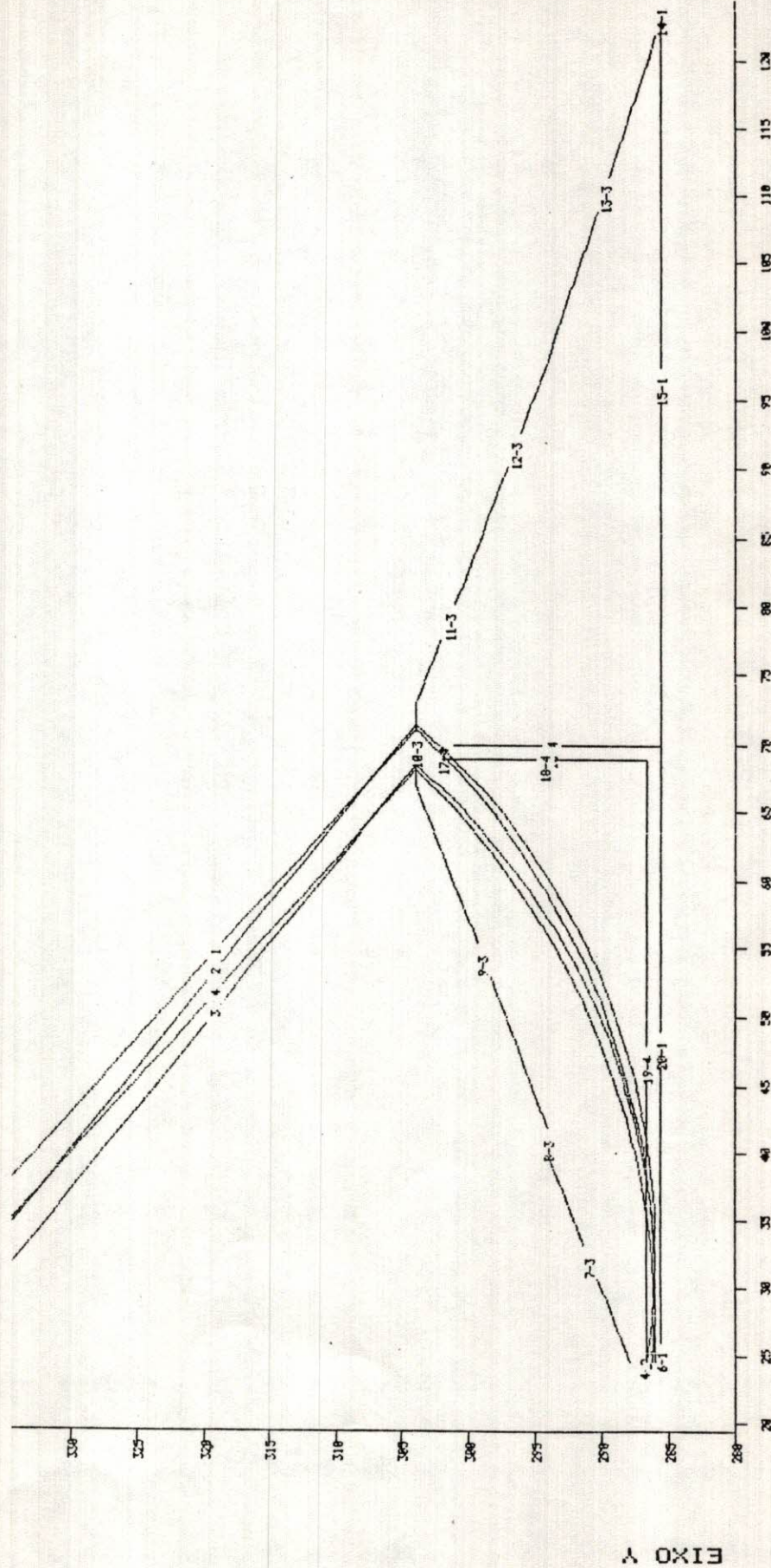
PROJETO: BARRAGEM CARNAUBAL

LOCAL : Crataeus - CE

ARQ.: FSL.5DT

SEÇÃO PARCIAL DO TALUDE

CIRCU.	X	Y	RAIO	FS	4	17.4	0.0	30.0	0.0
1	30.0	342.0	56.0	1.81					
2	33.0	336.0	50.0	1.82					
3	30.0	336.0	50.0	1.83					
4	27.0	342.0	56.0	1.83					



X OX13 X

* Número apos '-' indica o Tipo de Solo

490007

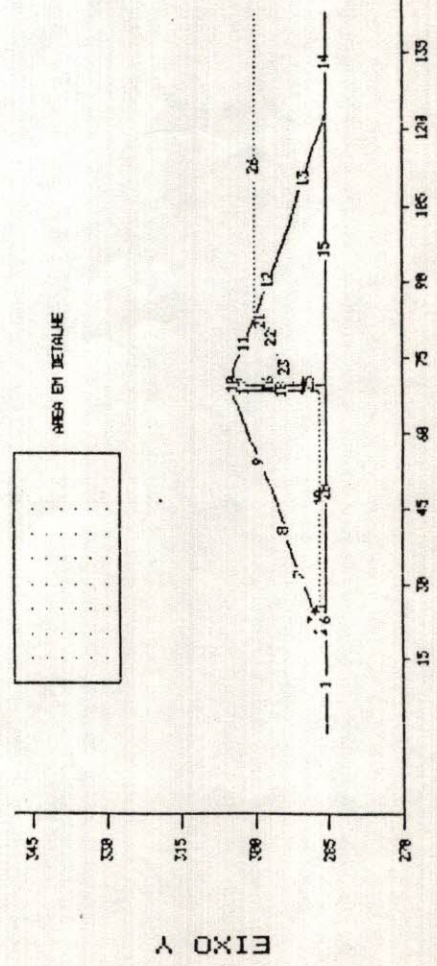
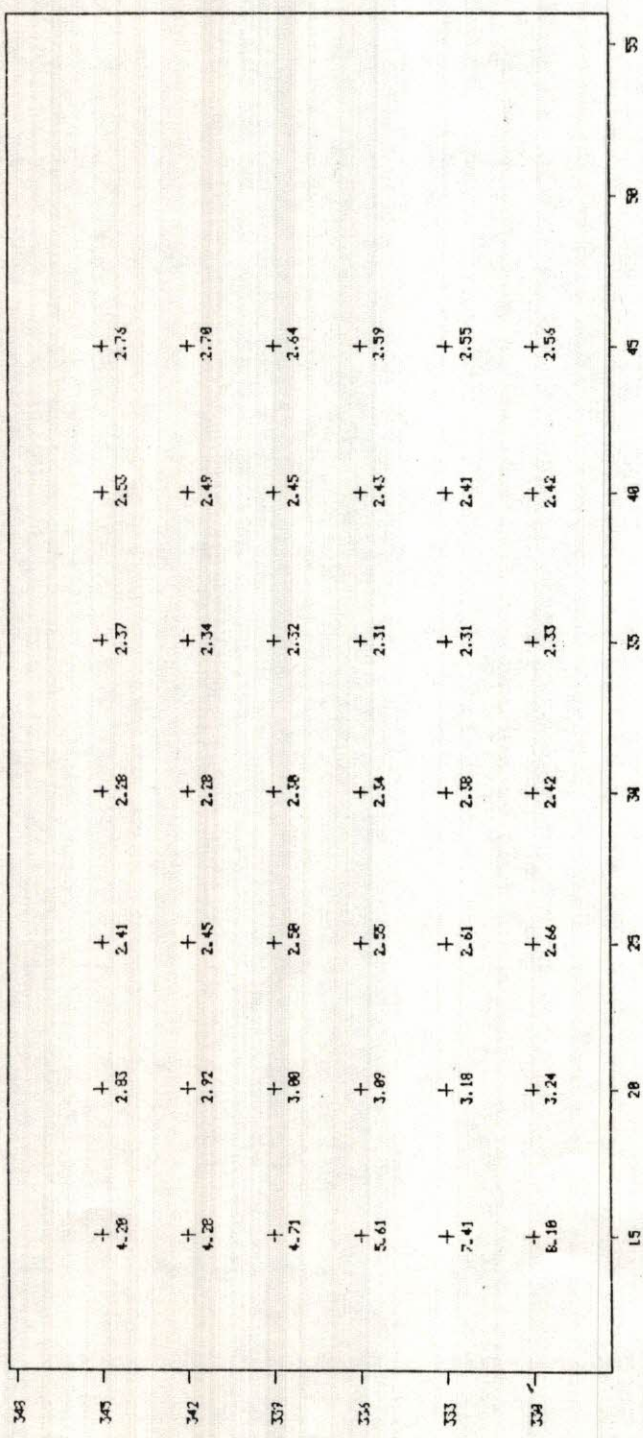
1.2 - RESERVATÓRIO CHEIO

000068

APLICAÇÃO

Método de BISHOP Simplificado

PROJETO: BARRAGEM CARNAUBAL
 LOCAL : Cratons - CE
 ARQ.: CARNAU11



TALUDE

Metodo de BISHOP Simplificado

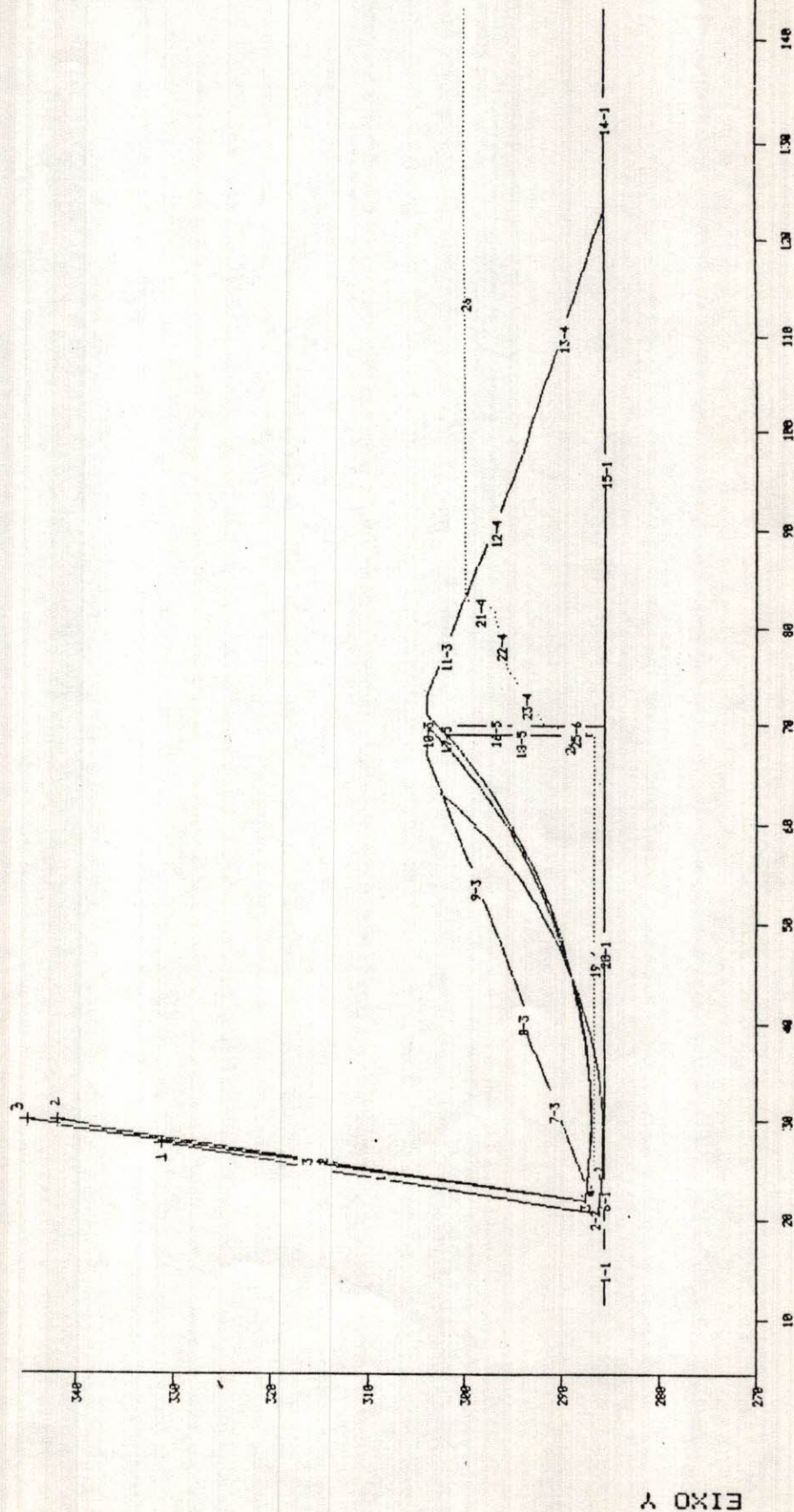
PROJETO: BARRAGEM CARNAUBAL

LOCAL : Crateus - CE

ARQ.: FSL.5DT

SECAO PARCIAL DO TALUDE

CIRCU.	X	Y	RAIO	FS	SOLO	DENSID.	COESAO	PHI
1	27.8	331.2	45.5	2.13	1	20.8	100.0	35.0
2	30.0	342.0	55.0	2.28	2	17.0	0.0	40.0
3	30.0	345.0	58.0	2.28	3	20.8	16.7	29.5
					4	21.5	16.7	29.5
					5	17.4	0.0	30.0
					6	20.6	0.0	30.0



EIXO X * Numero apos '-' indica o Tipo de Solo

000070

1.3 - ESVAZIAMENTO RÁPIDO

000071

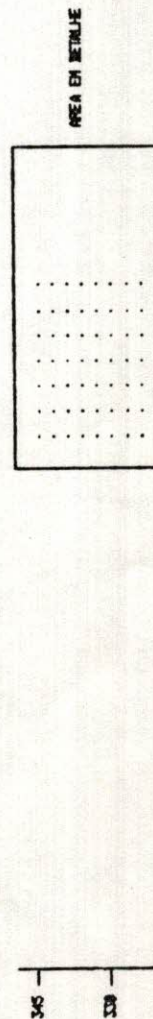
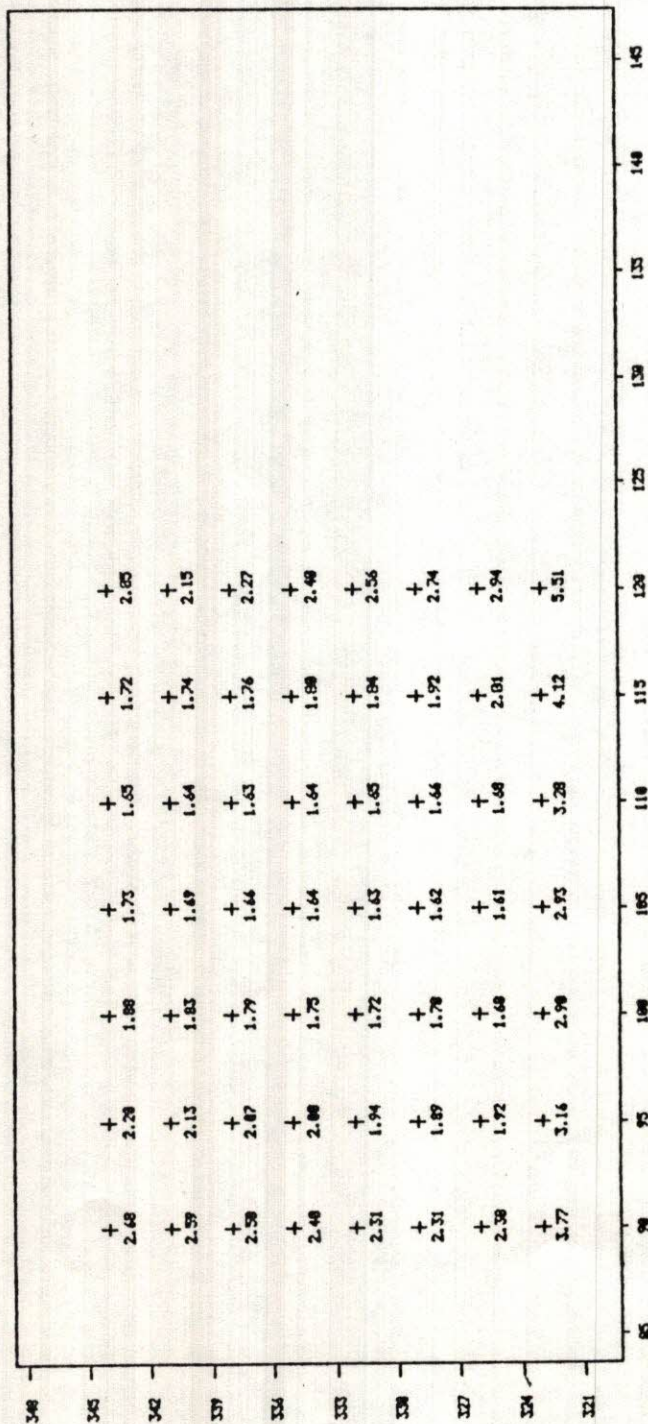
TALUDE

Metodo de BISHOP Simplificado

PROJETO: BARRAGEM CARNAUBAL

LOCAL : Crateus - CE

ARG.: CARNAU12



TALUDE

Metodo de BISHOP Simplificado

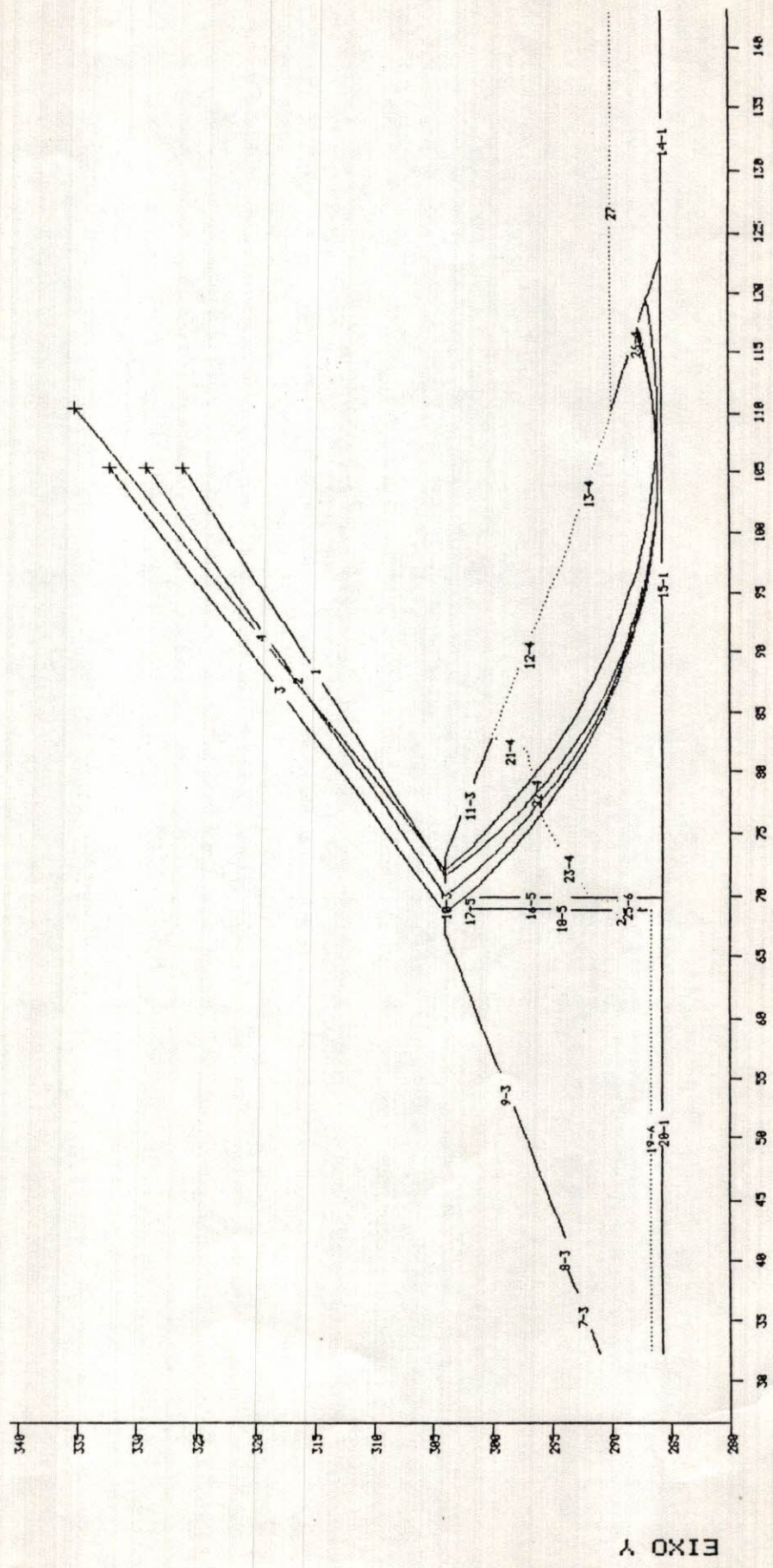
PROJETO: BARRAGEM CARNAUBAL

LOCAL : Crateus - CE

ARQ.: FSL.5DT

SECAO PARCIAL DO TALUDE

CIRCU.	X	Y	RAIO	FS	SOLO	DENSID.	COESAO	PHI
1	105.0	326.0	40.0	1.61	1	20.8	100.0	35.0
2	105.0	329.0	43.0	1.62	2	17.0	0.0	40.0
3	105.0	332.0	46.0	1.63	3	20.8	16.7	29.5
4	110.0	335.0	49.0	1.64	4	21.5	16.7	29.5
					5	17.4	0.0	30.0
					6	20.6	0.0	30.0



EIXO X * Numero apos '-' indica o Tipo de Solo