

# BOLETIM DA INSPETORIA FEDERAL DE OBRAS CONTRA AS SÊCAS

VOLUME 13  
NÚMERO 1 | JANEIRO A MARÇO DE 1940

## SUMÁRIO

### Secção Técnica

	Pág.
Estudo Hidrométrico do Nordeste Brasileiro. (Excertos) — pelo engenheiro civil Francisco Gonçalves de Aguiar. ....	3
A Paralaxe e sua importância nos processos de restituição Fotogramétrica — pelo engenheiro civil Luiz Augusto da Silva Vieira. ....	57

### Secção de Divulgação

A Água através do tempo e da civilização — pelo engenheiro civil Francisco José da Costa Barros. ....	61
Serviço aerofotogramétrico (Tomada de vistas com a camara aerofotogramétrica Zeiss grande angular — Foco 10 cms). .	65
Ligeiros comentários aos quadros de Assistência Médica, relativos aos meses de outubro a dezembro de 1939 e de janeiro a março de 1940. ....	70
Estatística de Plainas automotoras na Conservação de Estradas (gráficos). ....	
Serviços de Poços, nos meses de janeiro, fevereiro e março de 1940. ....	71

## REDAÇÃO

Redator Chefe

Engenheiro LUIZ AUGUSTO DA SILVA VIEIRA

Redatores para 1940

Engenheiro Francisco Gonçalves de Aguiar

Engenheiro Lauro de Mello Andrade

Engenheiro Severino Nunes Lins

Secretário — Joaquim Fructuoso Pereira Guimarães

# Estudo Hidrométrico do Nordeste Brasileiro

(EXCERTOS)

FRANCISCO GONÇALVES DE AGUIAR  
Engenheiro Civil

## CAPÍTULO I

### DEDUÇÃO DE UMA FÓRMULA RACIONAL PARA O CÁLCULO DA DESCARGA MÁXIMA DOS RIOS

A) — O escoamento das águas precipitadas em uma bacia hidrográfica qualquer, seria um fenômeno regular, uniforme e constante, si a chuva que lhe dá origem, fôsse também uniforme e contínua, dentro da bacia e pelo tempo afóra. Variando, porém, a intensidade das chuvas, no espaço e no tempo, varia também o regime do deflúvio da bacia. Muitos problemas de engenharia dependem do conhecimento dos valores máximos desse regime variado qualquer.

Dentre os numerosos fatores que influem na variação da descarga máxima dos rios, procuramos reunir, na fórmula que organizamos ao fim deste capítulo, o maior número de elementos compatíveis com a necessária simplicidade das fórmulas de aplicação prática, sem contudo desprezarmos aqueles que julgamos essenciais á apreciação da complexidade do fenômeno.

Pretendendo emprestar ao assunto uma concatenação idêntica ao natural desenvolvimento do fenômeno estudado, principiaremos pela explanação dos fatores predominantes no processo de formação da descarga máxima dos rios, que limitamos em número de cinco, na ordem de sua importância: I — Área da bacia de captação; II — Configuração geral da bacia hidrográfica; III — Velocidade média do escoamento superficial; IV — Máxima variação horária da chuva de que se origina a descarga máxima; V — Coeficiente de deflúvio, máximo, ou volume d'água escoado da área de capta-

ção, em percentagem do precipitado sob a forma de chuvas, na unidade de tempo considerada.

A determinação e fixação de tais fatores, em cada caso particular, fornece-nos os elementos necessários para o cálculo da descarga considerada máxima, que será ainda um valor médio para períodos de tempo relativamente pequenos.

1) *Área de captação ou bacia hidrográfica:* — Tratando-se de bacias pequenas, até 200 quilômetros quadrados, êste fator, o mais elementar e indispensavel, necessário e suficiente para as fórmulas que envolvem um simples coeficiente numérico, deve ser deduzido do levantamento topográfico da bacia, inclusive o seu curso d'água principal.

No caso de áreas médias, de 200 a 2.500 km<sup>2</sup>, faltando um mapa relativamente preciso, em escala menor de ..... 1/250.000, deve proceder-se ao levantamento topográfico da bacia, nêle figurando os cursos d'água importantes e as localidades onde existam postos pluviométricos e fluviométricos, dentro e nas proximidades da área de captação. O valor de tal levantamento será grandemente aumentado com a descrição fisiográfica da área estudada.

Quanto às bacias grandes, de 2.500 a 10.000 km<sup>2</sup>, pode-se confiar nos mapas reconhecidos exatos e desenhados em escala menor de 1/500.000. Utilizam-se com pro-



## BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

veito as cartas organizadas nas escalas entre 1/500.000 e 1/750.000, para o caso das bacias muito grandes, áreas de 10.000 a 25.000 km<sup>2</sup>. E convêm as escalas maiores de 1/1.000.000, somente, para as bacias de vastas dimensões.

II) *Configuração geral da bacia hidrográfica*: — Este fator pode ser expresso, em primeira aproximação, pela extensão relativa da linha de fundo ou curso d'água principal da área de captação.

O levantamento da linha de fundo das bacias pequenas, dos cursos d'água principais das bacias médias e grandes, assim como do sistema hidrográfico das bacias muito grandes, constitui elemento de inestimável valia para o cálculo da descarga máxima dos rios.

Marcando-se em dois eixos coordenados, respectivamente, a extensão das linhas de fundo, L, e as áreas das bacias hidrográficas, S, obter-se-á, para a zona de afluência do nordeste do Brasil, uma curva parabólica, de valores médios, traçada conforme a figura 1, e da fórmula  $L = \sqrt{3,65 \times S}$ , onde "L" é expresso em km., e "S" em km<sup>2</sup>. (I)

III) *Velocidade média do escoamento superficial*, é aquela com que se efetua a descarga das enchentes, variável com a natureza da bacia hidrográfica e a secção de desagüe considerada. Período de contribuição total é o espaço de tempo decorrido entre a precipitação das águas nos divisores mais remotos da bacia e a sua passagem pela secção de referência.

As águas precipitadas em uma encosta qualquer, correm, a princípio, segundo linhas de maior declive, por canaletes que se reúnem em pequenos sulcos, os quais, por sua vez se juntam, formando as valas, e assim sucessivamente, aumentando sempre de velocidade á medida que se avolumam pela sua integração consecutiva. Por fim, em vista da progressiva diminuição das declividades do leito, diminúe também o valor da veloci-

dade média do escoamento superficial, base do cálculo da vazão máxima da bacia. Adotamos, para o caso típico do Nordeste, a velocidade média de escoamento de 2 quilômetros horários, ou seja, 48 quilômetros diários.

O valor máximo dessa velocidade, depende da natureza física do sólo e, muito principalmente, da altura de chuva acumulada na área de captação. Varia, em função deste elemento, aumentando com a extensão da linha de fundo ou número de dias de contribuição total da bacia, e alterando o valor da descarga máxima, como se um grupo de dias chuvosos influísse qual um fator de altura de carga, igual a  $\sqrt{N}$ ; sendo N o número de dias chuvosos que a bacia comporta ( $N = L/48$ ).

Diz-se que uma bacia é rigorosamente influenciada pela chuva de um dia, quando as águas precipitadas nos seus divisores mais longínquos, no dia chuvoso de ordem N, passam pela secção de desagüamento com a demora de vinte e quatro horas, ou seja, no início do dia de ordem  $N + 1$ . Tantas vezes um vale contenha essa unidade de bacia, de tantos dias será o seu período de contribuição total. E essa subdivisão se faz, marcando-se a partir da secção de desagüe considerada, subindo todos os cursos d'água encontrados, distâncias sucessivas de 48 quilômetros, que delimitarão, assim, áreas elementares com as demoras comuns de um dia de contribuição total.

Conseqüentemente, uma área de captação de características médias, com N dias de demora de contribuição, comporta um aumento tal na velocidade média do seu escoamento superficial, em relação ao valor correspondente na bacia normal e com um dia de demora, que a sua descarga máxima será  $\sqrt{N}$  vezes maior que a calculada com a velocidade que caracteriza a unidade de bacia.

IV) *Máxima variação horária das chuvas*: — As precipitações pluviométricas não se distribuem igualmente, segundo o tem-

# LINHAS DE FUNDO-ÁREAS DE CAPTAÇÃO

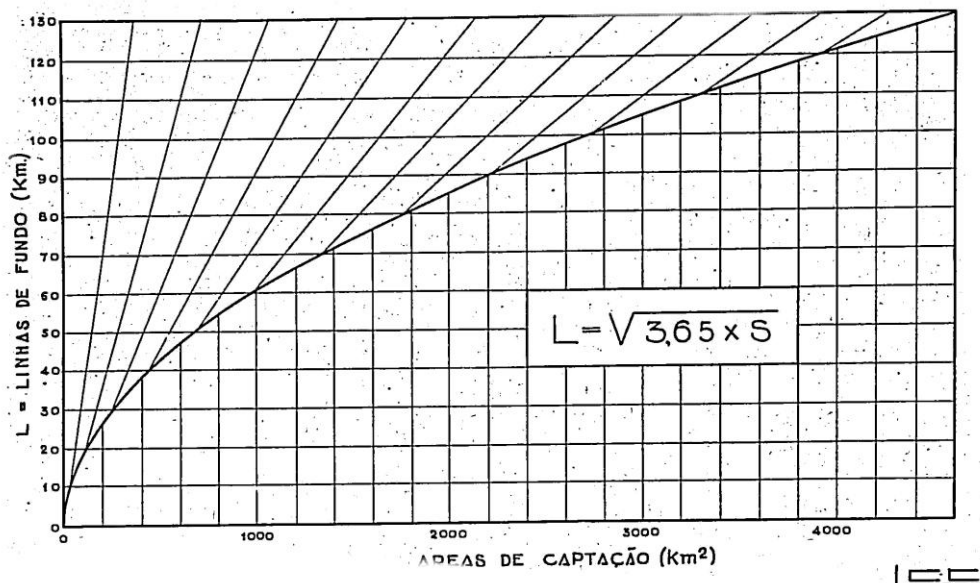


FIG. 1

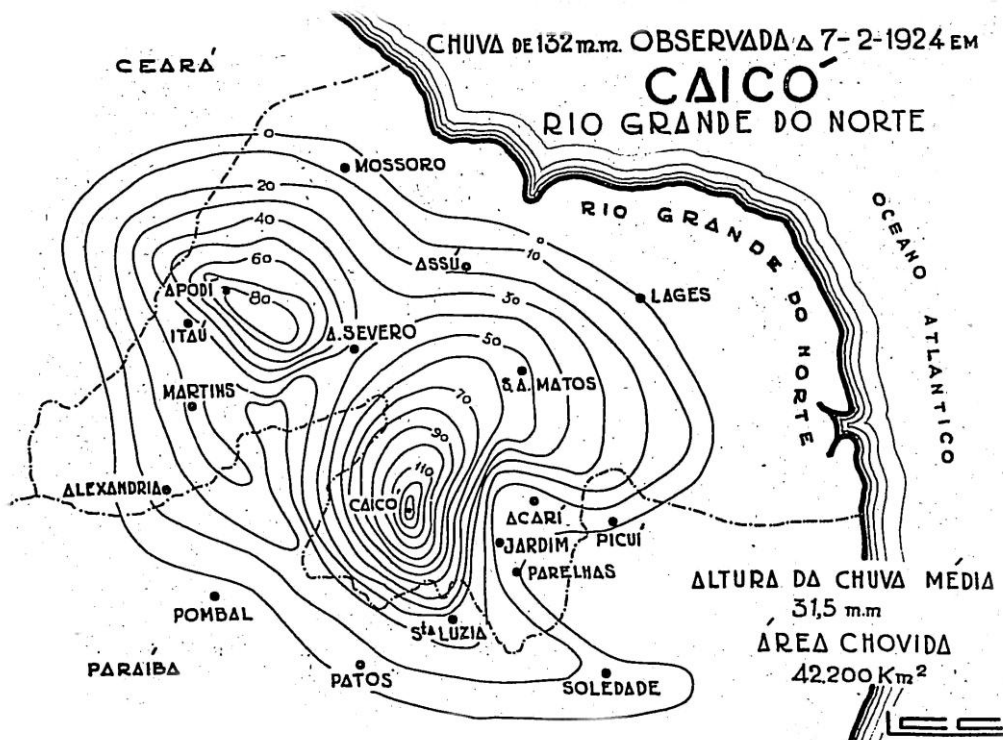


FIG. 2

## BOLETIM DA INSPETORIA DE SÉCAS

po de sua duração nem conforme a extensão da área chovida.

Desenhada a carta de uma grande chuva, perceber-se-á, que a sua distribuição superficial apresenta aspecto semelhante, em todos os casos, a um relêvo topográfico. Avolumam-se as precipitações em tôrno de um ou mais centros, ou ao longo da trajetória de um núcleo de maior altura pluviométrica.

Relativamente á divisão das chuvas pelo seu tempo de duração, observa-se que, de um modo geral, a princípio fracas, as precipitações vão se tornando cada vez mais intensas; passam pela sua variação máxima, e decrescem então, quasi sempre, mais rapidamente que ascenderam. A própria noção de maior ou menor intensidade, altura de chuva registada em intervalos de tempo relativamente pequenos, acarreta a definição de variação horária, desde que a altura pluviométrica observada seja reduzida á duração de sessenta minutos.

Os registos da chuva ocorrida a 7 de fevereiro de 1924, no Rio Grande do Norte, permitiram traçar a carta isoiética anexa (fig. 2). Nota-se que as chuvas decrescem a partir de dois centros, o maior em Caicó, e o segundo em Apodí. Tratando-se de uma chuva local e de grande altura, pertence ao genero das "Spot rainfall".

Quanto á distribuição das chuvas segundo o tempo, adotando-se para unidade a hora, interessa conhecer-se a variação horária, máxima, para determinado intervalo e reciprocamente. De numerosas observações de chuvas de grande altura, ocorridas nos Estados Unidos, várias fórmulas fôram deduzidas para o cálculo da máxima variação horária, relativa a diferentes espaços de tempo. Convém cada uma dessas expressões a condições particulares, quanto á natureza e altura da precipitação.

Preferimos adotar, para o fim que temos em vista, a equação máxima de Talbott,  $A = \frac{360}{T + 30}$ , que nos dá a conhecer,

para intervalos de tempo "T" expressos em minutos, a máxima variação horária provavel "A" em polegadas. Assim, a variação horária de  $100 \text{ m/m} = 4"$ , verificar-se-á no espaço de 60 minutos. Adotamos, na composição de nossa fórmula geral, a variação de 120 mm.

Fixada uma relação entre a área de captação e a linha de fundo, comparamos tambem a variação dessa mesma área com a maior altura de chuva média que lhe corresponde, e, consequentemente, com a sua maior variação horária, chegando assim á fixação deste elemento, considerado implícito para a região, em relação ao comprimento do curso d'água principal da bacia, elemento explícito e de medida direta.

Nas bacias pequenas, inteiramente dominadas pelo centro das grandes chuvas diárias, produzir-se-á a vazão máxima com maior frequência que nas bacias extensas, comportando vários dias de contribuição total; onde o efeito de uma grande chuva pode ser inferior ao de um grupo de dias chuvosos com a mesma altura de precipitação.

Compulsando os dados pluviométricos do nordeste brasileiro, observa-se que as maiores chuvas diárias, registadas em Fortaleza, o mais antigo posto pluviométrico da região, alcançaram as alturas de 244 m/m em 20 de março de 1870, e 240 m/m em 16 de abril de 1855, devendo notar-se que este último registo é inferior á altura de chuva realmente ocorrida, pois o pluviômetro transbordou no final da precipitação. Até os presentes dias, êsses máximos não fôram excedidos nem tiveram repetição.

Relativamente aos grupos de dias chuvosos, destacamos um, de cinco dias, com 275 m/m; chuva desta mesma altura, precipitou-se, tambem em cinco dias, no vale do rio Miami, Ohio, U. S. A., causando, pelas condições particulares da bacia, uma enchente jamais observada naquela região (Março de 1913).

Marcando-se em dois eixos coordenados as alturas de chuvas e as superficies mo-

## BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

lhadas correspondentes, obtiveram-se para as chuvas consideradas na figura 3, as curvas I, II, III e IV. Diferem entre si os traçados das curvas I e II que, embora relativas a chuvas de mesma altura, referem-se a precipitações ocorridas com diferentes tempos de duração: a primeira verificou-se dentro de 24 horas, e a segunda no prazo de 72 horas, três dias.

Ao referirmos a variação horária das chuvas às respectivas superfícies molhadas, vemos que esses elementos variam em sentidos opostos, isto é, crescendo a área chovida, diminui a variação horária, até anular-se quando considerarmos uma área infinitamente grande. Os pontos intermediários dessa variação mostram que a curva representativa coincide com uma hipérbole equilátera, da forma:

$$Y \text{ m/m} = \frac{120 \times 120}{120 + 2N} \quad (\text{fig. 4}).$$

V) O *coeficiente de deflúvio* de uma bacia, relativo às chuvas diárias, mensais ou anuais, é um fator que se pode deduzir da comparação de casos em condições praticamente idênticas, ou da observação local, cuidadosa e de longo período. Depende o deflúvio, principalmente, da natureza geológica, do relêvo, da espécie de cobertura do solo, e das condições meteorológicas da região.

As precipitações que se verificam na ausência de fortes ventos e com maior nebulosidade, sobre bacias pequenas, constituídas de solos rochosos, apresentando encostas abruptas, desprovidas de vegetação e muito chovidas anteriormente, reúnem condições excepcionais de rendimento.

Quando as chuvas são persistentes, contínuas, e verificam-se sobre pequenas áreas de captação, o deflúvio crescerá com o tempo, e, ao fim de determinado período, variável com os característicos físicos da bacia, esgota-se a capacidade de embebição e

retensão do solo; todo o volume d'água precipitado se escoará, então, sob a forma de descarga superficial.

Estudando a variação do coeficiente de deflúvio máximo, relativo à maior intensidade horária das chuvas no período crítico das bacias, atribuímos a percentagem de 100% para a superfície nula, valor que decrescerá com o aumento da área de captação, até se anular, em se tratando de áreas infinitamente grandes. Fixamos, portanto, dois pontos da curva de variação. Observações seculares, em bacias relativamente grandes, permitiram reconhecer o tipo equilátero da hipérbole das variantes, vindo finalmente: deflúvio em % =

$$Y' = \frac{100 \times 100}{100 + 2,2N} \quad (\text{fig. 4}).$$

B) Conhecidos os elementos que asseveramos indispensáveis ao desenvolvimento do presente estudo, conseguiremos, agora, interligando-os pelas suas dependências sucessivas, chegar à fórmula que procuramos.

Tratando-se, como antes nos referimos, de uma chuva contínua, de regime variado qualquer, a descarga de máxima enchente se calculará, conhecendo-se a máxima variação horária da chuva e o coeficiente de deflúvio, no período de contribuição total da bacia. Na hipótese, mais simples, de chuvas contínuas e uniformes precipitadas sobre terrenos saturados d'água, e de escoamento livre, o período de contribuição total será, o espaço de tempo necessário para o estabelecimento do regime de escoamento máximo das águas.

Pode-se assemelhar o fenômeno, ao que se passa num canal de paredes estanques, de grande declividade e uniformemente alimentado em trânsito. O tirante d'água, que seria nulo no extremo de montante, crescerá sempre, para jusante, até um valor máximo

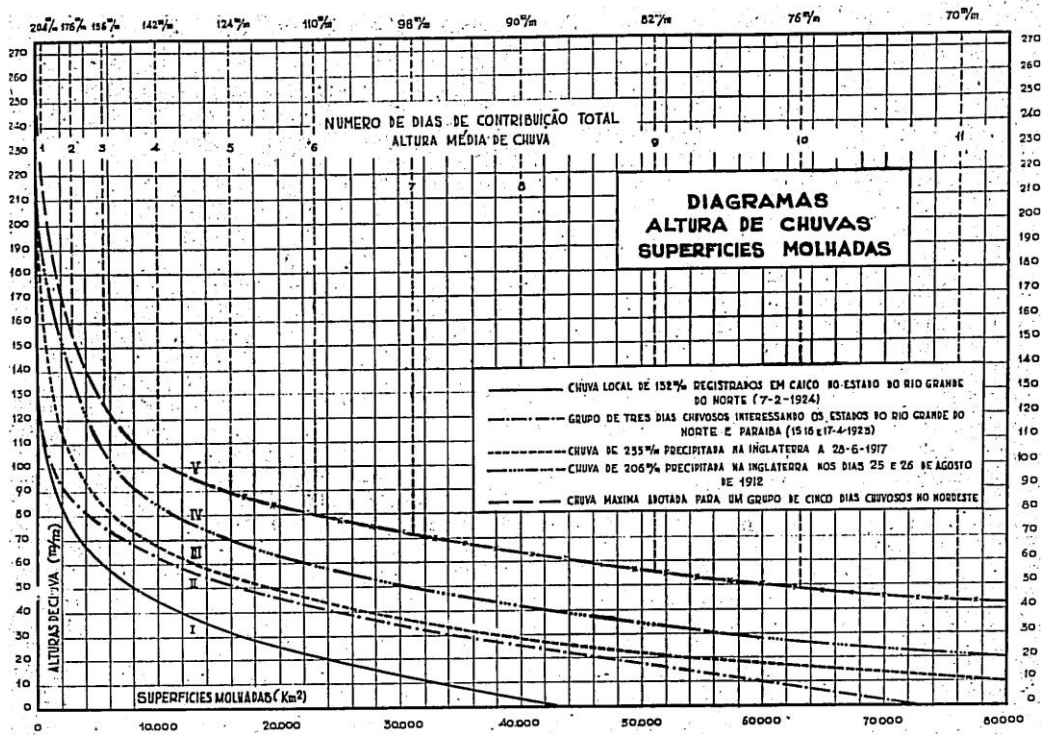


FIG. 3

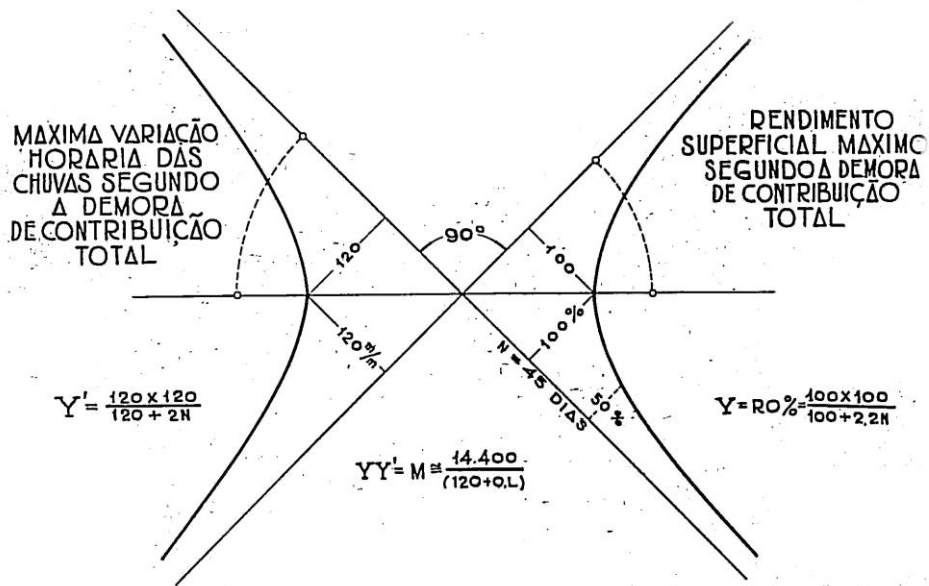


FIG. 4

LEC



## BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

que, ao fim do período crítico, determinará, em cada secção, a altura d'água capaz da descarga de regime; e representará, também, ao longo do canal, segundo um perfil parabólico, o volume d'água armazenado e necessário para o estabelecimento da vazão normal.

Variando as precipitações, no espaço e no tempo, de acôrdo com as relações aludidas, cresce o período de contribuição total ou período crítico das bacias, quando diminua a variação horária da chuva, com o aumento da área chovida, e, portanto, com a extensão da linha de fundo da área de captação. Influe, assim, a configuração da bacia hidrográfica, como um fator de maior ou menor demora de escoamento das águas pluviais, cuja vazão se concentra ou se dilata, segundo diminua ou aumenta a extensão relativa do curso d'água principal.

Calcula-se então a descarga máxima, conhecendo-se a variação horária da chuva e o coeficiente de escoamento, no período crítico da bacia, o que implica na fixação prévia da demora de contribuição total. Admitindo-se períodos críticos maiores ou menores que os inerentes à bacia, obter-se-á menores ou maiores precipitações e, consequentemente, descargas máximas diferentes das realmente verificadas. Como solução mais simples, fixamos a variação dos coeficientes de deflúvio e da intensidade horária das chuvas, em função das respectivas superfícies molhadas, e prescindimos, então, do conhecimento mais rigoroso do período crítico, cuja determinação subordinamos, em cada caso, à natureza da bacia, conforme o quadro anexo de classificação.

A estrutura final da nossa fórmula, consubstanciando os diversos fatores que regem o processo de desagüamento das bacias hidrográficas, deve precisar, por isso mesmo, o fenômeno da superposição das suas enchentes parciais que, integrando-se, formam por fim a onda de máxima enchente. Empreendendo explicar este fato, imagine-se a área de captação influenciada por uma

chuva, uniformemente distribuída, de longa duração. As águas provenientes das encostas vizinhas da secção de desagüamento do vale, aí chegarão primeiro, enquanto que as efluentes dos terrenos mais distantes, ganhando de início um córrego, juntam-se depois às que se escoam de uma outra área elementar, canalizadas por outro córrego, e assim sucessivamente, até afluírem, as águas desse modo somadas, ao leito do rio principal. Em cada trecho do seu curso, recebe este, as águas de montante e das encostas marginais, avolumando-se cada vez mais a onda de enchente, até a completa integração do afluente das bacias secundárias à torrente principal, realizando-se assim o curso sincrónico das águas. Esse fenômeno ocorrerá, portanto, quando a duração da chuva que admitirmos, seja, pelo menos, igual ao período de contribuição total da bacia.

Si as áreas dos vales secundários, terciários ou de ordem qualquer em que se subdivide a bacia, fossem iguais e simetricamente dispostas em relação ao curso do rio principal, fácil seria considerar-se o fenômeno da afluência sincrónica das águas; entretanto, os casos práticos envolvem tão variada combinação de aspectos que torna insolúvel o problema direto. Por isso, em lugar de aceitar-se a divisão da bacia, em vales de ordem decrescente, conforme a própria disposição hidrográfica indica, condicionamos uma subdivisão tal que as áreas resultantes apresentam, cada uma, a demora de contribuição total de um dia.

O fenômeno da superposição das enchentes parciais, traduz-se, assim, por uma majoração da descarga máxima dos rios, comparável à que normalmente resultaria, no escoamento uniforme, de uma diminuição do tempo de contribuição total da bacia. Observações numerosas, nos autorizam admitir para o consequente aumento da descarga máxima, uma razão proporcional a  $\sqrt{N}$ . Resultado já obtido, quando apreciamos a variação da velocidade média do es-

BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

coamento superficial em função da demora de contribuição total.

Considerando uma bacia com vários dias de contribuição total e dividindo-se a sua área por linhas de *isodemoras* de um dia, estas curvas delimitarão tantas áreas parciais, quantos fôrem os dias de contribuição total da bacia. E a sua descarga máxima, relativa á chuva uniforme que consideramos, verificar-se-á ao cabo de N dias chuvosos sucessivos. O mesmo fato ocorrerá admitindo-se que, em lugar dêsse grupo de dias chuvosos, se verifiquem N chuvas diárias, abrangendo, em cada dia, tão somente, uma das áreas em que ficou dividida a bacia, e na ordem de montante para jusante. A probabilidade de acontecimento da descarga máxima, no caso mais geral desta hipótese, será, portanto, teoricamente igual ao número de combinações de N algarismos N a N.

Reunindo, agora, segundo as suas relações de proporcionalidade, os fatores até aqui determinados, e sabendo-se que a descarga máxima dos rios varia, diretamente, com a intensidade das chuvas, (Y); o coeficiente de deflúvio, (Y'); o fator progressivo da velocidade média do escoamento superficial ( $\sqrt{N}$ ); a área de captação, (S); e, inversamente, com a demora de contribuição da bacia, (N), tem-se,

$$Q = \frac{Y \times Y' \times \sqrt{N} \times S}{N} = f(L) F(S,L). \quad (2)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{Sendo } f(L) &= \frac{120 \times 120}{120 + 0,1L} \\ F(S,L) &= \frac{S}{\sqrt{N}} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

substituindo em (2), simplificando e reduzindo á unidade de tempo, vem,

$$Q = \frac{1.150 \times S}{\sqrt{L} (120 + 0,1L)} \text{ m}^3/\text{s}. \quad (4)$$

C) O método que seguimos para chegar a essa fórmula consiste, pois, em analisar os fatores integrantes do fenômeno e comparar as suas variações em relação a um dos elementos fundamentais e invariáveis das bacias hidrográficas, o que permitiu, portanto, comparações de casos que diferiam, somente, pelo fator então estudado. Conhecidos assim, os elementos essenciais e as suas relações mútuas, chegámos á expressão procurada.

A discussão dessa fórmula não foi publicada, juntamente com a sua dedução, em 1932, pois dependia, então, de mais numerosas observações diretas, processadas no nordeste, para comparação dos seus resultados.

Analisaremos, na mesma ordem da primeira parte dêste estudo, os diversos elementos constitutivos da fórmula acima, como se segue.

1) *Área de captação*: — Distinguimos as bacias hidrográficas, agora mais detalhadamente, conforme a sua extensão e configuração planimétrica.

Passando, mais adiante, ao estudo das enchentes, seguimos o método até aqui observado: procuramos, primeiramente, uma unidade de bacia, baseada no tempo de escoamento total das enchentes, em termos do comprimento da linha de fundo das superfícies drenadas.

Quando uma bacia hidrográfica é sujeita a chuvas contínuas, durante N dias, sabe-se que as águas precipitadas nos seus divisores mais remotos, no início da queda pluviométrica, passam pela secção de desaguoamento no fim do seu tempo de contribuição total, N; e, que as chuvas alí caídas no termino da precipitação, desaguam no fim do tempo  $T = N + N$  de escoamento integral da enchente. Fazendo-se  $N = 0,25$



## BOLETIM DA INSPETORIA DE SECAS

virá  $N + N = 0,5$  e, segundo as relações estabelecidas para as bacias de tipo e configuração médias,

$$L_1 = 24 \text{ Km. e } S_1 \approx 200 \text{ Km}^2.$$

Fixamos por isso o primeiro marco de divisão das bacias, segundo a extensão das respectivas áreas de captação, em 200 km<sup>2</sup>.

Fazendo-se  $2N$  igual a dois e quatro dias, sucessivamente, ter-se-á, do mesmo modo:  $S_2 \approx 2.500$  e  $S_3 \approx 10.000$  km<sup>2</sup>., áreas correspondentes às divisões subsequentes que adotamos, e que resultam da inversão do tempo de duração das enchentes em demora de contribuição total.

II) *Configuração geral da bacia hidrográfica*: — Este fator, dependente que é do processo de formação dos vales, sendo de medida direta, segundo o comprimento da linha de fundo, reflete sempre o caso concreto que se tem em vista.

Relativamente á configuração planimétrica, definida pelo índice  $c = L^2/S$ , classificamos as bacias em três espécies: curtas,  $c = 2,00$ ; médias,  $c = 3,65$ ; e longas  $c = 5,00$ . O primeiro desses índices corresponde ás bacias em que a maior largura é, aproximadamente, igual a  $2/3$  da linha de fundo: são os vales em forma de leque, de anfiteatro, neles as enchentes são impetuosas, porém, de curta duração; o segundo refere-se ás bacias de conformação normal, aquelas cuja largura avizinha-se de  $1/3$  da maior extensão; e o terceiro caracteriza os vales em desfiladeiro, onde a progressão da excavação do *thalweg* é muito maior que a degradação das vertentes, e, portanto, a violência das cheias é amortecida pela maior demora de contribuição total da bacia.

III) *Velocidade média do escoamento superficial*: — Varia este elemento da fórmula, conforme os característicos físicos das bacias. E por isso importa fixar, em cada caso particular, a velocidade concernente á natureza da área de captação. É um dado que se obtém facilmente das informações locais,

principalmente no caso das bacias pequenas, e que se determina com maior precisão que as indicações de altura da secção de máxima enchente, com que usualmente se calcula a descarga máxima dos rios, e que tantas surpresas reservam aos que delas se utilizam sem a necessária cautela. No nordeste, os moradores das localidades próximas dos cursos d'água conhecem bem o espaço de tempo decorrido entre a precipitação das chuvas nas cabeceiras dos rios e a passagem das enchentes pelos diversos pontos do seu curso.

Fixamos, na dedução da fórmula de descarga máxima, um valor para a velocidade do escoamento superficial, que corresponde ás características físicas, médias, do nordeste, e com esse dado calculamos a demora de contribuição total e os fatores dela dependentes. Por isso, sempre que se opere com outro valor de velocidade média, basta que se altere, na fórmula final, o comprimento da linha de fundo, dividindo-o pela relação entre a velocidade adotada,  $V'$ , e a fixada para o caso geral,  $V$ ; o que equivale a operar-se com a extensão fictícia de curso d'água:

$$L' = L \times \frac{V}{V'} = LC.$$

IV) *Máxima variação horária das chuvas*: — Dependente das condições físicas gerais e locais variará este fator; no tempo, segundo períodos de curta ou longa duração, e no espaço, consoante a situação geográfica da região considerada, em relação aos fatores principais a que se deve a formação das grandes chuvas.

Em vista dos dados estatísticos de chuvas gerais, conseguimos fixar, para o nordeste, as máximas variações horárias, relativas aos ciclos pluviométricos de 11,33 e 99 anos; para o período de 11 anos a variação horária, máxima, de 80 mm; para o de 33 anos a variação horária de 95 mm. e, para os ciclos maiores de 99 anos a variação de 120 mm. Por outro lado, anotamos que uma

BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

pesada chuva local, mesmo de duração inferior a um dia, interessando uma bacia de reduzida área, nela produzirá efeitos idênticos às chuvas de varios dias, cobrindo extensas superfícies. E, por isto mesmo, a probabilidade de ocorrência da descarga máxima diminua, quando cresce a área chovida. Organizamos, assim, em vista dessas razões, combinações de superfícies molhadas e variações horárias de chuvas, com que se deve calcular as descargas máximas, referentes aos ciclos pluviométricos em questão.

Nas bacias pequenas, até 200 km<sup>2</sup>, a probabilidade de acontecer a descarga máxima é maior, devido, como vimos, á verificação mais frequente das máximas variações horárias das chuvas, para isso contribuindo as grandes precipitações gerais, muito raras de acontecer, e os aguaceiros locais, igualmente intensos, mais repetidos, porém de curta duração e limitada extensão. Nessas bacias, se calculará sempre a vazão máxima com a variação horária de 120 mm.

Dêsse modo, chegamos, portanto, ao conhecimento da frequência das máximas variações horárias, conforme períodos de tempo determinados e as áreas molhadas que interessam.

Com intervalos de 11 anos, verifica-se, nas bacias pequenas a máxima variação horária de 120 mm; nas bacias médias a variação horária de 95 mm, e nas bacias grandes a variação de 80 mm.

Relativamente aos períodos de 33 anos, calculam-se as descargas máximas, das bacias até 2.500 km<sup>2</sup>, com a variação horária de 120 mm, e das bacias grandes com a variação de 95 mm.

Tratando-se de períodos seculares, maiores de 99 anos, calculam-se as descargas máximas, independentemente da extensão das áreas de captação, com a variação horária de 120 mm.

QUADRO RESUMO

Áreas de captação (Km <sup>2</sup> )	Máxima variação horária, A, segundo períodos múltiplos de onze anos.		
	11	33	99
0 — 200	120	120	120
200 — 2.500	95	120	120
Acima de 2.500	80	95	120

V) *Coefficiente de deflúvio*: — A prefixada variação dêste elemento, refere-se ás bacias de ótimo rendimento superficial. Tratando-se de pequenas áreas de captação, pode-se supôr que as modificações pertinentes ás diversas naturezas do terreno pouco influam na variação do deflúvio, uma vez que se considere reduzida a faculdade de embebição e retenção do sólo, por força da maior intensidade e duração das precipitações. Os valores relativos a tais condições são perfeitamente comparaveis aos dados congêneres de outros paizes, emquanto que os referentes ás características médias, dependem, ainda, da comparação das mesmas.

No caso geral, o deflúvio máximo varia, também, com os característicos físicos da área de captação. Ora, não se realizando, sempre, as condições admitidas, de sólo sílico-argiloso, pouco profundo, assentando sobre terrenos cristalinos ou recristalizados e, portanto, pouco permeaveis, fomos induzidos a organizar uma correção para os coeficientes de deflúvio, segundo a natureza da bacia hidrográfica, aproveitando a mesma classificação que usamos para o cálculo do escoamento anual, médio, completada neste caso com os fatores constantes das colunas III e IV do quadro que se segue.

O fator de correção que introduzimos na expressão final do rendimento máximo (3), reduz a influência da natureza da bacia a uma deformação da sua configuração geral; valores de K, no produto

$$(Y \times Y') = \frac{A^2}{(A + KL)}$$

BOLETIM DA INSPETORIA DE SECAS

QUADRO DOS COEFICIENTES HIDROMÉTRICOS "K" E "C"

Bacia Hidrográfica	Tipo	Coeficientes	
		K	C
Pequena; íngreme; rochosa .....	1	0,10	0,85
Bem acidentada, sem depressões evaporativas .....	2	0,15	0,95
Média .....	3	0,20	1,00
Ligeiramente acidentada .....	4	0,30	1,05
Ligeiramente acidentada, apresentando depressões evaporativas .....	5	0,40	1,15
Quasi plana, terreno argiloso .....	6	0,65	1,30
Quasi plana, terreno variavel ou ordinário ..	7	1,00	1,45
Quasi plana, terreno arenoso .....	8	2,50	1,60
Bacia Hidrográfica	n	$\frac{10}{(10-n)^2}$	$\frac{V}{V'} = \frac{2}{V'}$

D) Assentando, finalmente, a variação do deflúvio máximo, em milímetros de altura d'água, conforme a demora de contribuição total das bacias e as correspondentes variações horárias das chuvas, relativas aos ciclos pluviométricos que interessam, tem-se,

$$M = f(L, t)$$

Conhecemos, para  $t = 99$  anos,

$$M_s = f_s(L) = \frac{120 \times 120}{(120 + 1KLC)};$$

calculamos, para  $t = 11$  anos,

$$M_o = f_o(L) = \frac{120 \times 120}{(120 + 3,65 KLC)},$$

e, portanto, com a variação do fator numérico do segundo termo do denominador da expressão de  $M$ , chega-se ás formulas que nos dão:

as descargas máximas quaisquer,

$$Q' = \frac{1.150 \times S}{\sqrt{LC} (120 + J'KLC)}; \quad (5)$$

as descargas máximas seculares,

$$Q_s = \frac{1.150 \times S}{\sqrt{LC} (120 + J_s KLC)} = \frac{1.150 \times S}{\sqrt{LC} (120 + KLC)}; \quad (6)$$

e as descargas máximas ordinárias,

$$Q_o = \frac{1.150 \times S}{\sqrt{LC} (120 + J_o KLC)} = \frac{1.150 \times S}{\sqrt{LC} (120 + 3,65 KLC)} \quad (7)$$

BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

Calculam-se as descargas máximas devido à uma precipitação qualquer, ou à maior chuva diária de um grupo de dias chuvosos, conforme as áreas que interessam, por meio da fórmula,

$$Q_n = \frac{0,08 \times A^2 \times S}{\sqrt{LC} (A + J_n KLC)} = \frac{R \times S}{\sqrt{LC} (A + J_n KLC)} \quad (8)$$

onde  $J_n = 3,65 \times \frac{A^2}{14.400} \approx \frac{A^2}{4.000}$

Da fórmula (5), tira-se o valor do coeficiente pluviométrico,  $J'$ , em função de  $Q'$ :

$$J' = \frac{1.150 S - 120 \times Q' \sqrt{LC}}{Q' KLC \sqrt{LC}} \quad (9)$$

e das formulas (6) e (7), deduzimos, para as bacias de tipo médio:

$$Q_n = \frac{1.150 \times S}{\sqrt{L} (120 + 0,20L)} \quad (6a)$$

$$Q_s = \frac{1.150 \times S}{\sqrt{L} (120 + 0,75L)} \quad (7a)$$

E) Nas aplicações numéricas infra relacionadas calculamos, de preferência, as descargas denominadas ordinárias, isto é, aquelas que sucedem, comumente, uma vez em cada período undecenal de anos. Os resultados então obtidos, são passíveis de comparação com os que se deduzem dos níveis d'água das grandes enchentes, mais recentemente observadas.

Dividimos a série de exemplos práticos que se segue, em três partes, compreendendo: a 1.<sup>a</sup> as bacias grandes; a 2.<sup>a</sup> as bacias médias, áreas entre 2.500 e 200 km<sup>2</sup>, e a 3.<sup>a</sup> as bacias pequenas.

1) BACIAS DOS GRANDES RIOS; Jaguaribe, Cariús, Quixeramobim, Moxotó, Piancó, Paraíba e Acauã, no Nordeste; dos rios Juna, Godavéry e Ganges, nas Índias Orientais.

1) *Rio Jaguaribe, em Orós, Estado do Ceará, bacia tipo 5, dados,*

$S = \text{Área de captação} = 25.100 \text{ Km}^2.$

$L = \text{Linha de fundo} = 350 \text{ Km}.$

$C = \text{Coef. de velocidade média} = 1,15$

$K = \text{Coef. de deflúvio máximo} = 0,40$

A classificação da bacia foi confirmada pelo coeficiente de deflúvio anual, médio, observado em Orós, conforme tratamos em outro nosso trabalho.

a) Descarga máxima, *ordinária,*

$$Q_o = 2.100 \text{ m}^3/\text{s}.$$

b) Descarga máxima, *secular,*

$$Q_s = 5.100 \text{ m}^3/\text{s}.$$

A descarga máxima, calculada pelos níveis d'água das enchentes, alcançou ..... 2.100 m<sup>3</sup>/s., no ano de 1924.

2) *Rio Cariús, em Pôço dos Páus, Estado do Ceará, bacia tipo 5, dados,*

$S = \text{Área de captação} = 5.450 \text{ Km}^2.$

$L = \text{Linha de fundo} = 130 \text{ Km}.$

$C = \text{Coef. de velocidade média} = 1,15$

$K = \text{Coef. de deflúvio máximo} = 0,40$

a) Descarga máxima, *ordinária,*

$$Q_o = 1.500 \text{ m}^3/\text{s}.$$

b) Descarga máxima, *secular,*

$$Q_s = 3.100 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Vê-se que pouco diferem entre si as descargas máximas, ordinárias, dos rios Ja-

BOLETIM DA INSPETORIA DE SECAS.

guaribe, em Orós; e Cariús, em Pôço dos Páus, não obstante ser êste afluente daquele.

A fórmula (2) nos dá,

$$Q = F(S, L) f(L, t).$$

Tendo-se em vista os valores máximos, ordinários, e bacias de tipo e configuração média:

$$F(S, L) = \frac{0,08 \times S^{\frac{3}{4}}}{\sqrt{L}} =$$

$$= F(S) = 0,045 \times S ; e$$

$$f(L, t) = f_0(S) =$$

$$= \frac{14.400}{120 + 3,65 \times 0,20 \times \sqrt{3,65 \times S}}$$

Quando cresce a área de captação, aumenta, portanto, o valor absoluto da descarga máxima, e a vazão relativa diminui, porque decresce a variação horária da chuva e, consequentemente, o deflúvio por unidade de área.

No caso vertente, denominando-se  $Q_1$  e  $Q_2$ , respectivamente, as descargas em Orós e Pôço dos Páus, tem-se,

$$Q_1 = F(S_1 L_1) f_0(L_1)$$

$$Q_2 = F(S_2 L_2) f_0(L_2)$$

Fixados os valores de  $L_1$  e  $L_2$ , e fazendo-se, a *fortiori*,  $f_0(L_1) = f_0(L_2)$ , virá,

$$\frac{Q_1}{Q_2} = \frac{F(S_1 L_1)}{F(S_2 L_2)} = 1,4$$

ou seja,  $S_2 = 10.900 \text{ km}^2$ ; e por ser  $L_2 = 130$ , vem  $C_2 = 1,6$ ; índice de configuração pouco inferior ao do vale do rio Moxotó, em Pôço da Cruz.

Êstes resultados significam que a descarga máxima de uma bacia secundária pode ser idêntica ou maior que a da prin-

cipal, tal seja a intensidade das chuvas, a extensão das áreas de captação e suas configurações planimétricas.

3) *Rio Quixeramobim, em Quixeramobim*, Estado do Ceará, bacia tipo 5, dados,

$$S = \text{Área de captação} = 7.700 \text{ Km}^2.$$

$$L = \text{Linha de fundo} = 170 \text{ Km}.$$

$$C = \text{Coef. de velocidade média} = 1,15$$

$$K = \text{Coef. de deflúvio máximo} = 0,40$$

A classificação da bacia foi confirmada pelo coeficiente de deflúvio anual, médio, observado em Quixeramobim.

a) Descarga máxima, *ordinária*,

$$Q_0 = 1.600 \text{ m}^3/\text{s}.$$

b) Descarga máxima, *secular*,

$$Q_s = 3.200 \text{ m}^3/\text{s}.$$

A descarga máxima, observada, alcançou  $1.580 \text{ m}^3/\text{s}$ . em Abril de 1922.

4) *Rio Moxotó, em Pôço da Cruz*, Estado de Pernambuco, bacia tipo 5, dados,

$$S = \text{Área de captação} = 5.000 \text{ Km}^2.$$

$$L = \text{Linha de fundo} = 100 \text{ Km}.$$

$$C = \text{Coef. de velocidade média} = 1,15$$

$$K = \text{Coef. de deflúvio máximo} = 0,40$$

a) Descarga máxima, *ordinária*,

$$Q_0 = 1.850 \text{ m}^3/\text{s}.$$

b) Descarga máxima, *secular*,

$$Q_s = 3.200 \text{ m}^3/\text{s}.$$

5) *Rio Piancó, no boqueirão de Curema*, Estado da Paraíba, bacia tipo 5, dados,

$$S = 6.840 \text{ Km}^2; L = 150 \text{ Km};$$

$$C = 1,15; K = 0,40$$



## BOLETIM DA INSPETORIA DE SECAS

- a) Descarga máxima, *ordinária*,

$$Q_0 = 1.600 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- b) Descarga máxima, *secular*,

$$Q_s = 3.100 \text{ m}^3/\text{s}.$$

A descarga máxima, calculada pela seção de vazão, alcançou 1.580 m<sup>3</sup>/s., no ano de 1934.

- 6) *Rio Paraíba, em Lauro Muller*, Estado da Paraíba, bacia tipo 5, dados,

$$S = 17.300 \text{ Km}^2; L = 275 \text{ Km}; \\ C = 1,15; K = 0,40$$

- a) Descarga máxima, *ordinária*,

$$Q_0 = 2.000 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- b) Descarga máxima, *secular*,

$$Q_s = 4.500 \text{ m}^3/\text{s}.$$

A descarga máxima, calculada pela seção de vazão, em Lauro Muller, alcançou 2.850 m<sup>3</sup>/s., no ano de 1924.

- 7) *Rio Acauã, no boqueirão de Gargalheira*, Estado do Rio Grande do Norte, bacia tipo 2, dados,

$$S = 2.600 \text{ Km}^2; L = 95 \text{ Km}; \\ C = 0,95; K = 0,15$$

- a) Descarga máxima, *ordinária*,

$$Q_0 = 1.850 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- b) Descarga máxima, *secular*,

$$Q_s = 2.350 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Têm particular interesse os resultados de cálculo que obtivemos para os mais importantes rios da Índia, por tratar-se de uma região em que os valores conhecidos das descargas máximas dos rios são da maior significação, em vista do longo período de sistematicas observações hidrométricas de que alí se dispõe. Por essa razão, devem verificar-se, em muitos casos,

as descargas calculadas pela fórmula de valores seculares, principalmente, nos vales onde as obras de regularização dos cursos d'água sejam de menor importância relativa.

- 8) *Rio Junna, em Khara, bacia ligeiramente acidentada*, tipo 4, dados,

$$S = \text{Área de captação} = 11.660 \text{ Km}^2.$$

$$L = \text{Linha de fundo} = 145 \text{ Km}.$$

$$C = \text{Coef. de velocidade média} = 1,05$$

$$K = \text{Coef. de deflúvio máximo} = 0,30$$

- a) Descarga máxima, *ordinária*,

$$Q_0 = 3.800 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- b) Descarga máxima, *secular*,

$$Q_s = 6.550 \text{ m}^3/\text{s}.$$

A descarga máxima do rio Junna, em Khara, ascendeu a 6.200 m<sup>3</sup>/s., no ano de 1897.

- 9) *Rio Junna, em Okla*, bacia, parte em terreno montanhoso e parte em planície, tipo 5, dados,

$$S = \text{Área de captação} = 18.100 \text{ Km}^2.$$

$$L = \text{Linha de fundo} = 360 \text{ Km}.$$

$$C = \text{Coef. de velocidade média} = 1,15$$

$$K = \text{Coef. de deflúvio máximo} = 0,40$$

- a) Descarga máxima, *ordinária*,

$$Q_0 = 1.400 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- b) Descarga máxima, *secular*,

$$Q_s = 3.600 \text{ m}^3/\text{s}.$$

A descarga máxima do rio Junna, em Okla, duzentos e quinze quilômetros a jusante de Khara, alcançou 3.300 m<sup>3</sup>/s., no ano de 1875.

## BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

- 10) *Rio Godavery, em Rajamundry*, bacia tipo 3, dados,

$$S = 312.970 \text{ Km}^2; L = 935 \text{ Km};$$

$$C = 1,00; K = 0,20$$

- a) Descarga máxima, *ordinária*,

$$Q_0 = 15.000 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- b) Descarga máxima, *secular*,

$$Q_s = 38.300 \text{ m}^3/\text{s}.$$

A descarga máxima do rio Godavery, em Rajamundry, alcançou  $38.200 \text{ m}^3/\text{s}$ .

- 11) *Rio Ganges, em Hardwar*, bacia ingreme, tipo 1, dados,

$$S = 25.400 \text{ Km}^2; L = 225 \text{ Km};$$

$$C = 0,85; K = 0,10$$

Descarga máxima, *secular*,

$$Q_s = 15.200 \text{ m}^3/\text{s}.$$

A descarga máxima, em Hardwar, alcançou  $17.300 \text{ m}^3/\text{s}$ , no ano de 1880.

- 12) *Rio Ganges, em Narora*, bacia, parte ingreme e parte plana, tipo 4, dados,

$$S = 32.900 \text{ Km}^2; L = 440 \text{ Km};$$

$$C = 1,05; K = 0,30$$

Descarga máxima, *secular*,

$$Q_s = 8.600 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Em Narora, a descarga máxima do rio Ganges alcançou  $8.000 \text{ m}^3/\text{s}$ .

- 13) *Rio Ganges, em Benares*, bacia ligeiramente acidentada, tipo 4, dados,

$$S = 476.800 \text{ Km}^2; L = 987 \text{ Km};$$

$$C = 1,05; K = 0,30$$

Descarga máxima, *secular*,

$$Q_s = 39.500 \text{ m}^3/\text{s}.$$

O manual de Beardmore consigna a descarga máxima, observada em Benares, de  $36.400 \text{ m}^3/\text{s}$ , que considera inferior à possibilidade da bacia.

- 14) *Rio Ganges, em Rajmahal*, bacia tipo 4, dados,

$$S = 935.000 \text{ Km}^2; L = 1.465 \text{ Km};$$

$$C = 1,05; K = 0,30$$

Descarga máxima, *secular*,

$$Q_s = 47.500 \text{ m}^3/\text{s}.$$

A descarga máxima do rio Ganges, em Rajmahal, teve lugar no ano de 1829 e alcançou  $51.000 \text{ m}^3/\text{s}$ .

II) BACIAS DE EXTENSÃO MÉDIA, DOS RIOS: Curú, Piranhas, Aguiar, Riachão, Seridó, Inharé, São João, Jaibara, Soledade e Currais. Passamos portanto aos exemplos de bacias menores, de áreas compreendidas entre 200 e 2.500 km<sup>2</sup>.

- 1) *Rio Curú, no local da barragem do açude General Sampaio*, Estado do Ceará, bacia tipo 4, dados,

$$S = 1.740 \text{ Km}^2; L = 75 \text{ Km};$$

$$C = 1,05; K = 0,30$$

- a) Descarga máxima, *ordinária*,

$$Q_0 = 1.100 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- b) Descarga máxima, *secular*,

$$Q_s = 1.700 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- 2) *Rio Piranhas, no local da barragem de mesmo nome*, Estado da Paraíba, bacia tipo 3, dados,

$$S = 1.120 \text{ Km}^2; L = 60 \text{ Km};$$

$$C = 1,00; K = 0,20$$

A classificação da bacia foi confirmada pelo coeficiente de deflúvio anual, médio, observado no referido local.

- a) Descarga máxima, *ordinária*,

$$Q_0 = 1.000 \text{ m}^3/\text{s}.$$



BOLETIM DA INSPETORIA DE SÉCAS

- b) Descarga máxima, *secular*,

$$Q_s = 1.240 \text{ m}^3/\text{s}.$$

A descarga máxima, observada, alcançou, em 1924, setecentos e quarenta metros cúbicos por segundo.

- 3) *Rio Aguiar, no boqueirão de Mãe D'água*, Estado da Paraíba, bacia tipo 3, dados,

$$S = 1.210 \text{ Km}^2; L = 73 \text{ Km};$$

$$C = 1,00; K = 0,20$$

- a) Descarga máxima, *ordinária*,

$$Q_o = 940 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- b) Descarga máxima, *secular*,

$$Q_s = 1.200 \text{ m}^3/\text{s}.$$

A descarga máxima, observada, elevou-se a  $740 \text{ m}^3/\text{s}$ , no ano de 1924.

- 4) *Riachão, no local do açude Macaúbas*, Estado da Baía, bacia tipo 7, dados,

$$S = 1.200 \text{ Km}^2; L = 54 \text{ Km};$$

$$C = 1,45; K = 1,00$$

- a) Descarga máxima, *ordinária*,

$$Q_o = 390 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- b) Descarga máxima, *secular*,

$$Q_s = 780 \text{ m}^3/\text{s}.$$

A descarga máxima do *Riachão*, calculada pela secção de vazão, não ultrapassa de  $200 \text{ m}^3/\text{s}$ . (Vide parágrafo F-1).

- 5) *Rio Seridó, no boqueirão de Parelhas*, Estado do Rio Grande do Norte, bacia tipo 2, dados,

$$S = 1.600 \text{ Km}^2; L = 80 \text{ Km};$$

$$C = 0,95; K = 0,15$$

- a) Descarga máxima, *ordinária*,

$$Q_o = 1.300 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- b) Descarga máxima, *secular*,

$$Q_s = 1.600 \text{ m}^3/\text{s}.$$

A descarga máxima do rio Seridó, no mencionado local, calculada pela secção de vazão, em 1924, alcançou  $800 \text{ m}^3/\text{s}$ . (Vide parágrafo F-5).

- 6) *Rio Inharé, no local do açude de mesmo nome*, Rio Grande do Norte, bacia tipo 5, dados,

$$S = \text{Área de captação} = 330 \text{ Km}^2.$$

$$L = \text{Linha de fundo} = 33 \text{ Km}.$$

$$C = \text{Coef. de velocidade média} = 1,15$$

$$K = \text{Coef. de deflúvio máximo} = 0,40$$

- a) Descarga máxima, *ordinária*,

$$Q_o = 350 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- b) Descarga máxima, *secular*,

$$Q_s = 460 \text{ m}^3/\text{s}.$$

A descarga máxima do rio Inharé, calculada pela secção de vazão, alcançou  $300 \text{ m}^3/\text{s}$ .

- 7) *Rio S. João, no local do açude Lima Campos*, Estado do Ceará, bacia tipo 5, dados,

$$S = 350 \text{ Km}^2; L = 35 \text{ Km};$$

$$C = 1,15; K = 0,40$$

- a) Descarga máxima, *ordinária*,

$$Q_o = 350 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- b) Descarga máxima, *secular*,

$$Q_s = 470 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- 8) *Rio Jaibara, no local do açude de mesmo nome*, Estado do Ceará, bacia tipo 3, dados,

$$S = 810 \text{ Km}^2; L = 60 \text{ Km};$$

$$C = 1,00; K = 0,20$$

- a) Descarga máxima, *ordinária*,

$$Q_o = 730 \text{ m}^3/\text{s}.$$

BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

- b) Descarga máxima, *secular*,

$$Q_s = 910 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- 9) *Rio Choró, em Cangaty*, Estado do Ceará, bacia tipo 2, dados,

$$S = 430 \text{ Km}^2; L = 33 \text{ Km};$$

$$C = 0,95; K = 0,15$$

- a) Descarga máxima, *ordinária*,

$$Q_0 = 650 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- b) Descarga máxima, *secular*,

$$Q_s = 710 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- 10) *Rio do Padre, no local do açude Soledade*, Estado da Paraíba, bacia tipo 4, dados,

$$S = 325 \text{ Km}^2; L = 36 \text{ Km};$$

$$C = 1,05; K = 0,30$$

- a) Descarga máxima, *ordinária*,

$$Q_0 = 375 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- b) Descarga máxima, *secular*,

$$Q_s = 460 \text{ m}^3/\text{s}.$$

A descarga máxima, calculada pela seção de vazão, em 1924, elevou-se a ..... 350 m<sup>3</sup>/s.

- 11) *Rio Currais, no local do açude de mesmo nome*, Estado do Rio Grande do Norte, bacia tipo 3, dados,

$$S = 350 \text{ Km}^2; L = 41 \text{ Km};$$

$$C = 1,00; K = 0,20$$

- a) Descarga máxima, *ordinária*,

$$Q_0 = 420 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- b) Descarga máxima, *secular*,

$$Q_s = 490 \text{ m}^3/\text{s}.$$

A descarga máxima do rio Currais, suposta igual a 6/5 do efluente máximo da represa, alcançou 360 m<sup>3</sup>/s. no ano de 1924.

III) BACIAS HIDROGRÁFICAS PEQUENAS, áreas menores de 200 km<sup>2</sup>, como sejam, dos rios Malhada Vermelha, Mineiro, Totoró, Feiticeiro, Santa Maria do Aracatí Assú e Saco.

- 1) *Riacho Malhada Vermelha, no local do açude de mesmo nome*, Estado do Rio Grande do Norte, bacia tipo 3, dados,

$$S = \text{Área de captação} = 95 \text{ Km}^2.$$

$$L = \text{Linha de fundo} = 16 \text{ Km}.$$

$$C = \text{Coef. de velocidade média} = 1,00$$

$$K = \text{Coef. de deflúvio máximo} = 0,20$$

- a) Descarga máxima, *ordinária*,

$$Q_0 = 210 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- b) Descarga máxima, *secular*,

$$Q_s = 220 \text{ m}^3/\text{s}.$$

A descarga máxima do riacho Malhada Vermelha, calculada pela seção de vazão, alcançou 165 m<sup>3</sup>/s.

- 2) *Riacho Mineiro, no local do açude Lucrécia*, Estado do Rio Grande do Norte, bacia tipo 1, dados,

$$S = 95 \text{ Km}^2; L = 25 \text{ Km};$$

$$C = 0,85; K = 0,10$$

- a) Descarga máxima, *ordinária*,

$$Q_0 = 185 \text{ m}^3/\text{s}.$$

- b) Descarga máxima, *secular*,

$$Q_s = 195 \text{ m}^3/\text{s}.$$

A descarga máxima, calculada pela seção de vazão, alcançou 225 m<sup>3</sup>/s.

- 3) *Riacho Totoró, no local do açude de mesmo nome*, Estado do Rio Grande do Norte, bacia tipo 1, dados,

$$S = 64 \text{ Km}^2; L = 15 \text{ Km};$$

$$C = 0,85; K = 0,10$$

## BOLETIM DA INSPETORIA DE SÉCAS

a) Descarga máxima, *ordinária*,

$$Q_o = 165 \text{ m}^3/\text{s}.$$

b) Descarga máxima, *secular*,

$$Q_s = 170 \text{ m}^3/\text{s}.$$

A descarga máxima do Riacho Totoró, calculada pela secção de vazão, alcançou  $130 \text{ m}^3/\text{s}$ .

4) *Riacho Feiticeiro, no local do açude Joaquim Távora, Estado do Ceará, bacia tipo 3, dados,*

$$S = 150 \text{ Km}^2; L = 28 \text{ Km};$$

$$C = 1,00; K = 0,20$$

a) Descarga máxima, *ordinária*,

$$Q_o = 230 \text{ m}^3/\text{s}.$$

b) Descarga máxima, *secular*,

$$Q_s = 260 \text{ m}^3/\text{s}.$$

5) *Riacho Santa Maria do Aracati Assú (Bom Jesus), no local do açude de mesmo nome, Estado do Ceará, bacia tipo 3, dados,*

$$S = 98,8 \text{ Km}^2; L = 26,5 \text{ Km};$$

$$C = 1,00; K = 0,20$$

a) Descarga máxima, *ordinária*,

$$Q_o = 160 \text{ m}^3/\text{s}.$$

b) Descarga máxima, *secular*,

$$Q_s = 175 \text{ m}^3/\text{s}.$$

A descarga máxima do riacho Bom Jesus, calculada pela secção de vazão, alcançou  $180 \text{ m}^3/\text{s}$ . Em 1924, a descarga do sangradouro do açude Santa Maria elevou-se, segundo a lâmina vertente, a  $175 \text{ m}^3/\text{s}$ . Nessa ocasião, teve lugar o arrombamento e destruição da repêsa.

6) *Riacho das Aboboras, no local do açude Saco, Estado de Pernambuco, bacia tipo 3, dados,*

$$S = 126 \text{ Km}^2; L = 25 \text{ Km};$$

$$C = 1,00; K = 0,20$$

a) Descarga máxima, *ordinária*,

$$Q_o = 210 \text{ m}^3/\text{s}.$$

b) Descarga máxima, *secular*,

$$Q_s = 230 \text{ m}^3/\text{s}.$$

F) — Até aqui, examinamos, em conjunto, uma vasta região regada por chuvas que se distribuem segundo a influencia de multiplos fatores, dentre os quais, em casos particulares, se destaca a situação das bacias hidrográficas em relação com as correntes portadoras das chuvas. Assim, pôde acontecer que em uma bacia de captação apresentando reduzida altura de chuva anual, média, ocorram grandes e copiosas chuvas, ou, inversamente, que a sua maior altura pluviométrica, anual, resulte de chuvas pouco intensas, de grande duração.

Prosseguiremos, agora, exemplificando a aplicação da fórmula (8), tendo em vista a máxima variação horária das chuvas diárias, elemento êsse, que, na falta de dados, arbitramos sempre na metade da maior altura da precipitação.

1) *Riachão, no local do açude Macaibas, Estado da Baía:*

A sua descarga máxima, calculada pela fórmula (7), excede muito o valor deduzido dos níveis d'água da maior enchente observada:

Descarga máxima calculada . . .  $390 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Descarga máxima observada . . .  $200 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Recorrendo aos dados hidrométricos, peculiares da região e constantes dos estudos levados a efeito para a organização do projeto de construção do referido açude, encontramos: "A chuva média, anual, das estações que dominam a bacia, é de  $833 \text{ mm}$ . e a precipitação média de maiores chuvas em 24 horas, é de  $90,4 \text{ mm}$ ."

Com essa maior altura de chuva diária, calculamos a descarga máxima, vindo,

$$Q_a = 260 \text{ m}^3/\text{s}.$$

valor máximo relativo á altura de chuva considerada.

## BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

2) *Riacho das Pombas, no local do açude Quebra Unhas, Estado de Pernambuco, bacia tipo 6, dados,*

$S = \text{Área de captação} = 64 \text{ Km}^2.$

$L = \text{Linha de fundo} = 15 \text{ Km}.$

$C = \text{Coef. de velocidade média} = 1,30$

$K = \text{Coef. de deflúvio máximo} = 0,65$

Como no exemplo anterior, a descarga máxima calculada pela fórmula (7) excede muito o valor deduzido dos níveis d'água da maior enchente observada:

Descarga máxima calculada . . . 130 m<sup>3</sup>/s.

Descarga máxima observada . . . 70 m<sup>3</sup>/s.

Reverendo os assentamentos de chuvas, notamos que a maior precipitação, diária, observada em Floresta, posto pluviométrico mais próximo da área em apreço, foi de 150 mm., no dia 24 de Fevereiro de 1917.

Operando com essa altura de chuva, tem-se,

$$Q_n = 70 \text{ m}^3/\text{s}.$$

valor eventualmente idêntico ao calculado pelos níveis d'água da enchente máxima.

3) Observou-se a 17 de Abril de 1924, na bacia do rio Jaguaribe, em Santana do Cariri, uma grande chuva diária que alcançou 156,2 mm. Em vista do acima exposto, e nas condições mais favoráveis, tem-se-ia, em Orós, segundo a fórmula (8), a descarga,

$$Q_n = 1.950 \text{ m}^3/\text{s}.$$

valor 0,08 inferior ao calculado pelos níveis d'água da enchente do dia 21, em Orós, 2.100 m<sup>3</sup>/s.

4) Em o mês de Março de 1917, registou-se em Bôa Viagem, na bacia hidrográfica do rio Quixeramobim, uma chuva de 127,8 mm. que, pela fórmula (8), deve ter produzido, em Quixeramobim, a descarga,

$$Q_n = 1.250 \text{ m}^3/\text{s}.$$

A vazão máxima, calculada pelos níveis d'água dessa enchente, em Quixeramobim, alcançou 1.270 m<sup>3</sup>/s.

5) Na bacia do rio Seridó, acima do boqueirão de Parêlhas, a maior chuva observada, em 1924, teve lugar a 16 de Março, em Parêlhas, onde o pluviômetro registou 110,5 mm. Com essa altura de chuva, calculamos a descarga máxima:

$$Q_n = 810 \text{ m}^3/\text{s}.$$

A enchente do rio Seridó, calculada pelos níveis d'água, alcançou 800 m<sup>3</sup>/s.

G) — Ocupando-nos agora de bacias atingidas por chuvas de grande intensidade, procuramos exemplos alhures, nas Índias Orientais, em regiões palmilhadas por chuvas ciclônicas, registrando precipitações acima de 240 milímetros, podendo exceder, mesmo, meio metro, no espaço de 24 horas.

E' facil de se imaginar que essas precipitações raramente interessam grandes áreas, e, também, que uma modificação impõe-se, desde logo, nos valores do coeficiente "C", da fórmula (8), conforme justificamos anteriormente, em traços gerais: "Dentro dos mesmos característicos físicos, diminua o período de contribuição total ou período crítico das bacias, quando cresce a variação horária da chuva, ou diminua a área chovida".

Observando-se com as chuvas excepcionalmente grandes, valores limites para a velocidade média do escoamento superficial, aplica-se ainda a fórmula (8), modificando-se apenas os coeficientes "C", de acordo com a tabela anexa, referente aos casos em que, por força da maior intensidade e duração das precipitações, pouco diferem entre si os volumes d'água precipitados e escoados nos tempos N e t', respectivamente.

Quanto aos coeficientes "K", conservamos os constantes no quadro anterior, por admitir que acima de determinados valores o rendimento superficial mantem-se práti-

BOLETIM DA INSPETORIA DE SÉCAS

camente o mesmo, a despeito do aumento da altura de chuva. Em resumo, tudo se passa, relativamente ao processo de cálculo da descarga máxima desse regime extremo,

como si variassem, apenas, os coeficientes

“C” de acôrdo com a expressão  $C = \frac{3n}{100}$ .

QUADRO DOS COEFICIENTES HIDROMETRICOS K' E C'

Bacia Hidrográfica	Tipo	Coeficientes	
		K'	C'
Pequena; íngreme; rochosa	1	0,10	0,03
Bem acidentada, sem depressões evaporativas	2	0,15	0,06
Média	3	0,20	0,09
Ligeiramente acidentada	4	0,30	0,12
Ligeiramente acidentada, apresentando depressões evaporativas	5	0,40	0,15
Quasi plana, terreno argiloso	6	0,65	0,18
Quasi plana, terreno variavel ou ordinário	7	1,00	0,21
Quasi plana, terreno arenoso	8	2,50	0,24
Bacia Hidrográfica	n	$\frac{10}{(10-n)^2}$	$\frac{3n}{100}$

1) *Rio Khari*, em Palitana, bacia tipo 4, dados,

S = Área de captação = 228 Km<sup>2</sup>.

L = Linha de fundo = 23 Km.

C = Coef. de velocidade média = 0,12

K = Coef. de deflúvio máximo = 0,30

Aos 12 de Junho de 1913, em virtude de extraordinária chuva de 500 mm., teve lugar a maior descarga do rio Khari, em Palitana, 3.200 m<sup>3</sup>/s.

A vazão máxima da bacia, calculada pela fórmula (8), seria:

$$Q_a = 2.650 \text{ m}^3/\text{s}.$$

valor êste 0,15 inferior ao observado.

2) *Rio Malan*, em Mahava, bacia tipo 3, dados,

S = Área de captação = 300 Km<sup>2</sup>.

L = Linha de fundo = 38 Km.

C = Coef. de velocidade média = 0,09

K = Coef. de deflúvio máximo = 0,20

Tambem aos 12 de Junho de 1913, verificou-se a maior descarga do rio Malan, em Mahava, 1.960 m<sup>3</sup>/s., ocasionada por uma chuva de 325 mm.

O cálculo da descarga máxima da enchente, pela fórmula (8), dá-nos:

$$Q_n = 1.950 \text{ m}^3/\text{s}.$$

valor idêntico ao observado.

3) *Rio Navali*, em Kundla, bacia tipo 1, dados,

S = 39 Km<sup>2</sup>; L = 11 Km;

C = 0,30; K = 0,10

Por efeito de uma precipitação de 510 mm. ocorrida na bacia do rio Navali,



## BOLETIM DA INSPETORIA DE SÉCAS

verificou-se, ainda aos 12 de Junho de 1913, a sua descarga máxima conhecida, 1.370 m<sup>3</sup>/s.

Calculando a vazão da bacia, de acordo com a fórmula aconselhada, tem-se,

$$Q_n = 1.380 \text{ m}^3/\text{s}.$$

resultado idêntico ao deduzido da observação.

- 4) *Rio Hathmati*, em Ahmednagar, bacia tipo 4, dados,

$$S = 1.360 \text{ Km}^2; L = 64 \text{ Km};$$

$$C = 0,12; K = 0,30$$

A descarga máxima do Hathmati, em Ahmednagar, teve lugar aos 3 de Agosto de 1909, em consequência de pesadas chuvas que culminaram com o registo de 250 mm., em 24 horas, e alcançou

$$4.470 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Calculando a descarga máxima do rio com o coeficiente de velocidade relativo ao regime máximo da bacia, tem-se,

$$Q_n = 4.600 \text{ m}^3/\text{s},$$

valor 0,03 superior ao observado em Ahmednagar.

## CAPÍTULO II

### CÁLCULO DA SECÇÃO DE VAZÃO DOS SANGRADOUROS

- A) — *Pelo escoamento livre das enchentes.*

- B) — *Pelo deflúvio amortecido em vista da função reguladora das represas.*

A) — Dentre as numerosas questões práticas de engenharia cuja solução depende do conhecimento da descarga máxima dos rios, trataremos apenas da que se refere ao cálculo da secção de vazão dos sangradouros das represas hidráulicas.

As obras de deságue são, em resumo, uma saída para o excesso d'água afluente à represa, que se faz, geralmente, por meio de um vertedor de secção retangular, de lâmina livre e soleira espessa. A altura máxima dessa secção é a revanche da represa; lâmina vertente máxima, ordinária, é a altura da secção que corresponde à passagem da descarga máxima, ordinária, da bacia; e a diferença entre estas duas quantidades é a folga ordinária do vertedor (fig. 10a).

O cálculo da secção de vazão dos sangradouros pelo escoamento livre das enchentes exige a fixação do seu regime má-

ximo de trabalho, elemento essencial do problema, cujo conhecimento deriva da observação das grandes enchentes passadas, ou do emprêgo de fórmulas práticas adequadas.

I) — Nos projetos de sangradouros, observam-se, além de outros conceitos, os seguintes, que se referem à altura máxima da secção vertedora:

1) A revanche cresce com a área da bacia hidrográfica e não depende da largura do sangradouro, quando fixada a folga da secção.

2) Nas bacias pequenas, a revanche é geralmente arbitrada em dois metros; nas bacias médias, em três; nas grandes, em quatro e nas muito grandes em cinco e mais metros (vide parágrafo A-I do capítulo precedente).

3) A lâmina vertente ordinária,  $h_0$ , calcula-se na metade da revanche,  $R_v$ , vindo, portanto, para a folga ordinária:  $f_0 = h_0$ .

4) A secção do sangradouro deve comportar, em todos os casos, a descarga má-

BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

xima do rio,  $Q_s$ , com a lâmina vertente  $h_s$  e a folga  $f_s$  que vamos determinar:

$$(R_v = h_s + f_s) \quad (10)$$

Conhecida a vasação máxima do curso d'água que se estuda, por meio das fórmulas (6) e (7), procede-se então à fixação da lâmina vertente extrema e da folga do sangradouro, de acôrdo com as considerações que enumeramos:

5) Quando cresce a área de captação, diminue a probabilidade de acontecimento da descarga máxima. A folga relativa do sangradouro varia, portanto, inversamente da superfície drenada.

6) Expressando-se a folga, referente à descarga máxima secular, em fração da lâmina vertente ordinária, vê-se que essa relação diminui, quando cresce a área de captação, até se anular, tratando-se de uma área infinitamente grande.

7) Em um vertedor de secção retangular, as descargas guardam entre si uma relação maior que as lâminas vertentes respectivas.

II) Interpretando essas considerações, traçamos, na figura 5, as curvas de descarga máxima das bacias de características médias ( $C = 1,00$ ,  $K = 0,20$ ,  $L = \sqrt{3,65 \times S}$ ), relativas aos coeficientes  $J_0 = 3,65$  e  $J_s = 1,00$ ; e a escala de lâminas vertentes de um sangradouro cujas descargas respectivas encontram-se à direita e à esquerda da figura.

Estudamos nêsse gráfico a área de captação de 5.700 Km<sup>2</sup>, apresentando as descargas " $Q_0$ " e " $Q_s$ " de 2.400 e 3.700 m<sup>3</sup>/s., respectivamente. As linhas  $Q_0 H_0$  e  $Q_s H_s$  mostram que, para determinado valor de  $S$ , a lâmina vertente capaz da descarga secular da bacia deduz-se da variação proporcional entre a descarga máxima, ordinária,  $Q_0$ , da área  $S$ , e a descarga máxima secular  $Q_s$  de uma área  $S'$ , menor que  $S$ .

As figuras semelhantes nos dão:

$$\frac{Q_0}{Q_s} = \frac{h_0}{h_s}, \text{ donde } h_s = \frac{Q_s h_0}{Q_0} \quad (11)$$

sendo  $R_v = z h_0$ , vem,

$$h_s = \frac{Q_s R_v}{2 Q_0}, \quad (12)$$

e a folga

$$f_s = R_v - \frac{Q_s R_v}{2 Q_0} = R_v \left( \frac{2 Q_0 - Q_s}{2 Q_0} \right). \quad (13)$$

Os valores calculados para  $f_s$  e  $h_s$  devem satisfazer a condição:  $f_s + h_s = R_v$ .

Iniciando-se o cálculo com qualquer altura de lâmina d'água,  $h_0$ , encontrar-se-á valores para  $f_s$  e  $h_s$  que satisfarão a igualdade (10). Fixando-se, porém, o valor da folga,  $f_s$ , em função de  $h_0$  e da área de captação, haverá apenas um valor de  $h_0$  que verifica rigorosamente a condição proposta.

A folga mínima,  $f_s$ , geralmente admitida, varia com  $h_0$  e a extensão das áreas de captação, segundo a relação:

$$f_s = \frac{h_0}{1 + 0,15 N \sqrt{N}} \quad (14)$$

onde  $N$  é o número de dias de contribuição total das bacias.

Igualando-se os valores de  $f_s$ , dados pelas fórmulas (13) e (14), tem-se,

$$2 h_0 \frac{2 Q_0 - Q_s}{2 Q_0} = \frac{h_0}{1 + 0,15 N \sqrt{N}}$$

Fazendo-se  $1 + 0,15 N \sqrt{N} = 1 + k$  vem,

$$Q_s = \frac{Q_0 (1 + 2k)}{(1 + k)}; \quad (15)$$



## ÁREAS DE CAPTAÇÃO - SECÇÃO DE SANGRADOUROS

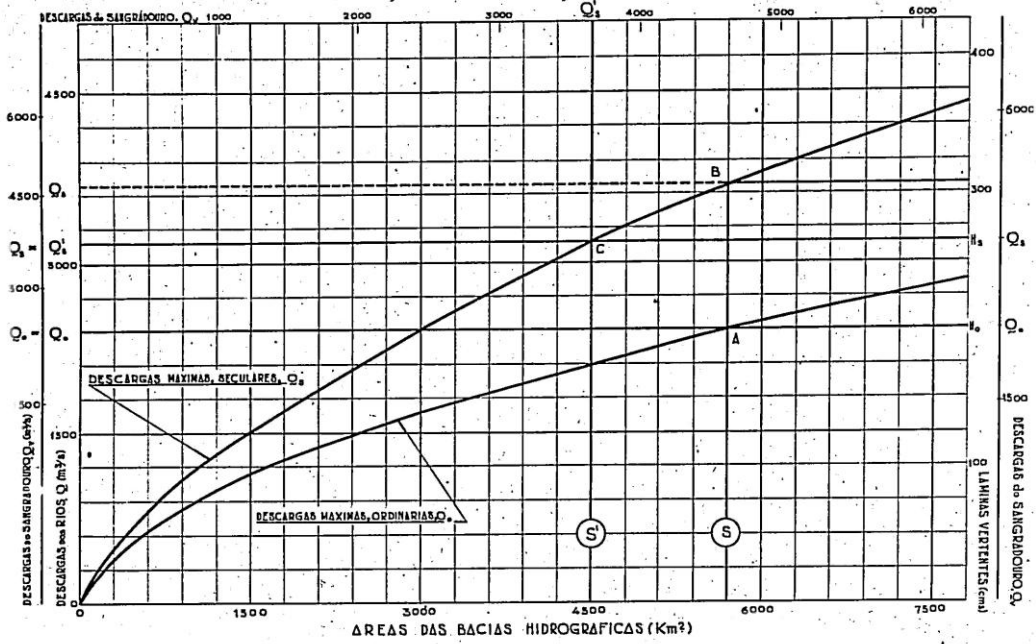


FIG. 5

## CÁLCULO GRÁFICO DA DESCARGA MÉDIA DAS ENCHENTES

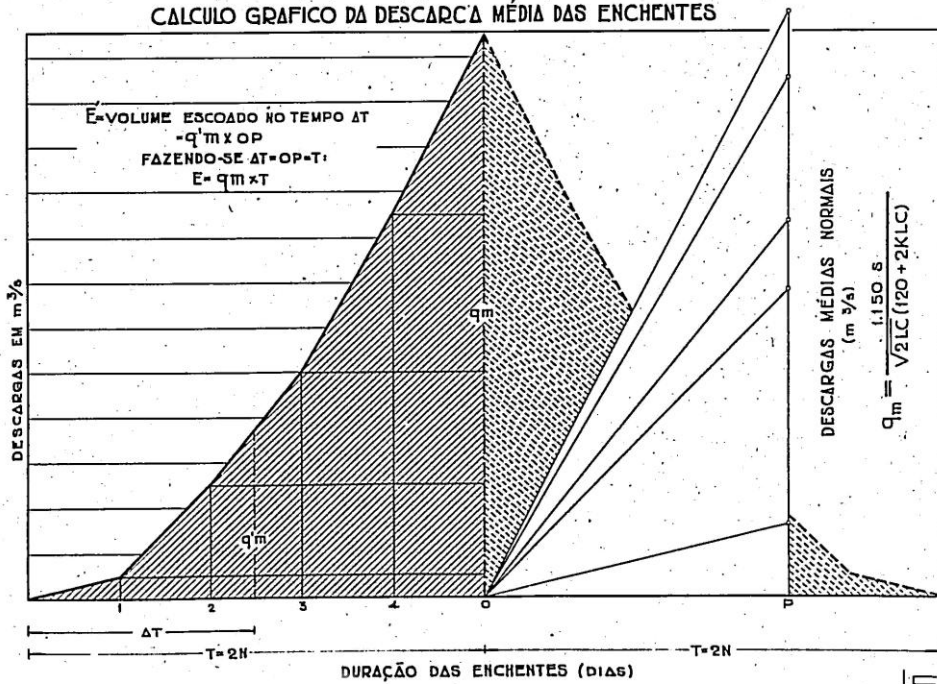


FIG. 6

BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

e substituindo-se o valor de  $Q_0$  em (11) e (13), resultam as fórmulas:

$$h_0 = \frac{(1+k)}{(1+2k)} h_s = (1+k) f_s; \quad (16)$$

$$h_s = \frac{(1+2k)}{(1+k)} h_0 = (1+2k) f_s; \quad (17)$$

$$R_v = f_s + h_s = 2(1+k) f_s. \quad (18)$$

A folga,  $f_s$ , adotada nos projetos, dependendo de fatores locais, varia, em geral, de 0,80 a 1,20 do valor calculado.

EXEMPLOS NUMÉRICOS

1) BACIAS GRANDES, dos rios Jaguaribe, em Orós; Quixeramobim, em Quixeramobim; Moxotó, no local do açude Poço da Cruz, e Piranhas, no local do açude de mesmo nome.

a) *Rio Jaguaribe, em Orós:*

L = Linha de fundo = 350 Km.

C = Coeficiente de velocidade = 1,15

$f_s$  = Folga secular prefixada = 0,53 m.

As expressões (16), (17) e (18) nos dão:

$$h_0 = f_s (1+k) = 2,50$$

$$h_s = f_s (1+2k) = 4,50$$

$$R_v = 2f_s (1+k) = 5,00$$

b) *Rio Quixeramobim, em Quixeramobim:*

L = Linha de fundo = 170 Km.

C = Coeficiente de velocidade = 1,15

$h_s$  = Lâmina máxima secular = 3,00 m.

$$h_0 = h_s \frac{(1+k)}{(1+2k)} = 1,93$$

$$f_s = \frac{3,00}{(1+2k)} = 0,86$$

$$R_v = 3,00 + 0,86 = 3,86$$

c) *Rio Moxotó, no local do açude Poço da Cruz:*

L = Linha de fundo = 100 Km.

C = Coeficiente de velocidade = 1,15

$h_0$  = Lâmina máxima, ord. = 2,30 m.

$$f_s = \frac{2,30}{(1+k)} = 1,47$$

$$h_s = \frac{(1+2k)}{(1+k)} \times 2,30 = 3,13$$

$$R_v = 3,13 + 1,47 = 4,60$$

d) *Rio Piranhas, no local do açude de mesmo nome:*

L = Linha de fundo = 60 Km.

C = Coeficiente de velocidade = 1,00

$Q_0$  = Descarga máx. ord. = 1.000 m<sup>3</sup>/s.

l = Largura do sangradouro = 160 m.

$h_0$  = Lâmina máx. ord. = 2,30 m.

$$h_s = \frac{(1+2k)}{(1+k)} \times 2,30 = 2,70$$

$$f_s = \frac{2,30}{(1+k)} = 1,90$$

$$R_v = 2,70 + 1,90 = 4,60$$

2) BACIA DE EXTENSÃO MÉDIA, do rio Choró, em Cangatí; como calculamos anteriormente:

$$Q_0 = 650 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$Q_s = 710 \text{ m}^3/\text{s.}$$

## BOLETIM DA INSPETORIA DE SÉCAS

A folga extrema, isto é, a folga referente à lamina vertente capaz da descarga secular,  $Q_s$ , fixamos em 1,50 m.:

$$h_o = f_s \times (1 + k) = 2,28$$

$$h_s = f_s \times (1 + 2k) = 3,06$$

$$R_v = 3,06 + 1,50 = 4,56$$

3) BACIA DE PEQUENA EXTENSÃO, do riacho Feiticeiro, no local do açude Joaquim Tavora:

$$Q_s = 260 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Tratando-se de bacia pequena, o valor de  $Q_o$  é praticamente idêntico ao de  $Q_s$ , e o cálculo far-se-á pelas fórmulas (16) e (18) que se tornam meras identidades:

$$h_o = h_s$$

$$R_v = 2h_s = 2h_o$$

Fazendo-se  $f_s = 1,50$ , vem,

$$h_o = 1,50 \text{ e } R_v = 3,00 \text{ m}.$$

III) Conhecemos até aqui as descargas máximas das grandes enchentes, e com elas determinámos a secção de vazão dos vertedores, que consideramos normais para as respectivas bacias. Tratando-se de obras de desagüe de represas onde se verifique apreciável amortecimento da descarga afluente, em virtude do armazenamento d'água acima do nível de repleção fixa, é de conveniência conhecer-se, além do valor da descarga máxima, o deflúvio instantâneo a intervalos de tempo relativamente pequenos, e, portanto, o volume das enchentes e o seu tempo de escoamento.

1) Conforme antes referido, o efeito de chuvas contínuas, uniformes e generalizadas em uma área de captação atinge o máximo, quando a duração dessas chuvas é, pelo menos, igual à demora de contribuição total da bacia,  $N$ ; neste caso, a enchente devido aos  $N$  dias chuvosos se escoará, totalmente, no tempo  $T = 2N$  que compreende a duração da precipitação e a demora de contribuição total da bacia; tal é o tempo de escoamento das enchentes normais.

### EXEMPLOS NUMÉRICOS

*Bacia do rio Jaguaribe, em Orós:*

$$C = \text{Coef. de velocidade média} = 1,15$$

$$V' = \text{Velocidade média do escoamento} =$$

$$= \frac{2}{C} = 1,74$$

$$N = \text{Tempo de contribuição total} \dots =$$

$$= \frac{LC}{48} = \frac{L}{24 V'} = \frac{350}{24 \times 1,74} = 8,5 \text{ dias}.$$

$$T = \text{Duração das enchentes normais} = \\ = 2N = 17 \text{ dias.} \quad (19)$$

Denominamos enchentes e descargas normais de uma bacia as que se deduzem de combinações lógicas e recíprocas de seus elementos intrínsecos.

### DURAÇÃO DE ENCHENTES NORMAIS DE RIOS DO NORDESTE

RIOS	Tempo em dias	Local de referência
Jaguaribe . . . . .	17,0	Orós
Quixeramobim . . . . .	8,0	Quixeramobim
Piancó . . . . .	7,2	Curema, Aç.
São João . . . . .	1,7	Lima Campos, Aç.
Piranhas . . . . .	2,1	Piranhas, Aç.
Moxotó . . . . .	4,8	Poço da Cruz
Mineiro . . . . .	0,9	Lucrecia, Aç.

2) Calcula-se então o volume das enchentes normais, com auxílio das fórmulas de descarga máxima, na qual se modifica, tão somente, o comprimento da linha de fundo das bacias hidrográficas, multiplicando-o por dois, para se obter a descarga média, normal.

BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

$$\left. \begin{aligned}
 q &= \frac{1.150 \times S}{\sqrt{2LC(120 + 2JKLC)}} \\
 q' &= \frac{1.150 \times S}{\sqrt{2LC(120 + 2J'KLC)}}
 \end{aligned} \right\} (20)$$

$q_m$  será a descarga máxima da bacia em apreço, aumentado para  $2N$  o seu tempo de contribuição total. Por isso, as fórmulas 20 facilitam, sobretudo, o cálculo das enchentes.

EXEMPLO NUMÉRICO

Rio Moxotó, em Poço da Cruz; sendo

$$T = 2N \text{ dias} = 4,8 \times 86.400 \text{ s., e}$$

$$q_0 = 830 \text{ m}^3/\text{s., vem,}$$

$$E_0 = 4,8 \times 86.400 \times 830 = 345.000.000 \text{ m}^3.$$

Assim,  $T$ ,  $Q_0$  e  $q_0$  são valores correlativos da enchente normal  $E_0$ .

Designamos por descarga média, absoluta, a vazão  $q''$  capaz de totalizar o volume de enchente  $E'$ , no fim do seu tempo de escoamento,  $T'$ .

$$q'' = \frac{E'}{T'} = \frac{E''}{T} \quad (22)$$

vindo, portanto, para volume das enchentes normais:

$$E = 86.400 \times q \times T \quad (21)$$

Este resultado se obtém, ainda, com recurso da gráfico-hidráulica, traçando-se a funicular integradora das descargas das enchentes (fig. 6). Em um ponto qualquer do eixo dos tempos, verificar-se-á a igualdade  $q_m \times OP = E' =$  volume escoado no intervalo  $\Delta T$ .

Si fizermos  $\Delta T = OP = T$ , isto é, igual à duração da enchente,  $q_m$  será a sua descarga média; considerando-se, agora, a funicular como um polígono de descargas,

ENCHENTES DE RIOS DO NORDESTE

Nomes	Enchentes em milhões de m <sup>3</sup> (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )			Local de referência
	Ordinária E <sub>0</sub>	Secular E <sub>s</sub>	Observada E'	
Jaguaribe.....	1.200	3.400	2.250	Orós
Quixeramobim.....	450	1.100	400	Quixeramobim
Moxotó.....	345	520	—	Poço da Cruz
Piranhas.....	100	140	95	Piranhas, Aç.
São João.....	20	30	—	L. Campos, Aç.
Mineiro.....	9	10	—	Lucrecia, Aç.

B) — Calculamos, a seguir, as secções vertedoras, levando em conta a função reguladora das reprêas, e considerando os quatro aspectos principais do problema:

I) — Lâmina máxima calculada em função do volume bruto das enchentes e sua descarga máxima;

II) — Lâmina máxima calculada segundo os diagramas de descarga das enchentes;

III) — Lâmina vertente máxima em relação com a descarga máxima da bacia e seu tempo virtual de duração;

IV) — Lâmina vertente máxima em função do volume ativo e da descarga máxima das enchentes.

—x—

I) Conhecido o volume de uma enchente qualquer e o seu tempo de escoamento,

BOLETIM DA INSPETORIA DE SECAS

mento, procura-se determinar a descarga máxima do sangradouro.

Aplicamos, neste caso, a equação:

$$V_a - V_r = 2/5 QT \quad (23)$$

(B.C.T.P. Hidraulique Agric. II vol.)  
(Boletim da I.F.O.C.S. Volume 1 n. 1)

onde,

$V_a$  = Volume da enchente =  $E'$

$V_r$  = Volume d'água represavel, acima da soleira do sangradouro, na altura,  $h$ , do efluente máximo  $Q_v$ .

$T$  = Duração do escoamento médio pelo sangradouro =  $T_v$ .

$Q$  = Descarga máxima do sangradouro =  $Q_v$ , valor que se calculará por tentativas sucessivas.

O segundo membro dessa equação dá-nos a conhecer a descarga máxima dos sangadouros, admitida a hipótese do crescimento contínuo e uniforme da lâmina vertente, durante o fenómeno do escoamento das cheias. Atende, porém, ao caso particular em que se conhece a descarga máxima da enchente; introduzimos, então, esse valor,  $Q'$ , e calculamos o tempo  $T_v$  de duração do escoamento, que satisfaz a condição fundamental e a restrição proposta.

A altura da lâmina vertente e o volume d'água represavel acima da soleira do sangradouro, variando com o tempo segundo a lei do triângulo, conforme a citada hipótese fundamental, as curvas das descargas afluente e efluente da represa, teriam expressões do mesmo gráo em relação ao tempo. Conhecemos, além disso, um valor instantaneo do afluxo: a descarga máxima da enchente; e podemos determinar outro: a descarga média, normal,  $q'$ , que se calculará, como demonstramos, em função do deflúvio máximo,  $Q'$ .

Conhecido assim —  $q'$  — deduz-se o valor de  $T$  em função de  $E'$ :

$$T = \frac{E'}{q'} \quad (24)$$

O livre escoamento da enchente pelo sangradouro, dar-se-ia, de acordo com a hipótese fundamental — ( $Q_v = 0,4 Q'$ ) — durante o tempo:

$$T_v = \frac{E'}{q'} \times \frac{q'}{0,4 Q'} = \frac{E'}{0,4 Q'}$$

$T_v$ ,  $Q'$  e  $q'$ , são valores correlativos da enchente  $E'$ ; quando  $T_v = T$  a enchente denomina-se normal, e então  $q' = q'' = q$ .

EXEMPLOS NUMÉRICOS

1) AÇUDE ORÓS, SOBRE O RIO JAGUARIBE

a)  $E' = E_0 =$  Enchente normal, ordinária = 1.200.000.000 m<sup>3</sup>.

$Q' = Q_0 =$  Descarga máxima = 2.100 m<sup>3</sup>/s.

$T_v =$  Duração do escoamento médio pelo sangradouro =

$$= \frac{E_0}{0,4 Q_0} = \frac{1.200 M}{840} = 16,5 \text{ dias.}$$

$Q_v =$  Descarga máxima do sangradouro =  $300 \times 1,77 \times h\sqrt{h}$ .

$s =$  Área da bacia hidraulica ao nível da soleira do sangradouro = 294.000.000 m<sup>2</sup>. (Cóta 204.20).

$V_r =$  Volume d'água represavel acima da soleira do sangradouro, na altura da lâmina vertente máxima =  $sh$ .

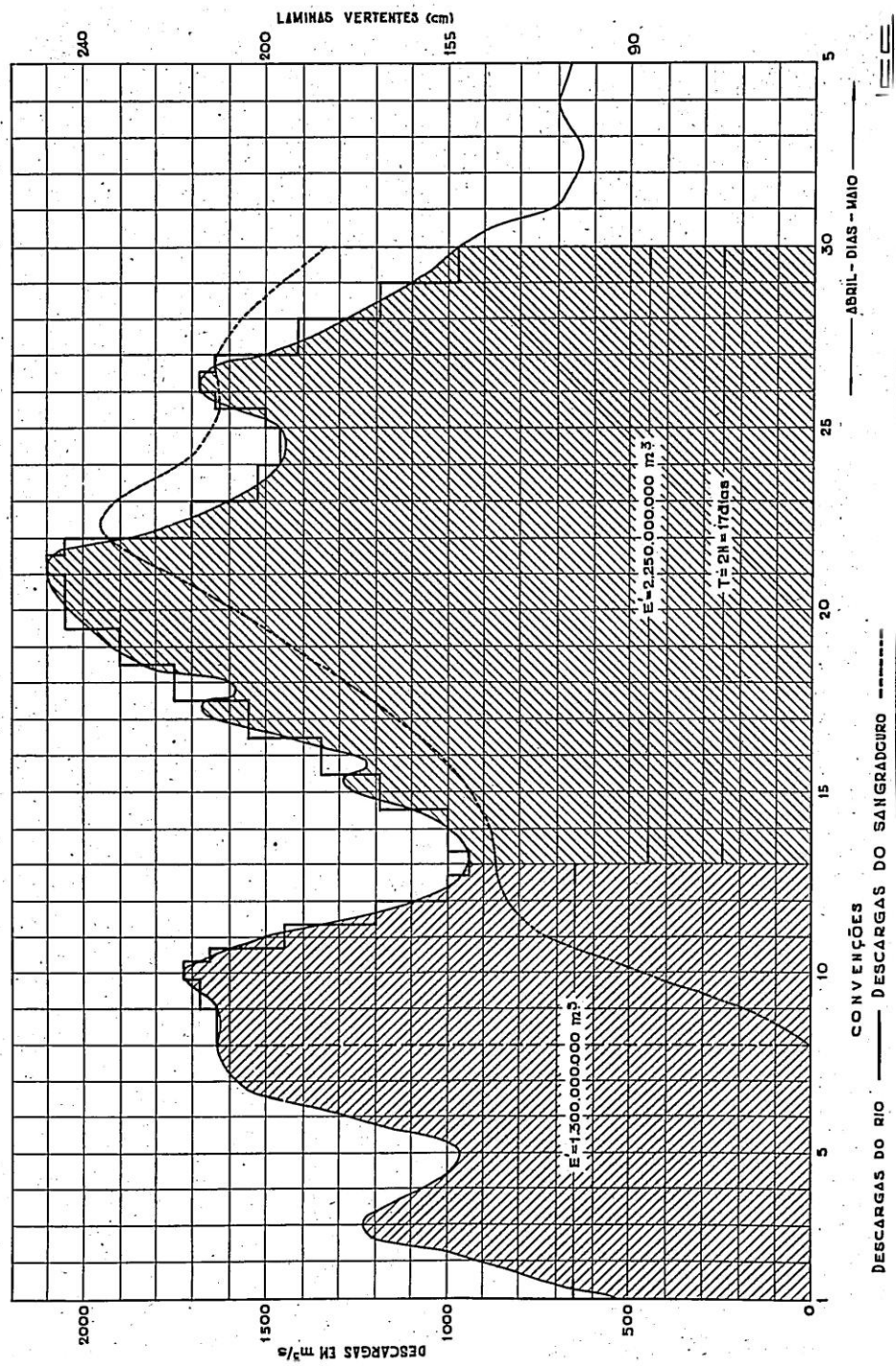
$$V_a - V_r = 2/5 Q_v T_v$$

$$1.200 M - 294 M \times 1,73 = 690 Mm^3 = 0,4 \times 16,5 \times 86.400 \times 1.210 = 690 Mm^3$$

satisfazem, portanto, os valores máximos:

$$h = 1,73 \text{ m. e } Q_v = 1.210 \text{ m}^3/\text{s.}$$

# ENCHENTES DO RIO JAGUARIBE, EM ORÓS, NO ANO DE 1924





BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

b)  $E' = E =$  *Enchente normal, qualquer* = 2.100.000.000 m<sup>3</sup>.

$Q' = Q =$  Descarga máxima = 3.300 m<sup>3</sup>/s.

$T_v =$  Duração do escoamento médio pelo sangradouro =

$$= \frac{E}{0,4 Q} = \frac{2.100 M}{1.790} = 18,4 \text{ dias.}$$

s e  $V_r$ , iguais aos precedentes.

$$V_n - V_r = 2/5 Q_v T_v$$

$$2.100 M - 294 M \times 2,50 = 1.350 \text{ Mm}^3 = 0,4 \times 18,4 \times 86.400 \times 2.100 = 1.350 \text{ Mm}^3$$

encontramos, então, os valores máximos:

$$h = 2,50 \text{ m. e } Q_v = 2.100 \text{ m}^3/\text{s.}$$

c)  $E' = E_s =$  *Enchente normal, secular* = 3.400.000.000 m<sup>3</sup>.

$Q' = Q_s =$  Descarga máxima = 5.100 m<sup>3</sup>/s.

$T_v =$  Duração de escoamento médio pelo sangradouro =

$$= \frac{E_s}{0,4 Q_s} = \frac{3.400 M}{1.760} = 19,3 \text{ dias.}$$

s e  $V_r$ , iguais aos precedentes.

$$V_n - V_r = 2/5 Q_v T_v$$

$$3.400 M - 294 M \times 3,55 = 2.350 \text{ Mm}^3 = 0,4 \times 86.400 \times 19,3 \times 3.550 = 2.350 \text{ Mm}^3$$

convêm, por conseguinte, os valores máximos:

$$h = 3,55 \text{ m. e } Q_v = 3.550 \text{ m}^3/\text{s.}$$

d)  $E' =$  *Enchente de 13 a 30 de abril de 1924* = 2.250.000.000 m<sup>3</sup> (Fig. 7)

$Q' =$  Descarga máxima, observada = 2.100 m<sup>3</sup>/s.

s e  $V_r$ , iguais aos precedentes.

$T_v =$  Duração do escoamento médio pelo sangradouro =

$$= \frac{E'}{q'_v} = \frac{2.250 M}{840} = 31 \text{ dias.}$$

$$V_n - V_r = 2/5 Q_v T_v$$

$$2.250 M - 294 M \times 2,00 = 1.640 \text{ Mm}^3 = 0,4 \times 31 \times 86.400 \times 1.640 = 1.640 \text{ Mm}^3$$

satisfazem, portanto, os valores máximos:

$$h = 2,00 \text{ m. e } Q_v = 1.640 \text{ m}^3/\text{s.}$$

e)  $E' =$  *Enchente de 1º a 18 de Fevereiro de 1924* = 1.100.000.000 m<sup>3</sup> (fig. 8).

$Q' =$  Descarga máxima, observada = 1.350 m<sup>3</sup>/s.

s e  $V_r$ , iguais aos precedentes.

$T_v =$  Duração do escoamento médio pelo sangradouro =

$$= \frac{E'}{q'_v} = \frac{1.100 M}{640} = 20 \text{ dias.}$$

$$V_n - V_r = 2/5 Q_v T_v$$

$$1.100 M - 294 M \times 1,48 = 662 \text{ Mm}^3 = 0,4 \times 20 \times 86.400 \times 950 = 662 \text{ Mm}^3$$

encontramos, então, os valores máximos:

$$h = 1,48 \text{ m. e } Q_v = 950 \text{ m}^3/\text{s.}$$

2) AÇUDE QUIXERAMOBIM, SOBRE O RIO QUIXERAMOBIM

a)  $E' = E_o =$  *Enchente normal, ordinária* = 450.000.000 m<sup>3</sup>

$Q' = Q_o =$  Descarga máxima = 1.600 m<sup>3</sup>/s.

$Q_v =$  Descarga máxima do sangradouro =  $300 \times 1,77 \times h \times \sqrt{h}$



BOLETIM DA INSPETORIA DE SÉCAS

$s$  = Área da bacia hidraulica, na soleira do sangradouro =  $62.500.000 \text{ m}^2$  (cóta 219,5)

$V_r$  = Volume d'água represavel, acima da soleira do sangradouro, na altura da lâmina vertente máxima =  $sh$

$T_r$  = Duração do escoamento médio pelo sangradouro = 8,15 dias.

$$V_n - V_r = 2/5 Q_r T_r$$

$$450 \text{ M} - 62,5 \text{ M} \times 1,75 = 343 \text{ M} = 0,4 \times 8,15 \times 86.400 \times 1.230 = 343 \text{ M};$$

convêm, por conseguinte, os valores máximos:

$$h = 1,75 \text{ m. e } Q_r = 1.230 \text{ m}^3/\text{s.}$$

b)  $E' = \text{Enchente de 19 a 24 de Abril de 1922} = 350.000.000 \text{ m}^3$ .

$Q'$  = Descarga máxima, observada =  $1.550 \text{ m}^3/\text{s.}$

$s$  e  $V_r$ , iguais aos precedentes.

$T_r$  = Duração do escoamento médio pelo sangradouro =

$$\frac{E'}{q_r} = \frac{350 \text{ M}}{620} = 6,5 \text{ dias.}$$

$$V_n - V_r = 2/5 Q_r T_r$$

$$350 \text{ M} - 62,5 \text{ M} \times 1,63 = 250 \text{ M} = 0,4 \times 6,5 \times 86.400 \times 1.130 = 250 \text{ M};$$

satisfazem, portanto, os valores máximos:

$$h = 1,63 \text{ m. e } Q_r = 1.130 \text{ m}^3/\text{s.}$$

c)  $E' = \text{Enchente de 4 a 11 de Abril de 1922} = 110.000.000 \text{ m}^3$ .

$Q'$  = Descarga máxima, observada =  $675 \text{ m}^3/\text{s.}$

$s$  e  $V_r$ , iguais aos precedentes.

$T_r$  = Duração do escoamento médio pelo sangradouro =

$$\frac{E'}{q_r} = \frac{110 \text{ M}}{270} = 4,10 \text{ dias.}$$

$$V_n - V_r = 2/5 Q_r T_r$$

$$110 \text{ M} - 62,5 \text{ M} \times 0,84 = 58,0 \text{ M} = 0,4 \times 4,1 \times 86.400 \times 408 = 58,0 \text{ M};$$

satisfazem, portanto, os valores máximos:

$$h = 0,84 \text{ m. e } Q_r = 408 \text{ m}^3/\text{s.}$$

II) — Baseando-nos, agora, nos valores das descargas diárias dos rios Jaguaribe, em Orós; e Quixeramobim, no boqueirão de mesmo nome, repetimos o cálculo da lâmina máxima que se verificaria num sangradouro de 300 metros de largura, nas cótas 204,2 e 219,5, respectivamente, nos açudes Orós e Quixeramobim, tendo em vista as enchentes acima consideradas.

1) Primeiramente, procedemos, para cada caso, à integração gráfica da equação fundamental:

$$V_n = Q_r t + V_r,$$

pósta sob fórmula diferencial;

$$Q dt = Q_r dt + s dh,$$

$$\text{d'onde } t = \int_{h_1}^{h_2} \frac{s \times dh}{Q - 1,77 \times l \times h \times \sqrt{h}}$$

(Engineering News Record, jan.º 20, 1921, pg. 114) (fig. 9).

2) Em seguida, calculamos, para curtos intervalos de tempo, as descargas e lâminas vertentes dos sangradouros, pela equa-

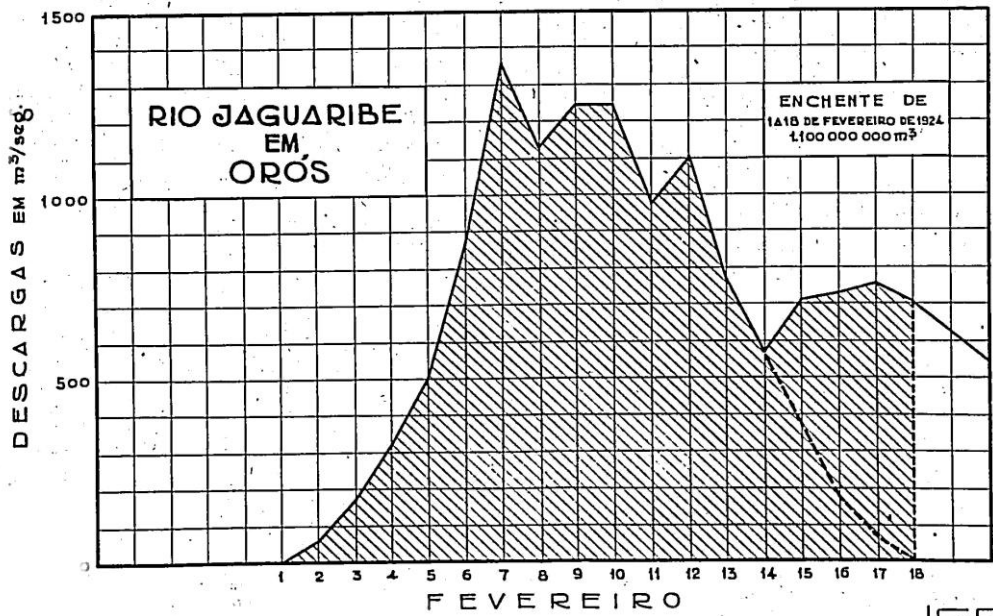
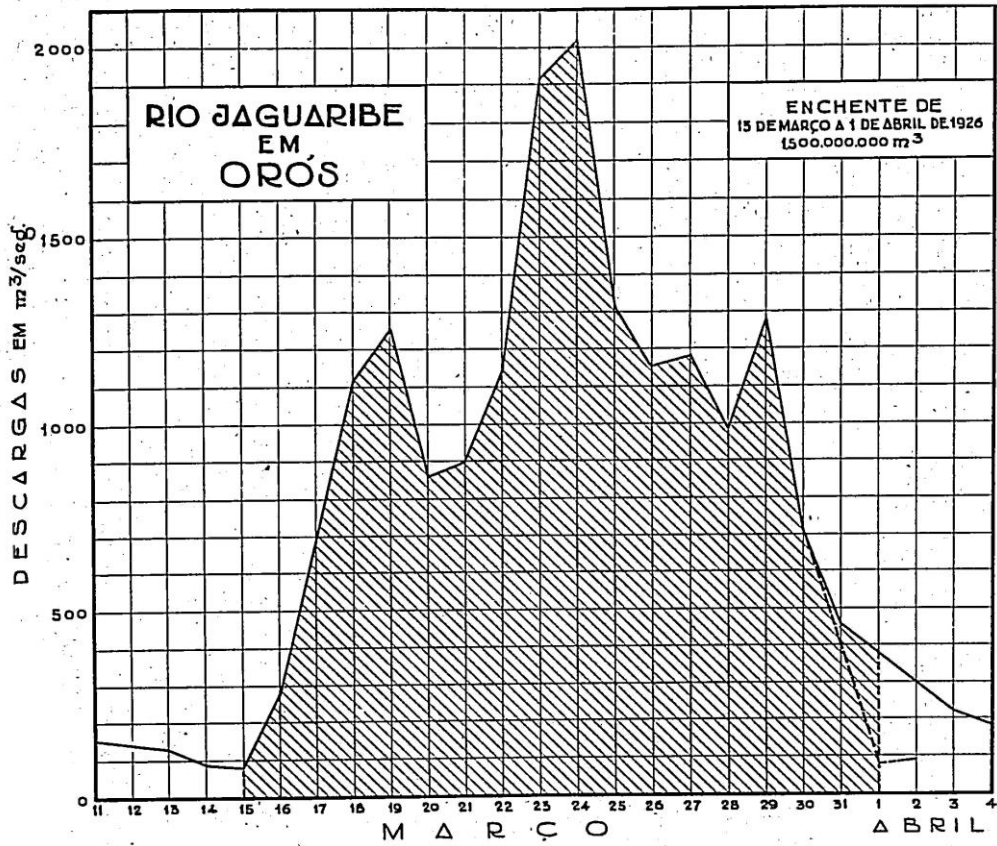


FIG. 8

ção (25) cuja dedução abaixo resumimos (vide Engineering News, dez., 22, pg. 1.031) e tabelamos os resultados das operações (vide o quadro da página 30).

O volume d'água afluente ao reservatório durante um intervalo de tempo qualquer, é igual ao que dêle eflue, acrescido do represado acima da soleira vertedora, donde a equação já referida,

$$Qdt = Q_r dt + dV_r$$

$Q_r$  e  $V_r$  variam com  $h$ ; pode-se fazer, portanto,  $dV_r = f'(Q_r) dQ_r$ ,

sendo  $f'(Q_r)$  a declividade de uma curva, em que a capacidade do reservatório e a descarga do sangradouro são tomadas como coordenadas, pôde ser expressa por um valor "m", praticamente constante entre certos limites de  $Q_r$ , o que equivale a substituir a curva  $V_r = f(Q_r)$  por uma série de cordas (fig. 10 c), então:

$$Qdt = Q_r dt + m dQ_r$$

Num intervalo finito de tempo, pode-se considerar a descarga média do sangradouro, igual a

$$\frac{1}{2} (D_r + Q_r),$$

sendo  $D_r$  e  $Q_r$ , respectivamente, a descarga no início e no fim desse mesmo intervalo; substituindo, vem,

$$Qdt = \frac{1}{2} (D_r + Q_r) dt + m (Q_r - D_r),$$

equação que resolvida em relação a  $Q_r$ , nos dá:

$$Q_r = \frac{Q}{u + 0,5} + D_r \frac{u - 0,5}{u + 0,5}; \quad (25)$$

( $u = m/dt$ ).

Esta fórmula, aplicada aos intervalos de tempo em que se subdividiu a duração da enchente, permitirá conhecer-se a variação do nível d'água no reservatório, em função das descargas do sangradouro.

### EXEMPLOS NUMÉRICOS

#### Açude Orós, sobre o rio Jaguaribe

O regime dêsse rio, no ano de 1924, foi o mais rigoroso de que se guardam os dados hidrométricos. A altura de chuva na bacia hidrográfica alcançou 1.375 mms., valor 1,60 vezes superior à sua altura de chuva anual, média. Consequentemente, de acôrdo com o processo de cálculo de ačudagem dos rios do Nordeste, que publicamos no Vol. 12, n. 1 deste Boletim, a reprêsa de Orós deveria encher e sangrar no citado ano.

a) Admitindo o açude vazio, em 1º de Janeiro, as chuvas que então se sucederam, até o dia 8 de Abril, seriam suficientes para elevar o nível d'água, na reprêsa, até a cota 204,20 referente ao armazenamento de 3.100.000.000 m<sup>3</sup>. Por diante, a sangradura restabeleceria o curso do Jaguaribe, interceptado pela barragem.

No quadro que se segue, relativo à aplicação da equação (25), os valores das descargas do rio e os seus correspondentes tempos de duração, foram extraídos da figura 7, que organizamos, baseados em dados hidrométricos já publicados. Nota-se no mesmo quadro que a 13 de Abril, início da enchente de 2.250 Mm<sup>3</sup>, já o açude sangrava com a lâmina de 1,39, e qua a lâmina vertente máxima alcançou 2,31 no dia 22.

Em qualquer época, durante o regime de sangria, a diferença entre os volumes d'água afluente e efluente da reprêsa, deve ser igual ao volume represado acima da soleira do sangradouro, com a aproximação inerente ao processo de cálculo empregado, ( $V_a - V_o = V_r$ ).

Os diagramas da figura 7 nos dão, para o dia 30 do mez de Abril:

$$\begin{aligned} V_a &= 2.865 \text{ Mm}^3 \\ V_o &= 2.332 \text{ " } \\ \hline V_a - V_o &= 533 \text{ Mm}^3 \\ V_r &= 544 \text{ " } \\ \hline \text{Diferença} &= 11 \text{ Mm}^3, \end{aligned}$$

ou seja, 0,05 % do volume da enchente.

BOLETIM DA INSPETORIA DE SÉCAS

b) Considerando, separadamente, a enchente de 2.250 Mm<sup>3</sup> (figura 7), obtivemos pela integração gráfica, reproduzida na figura 9, a lâmina máxima de 2,22.

III) Em continuação, calculamos o amortecimento das enchentes em função das suas descargas máximas, empregando o processo que se encontra em Scimemi, Dighe, 1928, pgs. 374 e seguintes.

Nesse método, temos a considerar: a descarga máxima do rio; o seu tempo de duração; e a altura d'água no sangradouro ao verificar-se a passagem da descarga máxima. Elementos esses que determinamos pelo processo geral que vimos observando até aqui.

Adotamos em nossos cálculos a lâmina vertente inicial,  $h_1$ , que corresponde à descarga média,  $Q_m$ , das enchentes, isto é, a altura capaz da maior das descargas,  $q'$  e  $q''$ .

CALCULO DAS DESCARGAS DO SANGRADOURO DO AÇUDE ORÓS NO PERIODO DE 8 A 30 DE ABRIL DE 1924

INTERVALOS DE TEMPO		m	u+0,5	$\frac{u-0,5}{u+0,5}$	Q	$\frac{Q}{u+0,5}$	$D_v \frac{u-0,5}{u+0,5}$	Q <sub>v</sub>	h
Dias - Horas	Dias								
08.00—08.06	1/4	11,050	44,700	0,975	1630	36	—	36	0,17
08.06—08.12	1/4	11,050	44,700	0,975	1630	36	35	71	0,26
08.12—08.18	1/4	6,800	27,700	0,965	1630	59	68	127	0,38
08.18—09.00	1/4	6,800	27,700	0,965	1630	59	122	181	0,48
09.00—09.06	1/4	5,100	20,900	0,953	1680	80	172	252	0,61
09.06—09.12	1/4	5,100	20,900	0,953	1680	80	240	320	0,71
09.12—09.16	1/6	5,100	31,100	0,967	1680	46	310	356	0,77
09.16—09.20	1/6	5,100	31,100	0,967	1680	46	344	390	0,81
09.20—10.05	3/8	4,210	11,710	0,915	1720	147	357	504	0,96
10.05—10.17	1/2	4,210	8,920	0,888	1650	185	447	632	1,13
10.17—11.08	5/8	4,210	7,236	0,860	1450	200	545	745	1,26
11.08—11.23	5/8	3,570	6,210	0,840	1200	193	625	818	1,34
11.23—12.17	6/8	3,570	5,260	0,810	1000	190	669	859	1,38
12.17—13.08	5/8	3,570	6,210	0,840	940	151	720	871	1,39
13.08—14.12	7/6	3,570	3,650	0,726	1000	274	630	904	1,43
14.12—15.12	1	3,570	4,070	0,752	1190	292	681	972	1,50
15.12—16.12	1	3,190	3,690	0,729	1350	366	710	1076	1,61
16.12—17.12	1	3,190	3,690	0,729	1550	420	784	1204	1,73
17.12—18.12	1	3,190	3,690	0,729	1740	471	878	1349	1,86
18.12—19.12	1	2,860	3,360	0,703	1900	566	948	1514	2,02
19.12—21.00	1½	2,860	2,406	0,584	2050	852	884	1736	2,21
21.00—21.12	1/2	2,860	6,220	0,840	2100	236	1454	1800	2,27
21.12—22.06	3/4	2,860	4,310	0,766	2050	476	1380	1856	2,31
22.06—23.00	3/4	2,860	4,310	0,766	1700	395	1421	1816	2,28
23.00—24.00	1	2,860	3,360	0,703	1520	452	1276	1728	2,20
24.00—25.00	1	2,860	3,360	0,703	1450	432	1214	1646	2,14
25.00—25.12	1/2	2,860	6,220	0,839	1500	241	1381	1622	2,11
25.12—26.00	1/2	2,860	6,220	0,839	1640	264	1360	1624	2,12
26.00—26.12	1/2	2,860	6,220	0,839	1670	268	1365	1633	2,13
26.12—27.00	1/2	2,860	6,220	0,839	1640	264	1370	1634	2,13
27.00—28.00	1	2,860	3,360	0,703	1410	420	1150	1570	2,08
28.00—29.00	1	3,190	3,690	0,729	1180	320	1145	1465	1,97
29.00—30.00	1	3,190	3,696	0,729	970	263	1066	1329	1,85

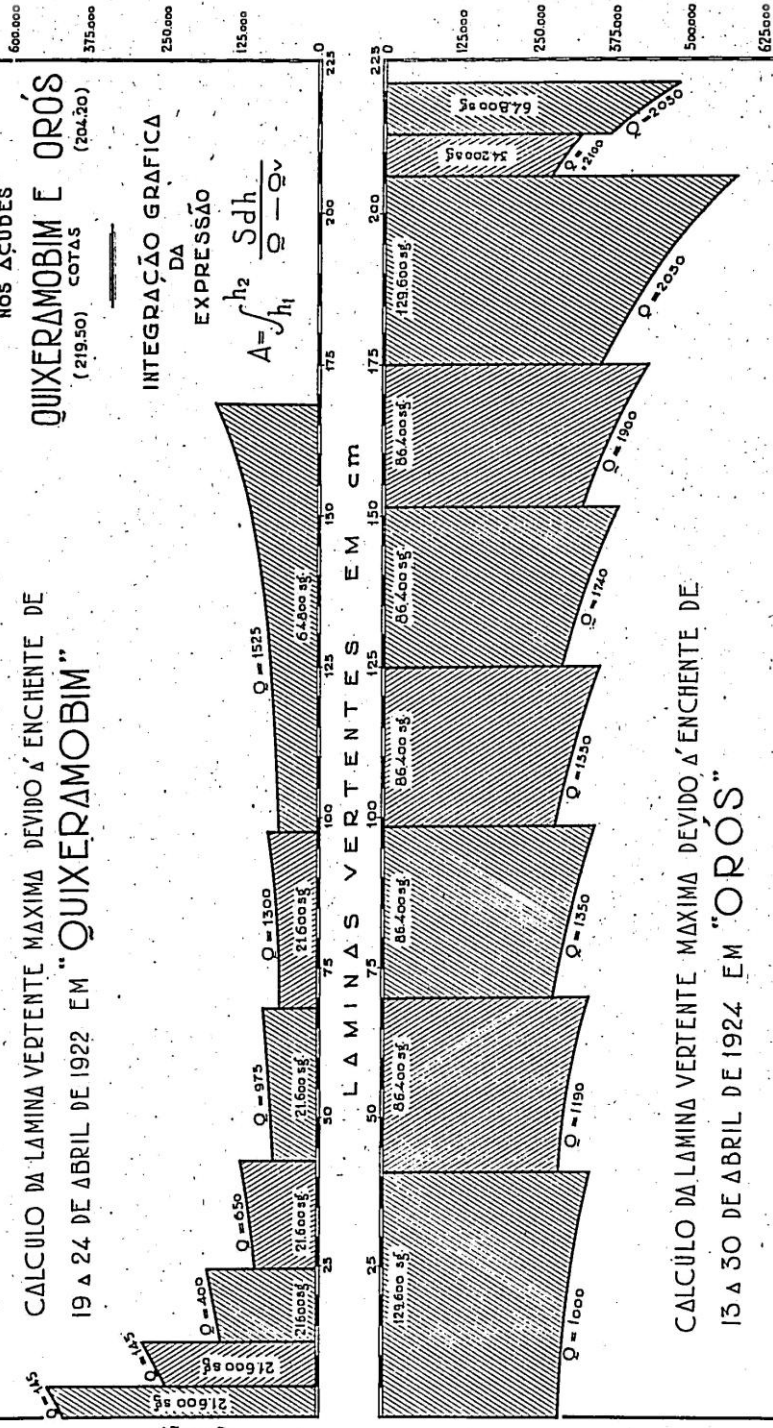
**SANGRADOURO de 300m**  
 NOS AÇUDES  
**QUIXERAMOBIM E ORÓS**  
 (219.50) COTAS (204.20)

CALCULO DA LAMINA VERTENTE MAXIMA DEVIDO A' ENCHENTE DE  
 19 A 24 DE ABRIL DE 1922 EM "QUIXERAMOBIM"

INTEGRAÇÃO GRAFICA  
 DA  
 EXPRESSÃO

$$A = \int_{h_1}^{h_2} \frac{S dh}{Q - Q_v}$$

VALORES DA FUNÇÃO  $\frac{Q}{Q - Q_v}$  (cm = 5000)



CALCULO DA LAMINA VERTENTE MAXIMA DEVIDO A' ENCHENTE DE  
 13 A 30 DE ABRIL DE 1924 EM "ORÓS"



BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

No primeiro caso (20)

$$q' = \frac{1.150 \times S}{\sqrt{2LC} (120 + 2J'KLC)}$$

no segundo (22)

$$q'' = \frac{E'}{T'} = \frac{E''}{T''}$$

Procura-se determinar, então, o aumento da lamina inicial, devido à passagem da descarga máxima do rio, durante

$$t' = R' R'' \left( \frac{LC}{48} \right)^{\frac{3}{2}} = R' R'' N \sqrt{N} \text{ horas.}$$

Sendo N o numero de dias de contribuição total da bacia;  $N \sqrt{N}$  a duração da sua descarga máxima,  $Q_0$ ;  $R''$  a relação das descargas  $Q_0$  e  $Q'$ ; e  $R'$  a relação dos volumes da enchente observada,  $E'$ , e da enchente normal, ordinária, da mesma bacia,  $E_0$ ; tem-se,

$$t' = \frac{E'}{E_0} \times \frac{Q_0}{Q'} \times N \sqrt{N} \text{ horas.} \quad (26)$$

Em se tratando de descargas máximas de enchentes ordinárias,

$$t' = t_0 = N \sqrt{N} \text{ horas.} \quad (27)$$

Afim de facilitar o calculo do amortecimento das enchentes pelo processo ora em questão, prolongou-se a curva reproduzida por Scimemi, em Dighe, além da ordenada  $x = 2.00$  (fig. 10 d), calculando-se a expressão,

$$y = \int \frac{dx}{x^3 - 1};$$

e com os valores de y assim encontrados, organizou-se o seguinte

QUADRO DE VALORES DE  $y = f(x)$

(Fig. 10)

x	y	x	y
—	—	1,500	0,253
1,000	inf.	1,700	0,190
1,001	2,179	1,900	0,147
1,010	1,417	2,000	0,131
1,050	0,893	2,100	0,118
1,100	0,676	2,500	0,083
1,200	0,478	3,000	0,058
1,250	0,419	3,500	0,042
1,300	0,373	4,000	0,022
1,400	0,303	inf.	0,000

Conhecidos pois os elementos necessários á prática do processo de calculo ora em apreço, repetiremos os exemplos numericos já conhecidos:

1) AÇUDE ORÓS, SOBRE O RIO JAGUARIBÉ

a) *Enchente normal, ordinária*, dados:

Descarga média:

$$q_0 = \frac{1.150 \times S}{\sqrt{2LC} (120 + 2J_0KLC)} = 800 \text{ ms/s.}$$

Largura do sangradouro:  $l = 300 \text{ m.}$

Lamina vertente inicial capaz da descarga média:  $h_{m_0} = 1,35.$

Descarga máxima ordinária:  $Q_0 =$

$$\frac{1.150 \times S}{\sqrt{LC} (120 + J_0KLC)} = 2.100 \text{ ms/s.}$$

$$\text{Duração da descarga máxima } t_0 = N \sqrt{N} = 24,8 \text{ horas} = 89,280 \text{ s.}$$

Área da bacia hidraulica na soleira do sangradouro:  $s = 294.000.000 \text{ m}^2$

BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

Empregando as mesmas fórmulas e no-  
tações da obra citada, (fig. 10 d) tem-se:

$$\alpha = \sqrt[3]{\frac{0,4 \times 300 \times 4,43}{2.100}} = 0,632$$

$$x_1 = \frac{1}{0,632 \times \sqrt{1,35}} = 1,36$$

$$y = 0,325 \text{ (fig. 10 d)}$$

$$t'' = \frac{2 \times 294.000.000}{2.100 \times 0,632^2} \times 0,325 = 243.000 \text{ s.} \quad (28)$$

$$t''' = 243.000 + 89.280 = 332.280 \text{ s.} \quad (29)$$

$$y_2 = \frac{2.100 \times 0,632^2}{2 \times 294.000.000} \times 332.280 = 0,450$$

$$x_2 = 1,22 \text{ (fig. 10 d)}$$

e finalmente,

$$h = \frac{1}{0,632^2 \times 1,22^2} = 1,78 \text{ m.}$$

A lâmina máxima do sangradouro, de-  
vido à enchente ordinária, alcança, portan-  
to, 1,78 m.

b) *Enchente normal de 2.100.000.000*  
*m<sup>3</sup>, dados:*

*s e l iguais aos precedentes*

Descarga média:

$$q = q' = q'' = \frac{E}{T} = 1.430 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Coefficiente pluviométrico: *J' = 1,98*

Lâmina vertente inicial, capaz da  
descarga média: *h<sub>m</sub> = 1,94*

Descarga máxima:

$$Q = \frac{1.150 \times S}{\sqrt{LC} (120 + J'KLC)} = 3.300 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Duração da descarga máxima:

$$t = \frac{E Q_0}{E_0 Q} \times N \sqrt{N} = 100.000 \text{ s.}$$

Procedendo-se como anteriormente,  
tem-se,

$$h = 2,30 \text{ m.}$$

c) *Enchente normal, secular, E<sub>s</sub>, dados:*

*s e l, iguais aos precedentes*

Descarga média:

$$q_s = \frac{1.150 \times S}{\sqrt{2LC} (120 + 2KLC)} = 2.300 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Lâmina vertente inicial, capaz da  
descarga média: *h<sub>ms</sub> = 2,65*

Descarga máxima:

$$Q_s = \frac{1.150 \times S}{\sqrt{LC} (120 + KLC)} = 5.100 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Duração da descarga máxima:

$$t_s = \frac{E_s Q_0}{E_0 Q_s} \times N \sqrt{N} = 105.000 \text{ s.}$$

Procedendo-se como nos casos anterio-  
res, tem-se,

$$h = 3,50 \text{ m.}$$

d) *Enchente de 13 a 30 de Abril de 1924*  
*(fig. 7):*

CURVA  $y=f(x)$   
PARA O CALCULO  
DOS VALORES DE

$t''$

$$\alpha^3 = \frac{\mu L \sqrt{2g}}{Q}$$

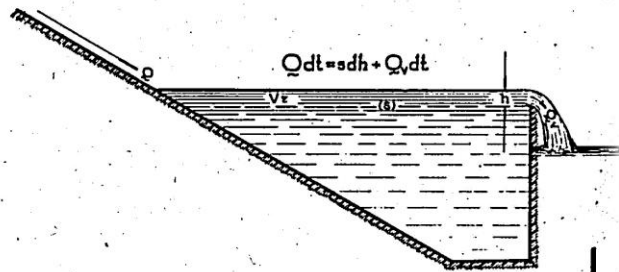
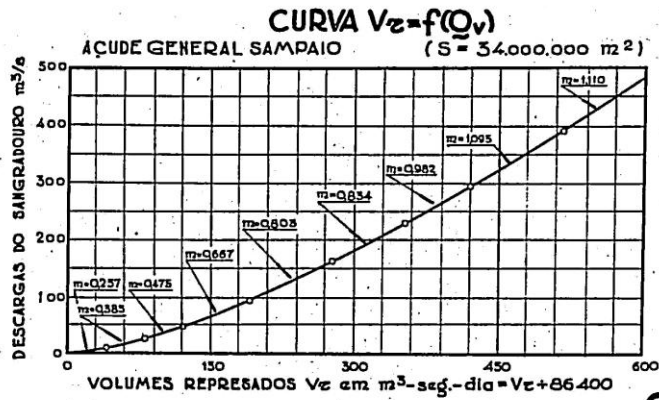
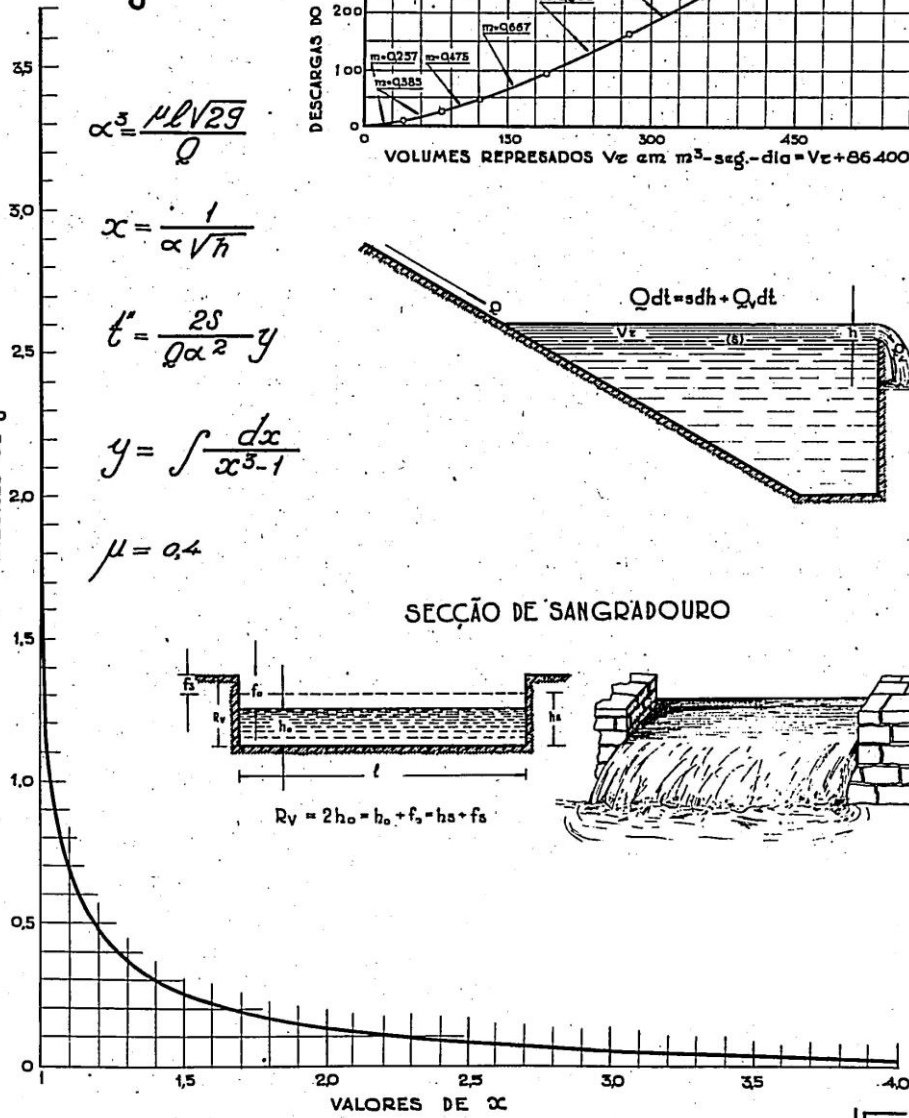
$$x = \frac{1}{\alpha \sqrt{h}}$$

$$t'' = \frac{2S}{Q \alpha^2} y$$

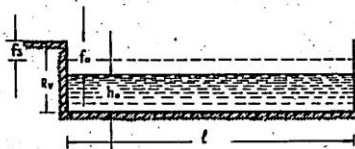
$$y = \int \frac{dx}{x^3 - 1}$$

$$\mu = 0.4$$

VALORES DE  $y$



SECÇÃO DE SANGRADOURO



$$R_v = 2h_0 = h_0 + f_s = h_s + f_s$$

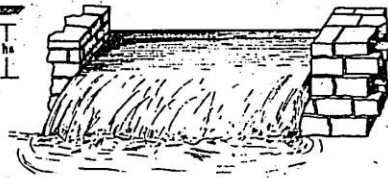


FIG. 10

BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

$$E' = \text{Volume afluyente} \dots\dots = 2.250.000.000 \text{ m}^3.$$

$$T' = \text{Duração observada} \dots\dots = 1.468.800 \text{ s.}$$

$$Q' = \text{Descarga máxima} \dots\dots = 2.100 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$q' = \text{Descarga média, normal} \dots\dots = 800 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$q'' = \text{Descarga média, absoluta} \dots\dots = 1.540 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$h''_m = \text{Lâmina vertente inicial, capaz da descarga média} = 2,05$$

$$t' = \text{Duração da descarga máxima} = R' R'' N \sqrt{N} =$$

$$= \frac{2.250}{1.200} \times \frac{2.100}{2.100} \times 8,5 \sqrt{8,5} = 170.000 \text{ s.}$$

$$a = \sqrt[3]{\frac{0,4 \times 300 \times 4,43}{2.100}} = 0,633$$

$$x_1 = \frac{1}{0,633 \times \sqrt{2,05}} = 1,105$$

$$y_1 = 0,660 \text{ (fig. 10 d)}$$

$$t'' = \frac{2 \times 294.000.000}{2.100 \times 0,633^2} \times 0,660 = 462.000 \text{ s.}$$

$$t''' = 462.000 + 170.000 = 632.000 \text{ s.}$$

$$y_2 = \frac{2.100 \times 0,633^2 \times 632.000}{2 \times 294.000.000} = 1,10$$

$$x_2 = 1,02 \text{ (fig. 10 d)}$$

$$h = \frac{1}{0,633^2 \times 1,02^2} = 2,38$$

A lâmina vertente, máxima, eleva-se portanto a 2,38 m. acima da soleira vertedora.

2) AÇUDE QUIKERAMOBIM, SOBRE O RIO QUIKERAMOBIM

a) *Enchente de 350.000.000 m<sup>3</sup>, ocorrida entre 19 e 24 de Abril de 1922, dados:*

$$T' = 4,75 \text{ dias}$$

$$T = 8 \text{ dias}$$

$$E' = 350.000.000 \text{ m}^3$$

$$E_0 = 450.000.000 \text{ m}^3.$$

$$Q' = 1.550 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$Q_0 = 1.600 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$q'' = 855 \text{ m}^3/\text{s.}$$

Descarga média, normal:

$$q' = \frac{1.150 \times S}{\sqrt{2LC} (120 + 2J'KLC)} = 640 \text{ m}^3/\text{s.} \quad (J' = 3,68)$$

Duração da descarga máxima:

$$t' = \frac{350}{450} \times \frac{1.600}{1.550} \times 4,0 \times \sqrt{4,0} = 6,45 \text{ horas} = 23.200 \text{ s.}$$

Lamina vertente inicial, capaz da descarga média:  $h''_m = 1,40$ .

Repetindo a marcha de cálculo do exemplo anterior, tem-se,

$$h = 1,60.$$

b) *Enchente de 110.000.000 m<sup>3</sup>, verificada entre 4 e 11 de Abril de 1922, dados:*

$$T' = 7 \text{ dias}$$

$$E' = 110.000.000 \text{ m}^3$$

$$Q' = 675 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$q'' = 180 \text{ m}^3/\text{s.}$$

BOLETIM DA INSPETORIA DE SECAS

Descarga média normal:

$$q' = \frac{1.150 \times S}{\sqrt{2LC} (120 + 2J'KLC)} = 250 \text{ m}^3/\text{s}.$$

(J' = 10,4)

Duração da descarga máxima:

$$t' = \frac{110}{450} \times \frac{1.600}{675} \times 4,00 \times \sqrt{4,0} = 4,65 \text{ horas} = 16.700 \text{ s}.$$

Lamina vertente inicial, capaz da descarga média:  $h'_m = 0,62$ .

A mesma marcha de calculo nos dá,

$$h = 0,70 \text{ m}.$$

Os valores auxiliares  $q$ ,  $q'$ ,  $E_0$ ,  $Q_0$ ,  $T$  resultam do processo fundamental de referir, por redução, todos os elementos em estudo a uma base conhecida de comparação: a duração normal das enchentes, ou, em ultima analise, a extensão das linhas de fundo das bacias hidrográficas.

IV) O cálculo da lâmina vertente máxima, em função da descarga máxima das enchentes, reduzida em vista da influencia reguladora das reprêsas, se faz, tambem, pelas formulas que resultam do processo apresentado por Garrett, no Royal Engineers Journal, vol. XIII, Junho de 1911; reproduzido por F. E. Kanthack, em Principles of Irrigation Engineering, pags. 112, edição 1924; e sumariado por Buckley, no Irrigation Pocket Book, 4.<sup>a</sup> edição, pags. 325 e seguintes:

$$B = \frac{T_i}{2 h A}$$

$$L = \frac{n_i}{c h \sqrt{h}}$$

Conforme as notações originais:

$i$  = Descarga de máxima enchente.

$T$  = Duração da descarga maxima.

$A$  = Área inundada ao nivel da soleira do sangradouro.

$L$  = Largura do sangradouro.

$h$  = Lâmina vertente máxima.

$c$  = Coeficiente de descarga do sangradouro.

$n$  é uma função complexa de  $B$ , e os valores correspondentes foram tabelados e constam do quadro que se segue:

VALORES DE  $B$  e  $n$

( $B$  e  $b$ , conforme as nossas notações)

B	b	B	b	B	b
.50	.000	.80	.728	1.10	.908
.51	.049	.81	.728	1.11	.908
.52	.095	.82	.748	1.12	.914
.53	.138	.83	.757	1.13	.917
.54	.178	.84	.766	1.14	.920
.55	.216	.85	.775	1.15	.923
.56	.252	.86	.783	1.16	.925
.57	.286	.87	.791	1.17	.928
.58	.318	.88	.799	1.18	.930
.59	.348	.89	.806	1.19	.932
.60	.377	.90	.813	1.20	.934
.61	.404	.91	.820	1.21	.936
.62	.429	.92	.826	1.22	.938
.63	.454	.93	.833	1.23	.940
.64	.477	.94	.839	1.24	.942
.65	.499	.95	.844	1.25	.944
.66	.520	.96	.850	1.26	.946
.67	.540	.97	.855	1.27	.948
.68	.559	.98	.860	1.28	.950
.69	.577	.99	.865	1.29	.952
.70	.594	1.00	.870	1.30	.954
.71	.610	1.01	.875	1.31	.960
.72	.626	1.02	.879	1.32	.965
.73	.641	1.03	.883	1.33	.970



BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

B	b	B	b	B	b
.74	.655	1.04	.887	1.50	.974
.75	.669	1.05	.891	1.55	.978
.76	.682	1.06	.894	1.60	.981
.77	.694	1.07	.898	1.80	.990
.78	.706	1.08	.901	Infín.	1.000
.79	.717	1.09	.905	—	—

As fórmulas de Garrett, de um rigor satisfatório, são, porém, de aplicação especial. Analisando os seus resultados, vê-se que para diversos valores de  $i$ , sendo  $l$  e  $s$  constantes, resultam valores de  $T$ , sempre muito elevados, incompatíveis mesmo com a duração observada das descargas máximas correntes. Não apresentando, o citado autor, processos para o cálculo desses valores, introduzimos as expressões (26) a (29) que emprestam às suas fórmulas um caráter de grande generalidade e permitem calcular, para qualquer secção vertedora, o que denominamos volume ativo das enchentes; o produto da sua descarga máxima,  $Q'$ , pelo tempo,  $t''$ , necessário para essa mesma descarga elevar a lâmina vertente, da soleira do sangradouro à altura máxima,  $h$ . Substituímos, assim, nas fórmulas originais o produto  $Ti$  por  $t'' Q'$ .

Empregando então as nossas notações, vem

$$\left. \begin{aligned} B &= \frac{t'' Q'}{2 h s} \\ l &= \frac{b Q'}{1,77 h \sqrt{h}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (30)$$

EXEMPLOS NUMÉRICOS

1) AÇUDE ORÔS, SOBRE O RIO JAGUARIBE

a) *Enchente normal, ordinária*, dados:

$Q_0 =$  Descarga máxima ..... =  
= 2.100 m<sup>3</sup>/s.

$s =$  Área da bacia hidráulica ao nível da soleira do sangradouro ..... =  
= 294.000.000 m<sup>2</sup>.

$l =$  Largura do sangradouro =  
= 300 m.

$h =$  Lâmina vertente, máxima, prefixada em 1,74 m.

$t' = t_0 =$  Duração da descarga máxima =  $N \sqrt{N} = 89,280$  s. (fórmula 27).

$t'' =$  Duração da enchente ativa, capaz da lâmina vertente inicial  $h_{m0} =$   
= 243.000 s. (formula 28).

Substituindo-se em (30) as letras pelos seus valores, sendo  $t''' = t'' + t'$ , tem-se,

$$B = \frac{(243.000 + 89,280) 2.100}{2 \times 1,74 \times 294.000.000} = 0,700$$

$$l = \frac{0,54 \times 2.100}{1,77 \times 1,74 \sqrt{1,74}} = 300 \text{ m.}$$

À largura de 300 m. de sangradouro corresponde, portanto, a lâmina vertente máxima de 1,74 m.

b) *Enchente de 1º a 18 de Fevereiro de 1924* (fig. 8), dados:

$E' =$  Volume afluente ..... =  
= 1.000.000.000 m<sup>3</sup>.

$T' =$  Duração da enchente ... =  
= 17 dias.

$Q' =$  Descarga máxima observada = 1.350 m<sup>3</sup>/s.

$s$  e  $l$ , iguais aos precedentes.

$h =$  Lâmina vertente máxima, prefixada em 1,45 m.

$t' =$  Duração da descarga máxima = 116.500 s. (fórmula 26).

BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

$t''$  = Duração da enchente ativa, capaz da lâmina vertente inicial  $h''_m$  = 308.000 s.

$$B = \frac{(308.000 + 116.500) \times 1.350}{2 \times 1,35 \times 294.000.000} = 0,720$$

$$l = \frac{0,626 \times 1.350}{1,77 \times 1,35 \sqrt{1,35}} = 300 \text{ m.}$$

Coincidindo a largura calculada do sangradouro, com a prefixada de inicio, satisfaz a lâmina vertente de 1,35 m.

c) *Enchente de 13 a 30 de Abril de 1924* (fig. 7):

$E'$  = Volume afluente ..... = 2.250.000.000 m<sup>3</sup>.

$T'$  = Duração observada da enchente = 17 dias.

$Q'$  = Descarga máxima, observada = 2.100 m<sup>3</sup>/s.

$s$  e  $l$ , iguais aos precedentes.

$h$  = Lâmina vertente máxima, prefixada em 2,27 m.

$t''$  = Duração da enchente ativa, capaz da lâmina vertente inicial  $h''_m$  = 462.000 s. (fórmula 28).

$$B = \frac{(462.000 + 170.000) 2.100}{2 \times 2,27 \times 294.000.000} = 0,996$$

$$l = \frac{0,868 \times 2.100}{1,77 \times 2,27 \times \sqrt{2,27}} = 300 \text{ m.}$$

Convêm, portanto, as dimensões prefixadas da secção vertedora.

2) AÇUDE QUIXERAMOBIM, SOBRE O RIO QUIXERAMOBIM

a) *Enchente normal, ordinária*, dados:

$Q' = Q_0$  = Descarga máxima = 1.600 m<sup>3</sup>/s.

$s$  = Área inundada ..... = 62.500.000 m<sup>2</sup>.

$l$  = Largura do sangradouro = 300 m.

$h$  = Lâmina vertente máxima, prefixada em 1,52 m.

$t' = t_0$  = Duração da descarga máxima =  $N \sqrt{N}$  = 28.800 s. (fórmula 27).

$t''$  = Duração da enchente ativa, capaz da lâmina vertente inicial  $h''_m$  = 54.200 s. (fórmula 28).

$$B = \frac{(54.200 + 28.800) 1.600}{2 \times 1,52 \times 62.500.000} = 0,71$$

$$l = \frac{0,61 \times 1.600}{1,77 \times 1,52 \sqrt{1,52}} = 300 \text{ m.}$$

Coincidem, as dimensões calculadas com as previstas para a secção vertedora.

b) *Enchente de 19 a 24 de abril de 1922*, dados:

$E'$  = Volume afluente ..... = 350.000.000 m<sup>3</sup>.

$T'$  = Duração da enchente = 4,75 dias.

$Q'$  = Descarga máxima, observada = 1.550 m<sup>3</sup>/s.

$s$  e  $l$ , iguais aos precedentes.

$h$  = Lâmina vertente máxima, prefixada em 1,60 m.

$t' = t_0$  = Duração da descarga máxima = 23.200 s. (fórmula 26).

BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

$t''$  = Duração da enchente ativa, capaz da lâmina vertente inicial = 76.000 s.

$$B = \frac{(76.000 + 23.200) 1.550}{2 \times 1,60 \times 62.500.000} = 0,770$$

$$l = \frac{0,694 \times 1.550}{1,77 \times 1,60 \sqrt{1,60}} = 300 \text{ m.}$$

Este resultado demonstra que a secção de vazão de  $300 \times 1,60$  é suficiente para a descarga da enchente estudada.

c) *Enchente de 4 a 11 de Abril de 1922*, dados:

$E'$  = Volume afluente ..... = 110.000.000 m<sup>3</sup>.

$T'$  = Duração da enchente = 7 dias.

$Q'$  = Descarga máxima, observada = 675 m<sup>3</sup>/s.

$s$  e  $l$ , iguais aos precedentes.

$h$  = Lâmina vertente máxima, prefixada em 0,71 m.

$t'$  = Duração calculada da descarga máxima = 16.700 s. (fórmula 26).

$t''$  = Duração da enchente ativa, capaz da lâmina vertente inicial  $h'_m$  = 68.500 s. (fórmula 28).

$$B = \frac{(68.500 + 16.700) 675}{2 \times 0,71 \times 62.500.000} = 0,640$$

$$l = \frac{0,477 \times 675}{1,77 \times 0,71 \sqrt{0,71}} = 300 \text{ m.}$$

A secção vertedora, calculada, é igual, portanto, à prefixada inicialmente.

QUESTÕES NUMÉRICAS DA PRÁTICA CORRENTE

1) *Açude público LUCRECIA*; conhecidos os elementos, tais como:

$S$  = Área de captação = 92 Km<sup>2</sup>.

$L$  = Linha de fundo = 25 Km.

$C$  = Coef. de velocidade média = 0,85

$K$  = Coef. de deflúvio máximo = 0,10

$l$  = Largura do sangradouro = 80 m.

$s$  = Área inundada ao nível da soleira do sangradouro = 5.780.000 m<sup>2</sup>; calcular a descarga máxima da bacia, o volume da enchente normal correspondente e a lâmina máxima do sangradouro, levando em consideração a influência da represa.

a) *Descarga máxima*:

$$Q_s = \frac{1.150 \times S}{\sqrt{LC} (120 + KLC)} = 195 \text{ m}^3/\text{s.}$$

b) *Enchente normal*:  $E_s = q_s \times T$ ;

$$q_s = \frac{1.150 \times S}{\sqrt{2LC} (120 + 2KLC)} = 135 \text{ m}^3/\text{s.}, \text{ e}$$

$$T = 2N = \frac{2 LC}{48} = 2 \times 0,44 \text{ dia} = 76.000 \text{ s.}, \text{ e portanto,}$$

$$E_s = 135 \times 76.000 = 10.280.000 \text{ m}^3.$$

c) *Lâmina vertente máxima*, em função do volume da enchente:

$$V_a - V_r = 2/5 Q_r T_r$$

$$10,280 \text{ M} - 5,780 \text{ M} \times 0,82 = 5,5 \text{ M} = 0,4 \times 132.000 \times 105 = 5,5 \text{ M}$$

BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

satisfazem, então, os valores máximos:

$$h = 0,82 \text{ m. e } Q_v = 105 \text{ m}^3/\text{s.}$$

d) *Lâmina vertente máxima*, em função da descarga máxima da bacia:

O nível água a considerar-se no início do intervalo de tempo de duração da descarga máxima é igual a 0,97, acima da soleira do sangradouro, altura capaz da descarga de 135 m<sup>3</sup>/s.

Calculando a duração da descarga máxima:  $t_s = R' R'' N \sqrt{N} = 1,2 \times 0,95 \times 0,44 \times \sqrt{0,44} = 0,33 \text{ hora} = 1.200 \text{ s.}$ , e observando-se a marcha de cálculo conhecida, tem-se,

$$a = 0,899$$

$$x_1 = 1,130$$

$$y_1 = 0,600 \text{ (fig. 10)}$$

$$t'' = 43.800 \text{ s.}$$

$$t''' = 43.800 + 1.200 = 45.000 \text{ s.}$$

$$y_2 = 0,612; x_2 = 1,125 \text{ (fig. 10)}$$

$$\text{e finalmente, } h = 0,98 \text{ m.}$$

d) *Lâmina vertente máxima* em função do volume ativo e da descarga máxima da enchente:

$$B = \frac{(43.800 + 1.200) 195}{2 \times 0,98 \times 5.780.000} = 0,780$$

$$l = \frac{0,706 \times 195}{1,77 \times 0,98 \sqrt{0,98}} = 80 \text{ m.}$$

Chega-se, portanto, a resultados praticamente identicos, calculando a lâmina vertente máxima, em função:

do volume bruto das enchentes:  $h = 0,82 \text{ m.}$

da descarga máxima da bacia e seu tempo virtual de duração:  $h = 0,98 \text{ m.}$

do volume ativo das enchentes, e sua descarga máxima:  $h = 0,98 \text{ m.}$

Desprezada a influencia moderadora da reprêsa, a lâmina vertente máxima alcançaria 1,24.

2) *A descarga máxima do riacho Malhada Vermelha* calculada pela secção de vazão, levantada no local do açudé de mesmo nome, é de 165 m<sup>3</sup>/s. Pede-se calcular a enchente, E, assim como a duração normal da descarga em apreço.

Os dados de campo, são os seguintes:

$$Q' = 165 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$S = 16 \text{ Km}^2.$$

$$L = 16 \text{ Km.}$$

$$C = 1,00$$

$$K = 0,20$$

Procurem-se, primeiramente, os elementos de comparação: a descarga máxima ordinária,

$$Q_0 = 210 \text{ m}^3/\text{s.}$$

e o volume da enchente ordinária,

$$E_0 = q_0 \times T = 134 \times 57.000 = 7.650.000 \text{ m}^3.$$

E calcule-se, em seguida, o coeficiente pluviométrico J'; a descarga média, q'; e a enchente normal correspondente, chegando-se então à duração da descarga máxima, Q'.

$$J' = \frac{1.150S - 120 Q' \sqrt{LC}}{Q' K L C \sqrt{LC}} = 14,2;$$

$$q = \frac{1.150 \times S}{\sqrt{2 LC} (120 + 2J'KLC)} = 90 \text{ m}^3/\text{s.}$$

a) *Enchente normal*:  $E = 90 \times 57.000 = 5.000.000 \text{ m}^3;$

BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

b) *Duração da descarga máxima:*

$$t = \frac{E}{E_0} \times \frac{Q_0}{Q} \times N \sqrt{N} = 570 \text{ s.}$$

3) Conhecidas as descargas excepcionalmente grandes dos rios Khari, Malan, Navali e Hathmati, nas Índias Orientais, conforme cálculos anteriores, procuremos determinar agora o seu tempo de duração.

Sabendo-se que, em vista da intensidade e duração das chuvas assim como da limitação das áreas de captação interessadas, aquelas caudais atingiram o regime de escoamento uniforme das precipitações verificadas no período de contribuição total das respectivas bacias, se calculará, portanto, a duração das descargas máximas, em função do volume precipitado e da vazão já conhecida:

$$t' = \frac{M_n S}{Q_n}$$

a) *Rio Khari, em Palitana:*

$$S = 228 \text{ Km}^2; L = 23 \text{ Km}; C = 0,12; K = 0,30; Q_n = 2.650 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$t' = \frac{250 \times 250 \times 228}{(250 + 15,6 \times 0,30 \times 23 \times 0,12) 2.650} = 5,7 \text{ horas.}$$

Para os outros casos, encontramos:

b) Rio Malan ( $S = 300$ );  $t' = 6,7 \text{ h.}$

c) Rio Navali ( $S = 39$ );  $t' = 2,0 \text{ h.}$

d) Rio Hathmati ( $S = 1360$ );  $t' = 9,6 \text{ h.}$

Esses resultados, ainda que aparentemente exagerados, estão compreendidos nos limites observados por S. Gurtu, para a du-

ração das descargas de máxima enchente, na província indiana de Gwalior:

Áreas de captação (Km <sup>2</sup> )	Duração (horas)
1 — 50	3
50 — 150	4
200 — 250	6
250 — 300	7
450 — 500	10
1000 — 1300	15
2100 — 2300	20
2300 — 4000	24

EM CONCLUSÃO

1) — Reunimos, no quadro que se segue, os resultados obtidos nos exemplos de cálculo constantes deste estudo, os quais permitem reconhecer para condições específicas, processos também específicos para o cálculo do amortecimento das enchentes. Essa restrição, deriva, evidentemente, da impossibilidade de se calcular a equação diferencial do escoamento, dependente que é, da expressão do afluente em relação ao tempo; todas as hipóteses simplificadoras da integração conduzem, como sempre, a resultados aproximativos e a elas condicionados.

Por fim, com os valores então obtidos para  $h_n$ , recalculamos as secções dos sangradouros estudados anteriormente:

Açude Poço da Cruz;

$$h_n = 2,87$$

$$f_n = \frac{2,87}{1 + 2k} = 1,36$$

$$h_0 = \frac{1 + k}{1 + 2k} \times 2,87 = 2,12$$

$$R_r = 2,87 + 1,36 = 4,23 \text{ c}$$

$l =$  Largura do sangradouro = 300 m.



BOLETIM DA INSPETORIA DE SÉCAS

QUADRO COMPARATIVO DE PROCESSOS DE CALCULO DE AMORTECIMENTO DAS ENCHENTES

Sangradouro de 300 metros nos açudes	LAMINAS VERTENTES, MÁXIMAS, CALCULADAS:				OBSERVAÇÕES  Referencia das enchentes:
	Em função da descarga máxima dos rios		Em função do volume bruto das enchentes	Em função do volume ativo das enchentes	
	Amortecimento exclusive	AMORTECIMENTO INCLUSIVE			
ORÓS	2,50	1,80	1,73	1,75	Ordinaria Normal Secular 13/30-4-24
	3,40	2,30	2,50	2,35	
	4,50	3,50	3,55	3,50	
	2,50	2,40	2,00	2,25	
QUIXE- RA- MOBIM	2,10	1,60	1,75	1,52	Ordinaria 4/11-4-22 19/24-4-22
	1,20	0,72	0,81	0,71	
	2,05	1,60	1,63	1,60	
P. DA CRUZ	2,30	1,57	1,82	1,57	Ordinaria Secular
	3,30	2,80	2,87	2,80	

II) — Nos ante-projetos, pode-se dimensionar a secção de vazão dos sangradouros com auxilio de um coeficiente de amortecimento para as descargas máximas, que fixamos em 5/6, quando proporcionadas as represas, de características médias, à capacidade normal das bacias hidrográficas respectivas. Exigindo-se, então, formulas e processos de calculo expeditos, não seguimos a marcha por vezes longa que expuzemos, e agora consubstanciamos no resumo que se segue:

Conhecido o valor da descarga máxima por meio das expressões:

$$Q_s = \frac{1.150 \times S}{\sqrt{LC} (120 + KLC)} \quad (5)$$

ou

$$Q_s = \frac{1.55 H S}{\sqrt{C} (120 + O, L)} \quad (31)$$

dispõe-se do elemento essencial do ante-projeto da secção dos sangradouros. A formula (31) é a expressão (4) sob forma mais particularmente applicavel às bacias

pequenas, corrêta, apenas, em função da altura de chuva média, anual, da bacia, H.

A lamina vertente capaz de descarga  $Q_s$  será  $h_s$ , e a folga correspondente,  $f_s$ ; calcula-se então  $h_o$ , considerando-se que a descarga máxima, ordinaria,  $Q_o$ , deve passar pelo sangradouro com uma folga que pôde ser igual a  $h_o$ , enquanto que a descarga máxima  $Q_s$ , promovendo uma sobrelevação da lamina vertente  $h_o$ , passará com a folga  $f_s$ , menor que  $f_o$ , e geralmente fixada entre 0,80 e 1,20  $f_s$ .

1) *Secção de vazão máxima do sangradouro do açude General Sampaio:*

conforme cálculo anterior,

$$Q_s = 1.700 \text{ m}^3/\text{s}.$$

Em razão do represamento no açude, vem,

$$Q_r = 5/6 \times 1.700 = 1.410 \text{ m}^3.$$

ou seja, para o sangradouro de 150 m.

$$h_s = 3,00$$

$$1 + k$$

$$h_o = \frac{1 + k}{1 + 2k} \times h_s = 2,00$$

## BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

$$f_s = \frac{h_s}{1 + 2k} = 1,00$$

$$R_v = f_s + h_s = 2h_0 = 2 \times 2,00 = 4,00$$

Satisfazendo, então, a folga  $f_s = 1,00$ , tem-se:  $l = 150$ ;  $h_s = 2,00$ ;  $h_0 = 3,00$ ;  $R_v = 4,00$ ; valores identicos aos adotados no projeto do referido açude.

### 2) Secção de vazão máxima do sangradouro do açude Inharé:

conforme cálculo anterior,

$$Q_s = 460 \text{ m}^3/\text{s}.$$

O coeficiente de amortecimento nos dá:

$$Q_v = 5/6 \times 460 = 385 \text{ m}^3/\text{s},$$

ou seja, para o sangradouro de 100 m.

$$h_s = 1,70$$

$$h_0 = \frac{1 + k}{1 + 2k} \times h_s = 1,35$$

$$f_s = \frac{h_0}{1 + k} = 1,00$$

$$R_v = 2h_0 = h_s + f_s = 2,70$$

Julgando-se bastante a folga de  $0,80 = 0,80 f_s$ , tem-se:  $l = 100$ ;  $h_0 = 1,35$ ;  $h_s = 1,70$ ;  $R_v = 2,50$ ; valores identicos aos adotados no projeto do açude em apreço.

### 3) Secção de vazão máxima do sangradouro do açude Totoró:

conforme cálculo anterior:

$$Q_s = 170 \text{ m}^3/\text{s},$$

Em razão do represamento no açude, vem,

$$Q_v = 5/6 \times 170 = 140 \text{ m}^3/\text{s},$$

ou seja, para o sangradouro de 40 m.

$$h_s = 1,60$$

$$h_0 = \frac{1 + k}{1 + 2k} \times h_s = 1,36$$

$$f_s = \frac{h_0}{1 + k} = 1,13$$

$$R_v = 2h_0 = h_s + f_s = 2,72$$

Arbitrada como suficiente a folga de  $0,90 = 0,80 f_s$ , tem-se:  $l = 40$ ;  $h_0 = 1,36$ ;  $h_s = 1,60$ ;  $R_v = 2,50$ ; valores idênticos aos fixados para o sangradouro do açude Totoró.

## CAPÍTULO III

### PROCESSO SIMPLIFICADO DE CÁLCULO DO AMORTECIMENTO DAS ENCHENTES

I) O represamento das enchentes, acima da soleira dos sangradouros, importando em aumento do seu tempo de duração, diminuirá a intensidade do escoamento, amortecendo assim os efeitos da sua maior impetuosidade.

Avalia-se a capacidade de amortecimento das represas, pela relação entre os volumes d'água armazenada, e afluente no mesmo periodo:  $I_e = (V_r \div V_a)$  ou  $I_q = (Q_r - Q') \div Q'$ .

Afim de que se possa comparar a capacidade de absorpção das enchentes pelas represas, necessario se torna calcular os indices de amortecimento relativos às enchentes padrão,  $E_0$  ou  $E_s$ , das respectivas bacias. Durante o periodo de crescimento das enchentes o indice de amortecimento será positivo, trocando de sinal, quando o açude passar a restituir pelo sangradouro as sobras reprezadas.

BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

Os valores I calculados em função dos volumes  $V_n$  e  $V_r$  permitem comparar o alongamento das enchentes pelo efeito regulador das reprêzas, e os calculados em função das descargas  $Q'$  e  $Q_r$  indicam a influência da açudagem sobre as descargas de ponta.

No primeiro caso distinguimos dois valores, segundo se considere o volume  $V_r$  relativo à altura —  $h$  — da passagem livre da

descarga máxima pelo sangradouro, ou se escolha o volume que corresponde à altura da lamina vertente reduzida pelo represamento. O primeiro desses números decide, *a priori*, da conveniência de se calcular a ação moderadora da reprêza, sobre determinada enchente, tendo-se em vista reduzir a secção vertedora. Assim sendo, sempre que se chegue a valores de  $I_0$  inferiores a 0,150 nenhuma vantagem prática resultará do cálculo do amortecimento.

CAPACIDADE DE AMORTECIMENTO DAS ENCHENTES —  $E_0$  — EM AÇUDES DO NORDESTE

Açudes	Area inundada (10 <sup>6</sup> m <sup>2</sup> )	Enchente $E_0$ (10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> )	Descarga $Q_0$ (m <sup>3</sup> /s.)	Laminas vertentes máximas		Índices de amortecimento	
				Livre (m.)	Reduzida (m.)	$I_E$	$I_Q$
Curema	59,4	425	1.600	4,65	3,00	0,650	0,480
Curema-Mãe D'água	115,6	555	2.550	4,50	3,00	0,935	0,460
Orós	294,0	1.200	2.100	2,50	1,75	0,610	0,420
Poço da Cruz	56,0	345	1.850	2,30	1,70	0,375	0,370
Quixeramobim	62,5	450	1.600	2,10	1,62	0,290	0,320
General Sampaio	34,0	155	1.100	2,60	1,64	0,570	0,490
Lucrecia	5,8	9	185	1,20	0,93	0,770	0,310

II) Nos projetos definitivos de sangradores, dimensionamos as secções vertedoras por qualquer dos processos de cálculo de que tratamos no capítulo anterior, ou, ainda, por meio das formulas que para esse fim abaixo apresentamos e que se deduzem, partindo da hipótese fundamental do crescimento contínuo e uniforme da lâmina vertente, durante o fenômeno do escoamento das cheias.

Primeiramente, substituímos, na equação fundamental assim obtida (23), o volume bruto das enchentes pelo seu volume ativo, referente a uma secção vertedora qualquer, isto é, pelo produto da descarga máxima da bacia —  $Q$  — pelo tempo —  $t''$  — necessario para essa mesma descarga elevar a lamina vertente, da soleira do sangradouro, à altura —  $h$  — da secção em apreço.

Considerando-se, agora, essa altura, qualquer, igual à lamina vertente inicial —  $h_m$  — capaz da descarga média das enchentes —  $Q_m$  — e efetuando-se a substituição acima referida, na equação

$$V_n - V_r = 0,4 Q_r T_v; \text{ vem,}$$

$$Q t'' - sh_m = 0,4 Q_m t'', \text{ donde}$$

$$t'' = \frac{sh_m}{Q - 0,4 Q_m}$$

Sendo  $Q_m$  a descarga do sangradouro ao verificar-se a passagem da descarga máxima da bacia, cuja duração calculamos igual a  $t'$  (26), se conhecerá então o volume ativo, capaz da descarga máxima do sangradouro,  $t''Q = (t'' + t') Q$ , com o qual se calculará  $h$  e  $Q_r$  da equação:

BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

$$t''' Q - sh = 0,4 Q_r t''', \text{ ou}$$

$$t''' = \frac{sh}{Q - 0,4 Q_r}$$

Calcula-se  $h$  e  $Q_r$ , por tentativas sucessivas, tendo-se, porém, em vista que o valor de  $h$  é, geralmente, igual ou maior que  $h_m \sqrt{t''' \div t''}$ .

Páginas atrás, fixamos, por cálculos que derivam da observação, a duração das descargas máximas normais, *ordinárias*, e em seguida calculamos os valores correspondentes às descargas de ordem qualquer. Procuramos depois, a lamina vertente inicial que deve figurar nos cálculos de amortecimento das enchentes, considerado o caso mais desfavorável, e concluímos que essa lamina deve ser igual a que corresponde à descarga média das enchentes, segundo se deduz da expressão (29) cujos termos multiplicados por  $Q$  nos dão:

$$(t'' + t') Q = t''' Q. \quad (32)$$

Sendo o volume ativo das enchentes, sempre menor, e no limite igual ao seu volume bruto, tem-se,

$$t'' + t' \leq T'$$

Observa-se, também, que, em qualquer enchente, a medida que aumenta o valor absoluto da descarga máxima, diminui o seu tempo de duração (26); no limite, para a descarga instantânea:  $t' = 0$  e, portanto,  $t'' = E' \div Q_m$ , e a lamina vertente inicial será  $h_m$ . Por outro lado, quando aumenta a duração da descarga máxima, diminui o seu valor absoluto, até tornar-se igual a  $Q_m$ , vindo então  $t' = T'$  e por isso  $t'' = 0$ ; isto é, a lamina vertente inicial a considerar-se, será  $h_1 = 0$ . E, assim, prevendo sempre a hipótese mais desfavorável, fazemos  $h_1 = h_m$ , como queríamos mostrar.

A pratica do nosso processo apresenta, como visto, duas etapas: na primeira, cal-

cula-se o tempo  $t''$  — necessário para a descarga máxima da enchente elevar o nível d'água, na reprêsa, da soleira do sangradouro à altura da lâmina vertente inicial qualquer,  $h_1$ ; na segunda, conhecido o tempo virtual de duração da descarga máxima  $t'''$  — calcula-se, por tentativas, a lâmina d'água, acumulada, que lhe corresponde.

O processo de cálculo de amortecimento que ora discutimos, tem, portanto, vantagens sobre a rotina tão comumente observada no assunto. Calculam-se, geralmente, as secções de sangradores em função das descargas máximas dos rios, deduzidas do levantamento das suas secções de vazão. E, na apreciação desses valores levase em consideração, apenas, a sua variação no espaço, isto é, relativamente à extensão das áreas de captação; despreza-se a sua variação no tempo, e, então, por segurança, aumenta-se a secção de vazão dos sangradores de modo a comportarem, folgadamente, descargas às vezes superiores ao triplo das que intervirem nos cálculos.

Por sobre os resultados dessa pratica empirica, calcula-se o rebaixamento da lamina vertente máxima, por efeito do amortecimento das enchentes nos açudes; tudo em função da descarga máxima levantada no campo, cuja duração é arbitrada, e de uma lâmina vertente inicial, cujo valor é fixado, tendo em vista, apenas, chegar ao resultado que se deseja.

EXEMPLOS NUMÉRICOS

1) AÇUDE ORÓS, SOBRE O RIO JAGUARIBE

Enchente de 15 de março a 1º de abril de 1926 (fig. 8).

$$E' = \text{Volume afluyente} \dots\dots = 1.550.000.000 \text{ m}^3.$$

$$T' = \text{Duração observada da enchente} = 17 \text{ dias.}$$

$$Q' = \text{Descarga máxima, observada} = 2.000 \text{ m}^3/\text{s.}$$

BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

$$q'' = \text{Descarga média, absoluta} = 1.050 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$s = \text{Área inundada} = 294.000.000 \text{ m}^2.$$

$$l = \text{Largura do sangradouro} = 300 \text{ m}.$$

$$h''_m = \text{Lâmina vertente inicial, capaz da descarga } q''_m = 1,58.$$

$$t' = \text{Duração da descarga máxima} = 122.000 \text{ s. (formula 26).}$$

$$t'' = \frac{294.000.000 \times 1,58}{2.000 - 0,4 \times 1.050} = 294.000 \text{ s}.$$

$$t''' = 294.000 + 122.000 = 416.000 \text{ s}.$$

$$t'''' = \frac{294.000.000 \times 1,98}{2.000 - 0,4 \times 1.485} = 416.000 \text{ s}.$$

A secção vertedora, reduzida em vista do armazenamento d'água no açude, é igual, portanto, a  $300 \times 1,98$ , em lugar de  $300 \times 2,50$ , admitido o escoamento livre da enchente.

2) AÇUDE GENERAL SAMPAIO, SOBRE O RIO CURU

*Enchente secular, dados:*

$$Q_s = \text{Descarga máxima} = 1.700 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$T = \text{Duração das enchentes normais} = 3,3 \text{ dias}$$

$$q_s = \text{Descarga média secular} = 950 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$l = \text{Largura do sangradouro} = 150 \text{ m}.$$

$$h_{ms} = \text{Lâmina vertente inicial, capaz da vazão } q_s = 2,35$$

$$s = \text{Área inundada} = 34.000.000 \text{ m}^2.$$

$$t' = \text{Duração da descarga máxima} = 8.600 \text{ s. (formula 27).}$$

$$t'' = \frac{34.000.000 \times 2,35}{1.700 - 0,4 \times 950} = 60.000 \text{ s}.$$

$$t''' = t'' + t' = 68.600 \text{ s}.$$

$$t'''' = \frac{34.000.000 \times 2,55}{1.700 - 0,4 \times 1.090} = 68.600 \text{ s}.$$

A secção vertedora máxima será, portanto, igual a  $150 \times 2,55$ .

Podemos reunir, para o açude General Sampaio, as seguintes alturas já calculadas da secção vertedora:

- a) Capaz do escoamento livre das enchentes,  $h_s = 3,45$
- b) Reduzida para a organização do ante-projeto,  $h_s = 3,00$
- c) Definitiva para o projeto do sangradouro,  $h_s = 2,55$

3) AÇUDE LUCRECIA, SOBRE O RIACHO MINEIRO

*Enchente secular, dados:*

$$Q_s = \text{Descarga máxima} = 195 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$q_s = \text{Descarga média} = 135 \text{ m}^3/\text{s}.$$

$$T = \text{Duração normal das enchentes} = 0,88 \text{ dia}.$$

$$s = \text{Área inundada} = 5.780.000 \text{ m}^2.$$

$$l = \text{Largura do sangradouro} = 80 \text{ m}.$$

$$h_{ms} = \text{Lâmina vertente inicial, capaz de } q_s = 0,97 \text{ m}.$$

$$t' = \text{Duração da descarga máxima} = 1.100 \text{ s. (formula 27).}$$



## BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

$$t'' = \frac{5.780.000 \times 0,97}{195 - 0,4 \times 135} = 40.000 \text{ s.}$$

$$t''' = t'' + t' = 41.100 \text{ s.}$$

$$t''' = \frac{5.780.000 \times 1,00}{195 - 0,4 \times 140} = 41.100 \text{ s.}$$

A altura de lâmina vertente ora calculada, é, portanto, igual a fixada anteriormente, por outros processos.

### III) CÁLCULO DA SECÇÃO DOS SANGRADOUROS

Prefixada a revanche, conforme o estabelecido no parágrafo A-2 do capítulo precedente, determina-se a largura do sangradouro, em função da descarga  $Q_n$  e da lâmina vertente  $h_n = R_v \div 2$ ; e a seguir calcula-se a secção vertedora reduzida afim de lograr diminuir-se a revanche ou a largura original do sangradouro. No caso geral a marcha de cálculo é muito simplificada, operando-se simultaneamente com as descargas  $Q_n$  e  $Q_s$ .

#### EXEMPLOS NUMÉRICOS

##### 1) AÇUDE QUIXERAMOBIM

Cálculo da secção do sangradouro levando em conta o represamento das enchentes:

a) Em função da descarga máxima,  $Q_n$ .

$$Q_n = 1.600 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$q_n = 650 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$N = 4 \text{ dias.}$$

$$t' = 28.800 \text{ s.}$$

Admitida a revanche de 4,00 m., ter-se-á:  $l = 300 \text{ m.}$  e  $h_{m0} = 1,16 \text{ m.}$

A duração da enchente ativa capaz da lâmina vertente inicial, será:

$$t'' = \frac{62.500.000 \times 1,16}{1.600 - 0,4 \times 650} = 54.200 \text{ s.}$$

Corresponde, então, à lâmina vertente máxima,

$$t''' = 54.200 + 28.800 = 83.000 \text{ s.,}$$

sendo  $h \cong h_{m0} \sqrt{t''' \div t'}$  ou,

precisamente 1,58 conforme se deduz de

$$t''' = \frac{62.500.000 \times 1,58}{1.600 - 0,4 \times 1.010} = 83.000$$

encontra-se,

$$\begin{cases} h_n = 1,58 \text{ m.} \\ R_v = 3,16 \text{ m.} \end{cases}$$

b) Em função da descarga máxima,  $Q_s$ .

Dados essenciais:

$$Q_s = 3.200 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$q_s = 1.600 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$t' = 35.200$$

$$h_{m0} = 2,10 \text{ m.}$$

Procedendo como no caso anterior, tem-se,

$$t'' = \frac{62.500.000 \times 2,10}{3.200 - 0,4 \times 1.600} = 51.500 \text{ s.}$$

$$t''' = t'' + t' = 86.700 \text{ s.}$$

$$t''' = \frac{62.500.000 \times 2,95}{3.200 - 0,4 \times 2.675} = 86.700,$$

e, portanto,

$$h_n = 2,95 \text{ m.}$$

## BOLETIM DA INSPETORIA DE SECAS

Com esse valor determina-se a folga mínima do sangradouro, pela fórmula 17:

$$f_s = \frac{h_s}{1 + 2k} = 0,87 \text{ m.},$$

e a revanche,

$$R_v = 2,95 + 0,87 = 3,82 \text{ m.}$$

Calculando-se —  $h_s$  — em função de  $h_0$  do item a) e —  $h_0$  — em função de  $h_s$  do item b), pelas fórmulas 16 e 17, chegar-se-á a resultados diferentes dos calculados diretamente porque nessas fórmulas consideram-se apenas as descargas de ponta de uma mesma enchente; fazendo intervir no cálculo da duração das descargas máximas o volume das enchentes respectivas, se levará em conta mais esse fator, resultando as diferenças acima referidas (vide os exemplos numéricos Ia e Id, parágrafo B-III, do capítulo anterior).

Nos casos em que seja aconselhada a máxima prudência, adoptar-se-ão os valores calculados em função de  $Q_s$ ; nos projetos ordinários, a média dos valores derivados de  $Q_0$  e  $Q_s$ ; e quando a economia e segurança das construções justifiquem projetos mais audaciosos, optar-se-á pelos valores calculados em função de  $Q_0$ .

Reunindo os resultados encontrados, tem-se,

$$R_{vs} = 3,82 \cong 4,00 \text{ m.}$$

$$R_{v0} = 3,16 \cong 3,00 \text{ m.}$$

$$R_{vm} = 3,49 \cong 3,50 \text{ m.}$$

### 2) AÇUDE GENERAL SÁMPIO

Cálculo da secção do sangradouro.

a) Em função da descarga máxima,  $Q_0$ .

Dados essenciais:

$$Q_0 = 1.100 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$q_0 = 550 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$N = 1,65 \text{ dia.}$$

$$t' = 7.650 \text{ s.}$$

Fixada a largura do sangradouro em 150 m., ter-se-á:  $h_{m0} = 1,62 \text{ m.}$

A duração da enchente ativa, capaz da lâmina vertente inicial, será:

$$t'' = \frac{34.000.000 \times 1,62}{1.100 - 0,4 \times 550} = 62.500 \text{ s.}$$

$$t''' = t'' + t' = 70.000 \text{ s.}$$

$$t'''' = \frac{34.000.000 \times 1,75}{1.100 - 0,4 \times 615} = 70.000 \text{ s.}$$

e, portanto,

$$\begin{cases} h_0 = 1,75 \text{ m.} \\ R_v = 3,50 \text{ m.} \end{cases}$$

b) Em função da descarga máxima,  $Q_s$ .

Encontrou-se no parágrafo 2º-2 deste capítulo:  $h_s = 2,55 \text{ m.}$

e, então,

$$f_s = \frac{2,55}{1 + 2k} = 1,55 \text{ m.},$$

$$e \quad R_v = 2,55 + 1,55 = 4,10 \text{ m.}$$

Dispõe-se portanto dos valores:

$$R_{v0} = 3,50 \text{ m.}$$

$$R_{vs} = 4,10 \text{ m.}$$

$$R_{vm} = 3,80 \text{ m.}$$

Tratando-se de barragem de terra, de grande altura, adoptar-se-ão os valores máximos:

$$R_v = 4,10 \text{ m.}$$

$$h_s = 2,55 \text{ m.}$$

$$h_0 = 2,05 \text{ m.}$$

$$f_s = 1,55 \text{ m.}$$

## BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

e a secção definitiva do sangradouro seria de  $150 \times 4,00$  m.

### 3) AÇUDE PARTICULAR TERTULIANO

Tratando agora o exemplo do pequeno açude Tertuliano, calculamos o amortecimento da sua enchente máxima pelos vários processos que expuzemos no capítulo anterior.

Como geralmente acontece, não se dispõe de observações das enchentes da sua bacia hidrográfica, e por isso fundamentamos os nossos cálculos no valor da descarga máxima, deduzido da observação ou calculado pelas nossas formulas.

No caso vertente levantaram-se quatro secções de vazão da máxima enchente, variando as descargas correspondentes entre 287 e 176 m<sup>3</sup>/s. Por esse motivo foram abandonados esses estudos e calculada a vazão máxima por meio de formulas práticas.

Iniciando a nossa marcha de cálculo, classificamos a bacia de modo a chegar-se à descarga máxima de 141 m<sup>3</sup>/s., praticamente igual à adotada na memoria justificativa do projeto do açude em apreço, e assim classificamo-la no tipo 3, e calculamos, de acôrdo com os dados característicos seguintes:

$$S = \text{Área de captação} = 75 \text{ Klm}^2.$$

$$L = \text{Linha de fundo} = 24 \text{ Klm.}$$

$$C = \text{Coef. de velocidade média} = 1,00.$$

$$K = \text{Coef. de rendimento máximo} = 0,20.$$

#### a) Descargas máximas:

$$Q_s = \frac{1.150 S}{\sqrt{LC} (120 + KLC)} = 141 \text{ m}^3/\text{s.},$$

$$Q_0 = \frac{1.150 S}{\sqrt{LC} (120 + 3,65KLC)} = 128 \text{ m}^3/\text{s.}$$

#### b) Descargas médias normais:

$$q_s = \frac{1.150 S}{\sqrt{2LC} (120 + 2KLC)} = 96 \text{ m}^3/\text{s.},$$

$$q_0 = \frac{1.150 S}{\sqrt{2LC} (120 + 7,30KLC)} = 90 \text{ m}^3/\text{s.}$$

#### c) Duração das enchentes normais:

$$T = 2N = \frac{2LC}{48} = 1,00 \text{ dia.}$$

#### d) Enchentes normais:

$$E_s = 96 \times 86.400 = 8.200.000 \text{ m}^3.$$

$$E_0 = 90 \times 86.400 = 7.800.000 \text{ m}^3.$$

#### e) Duração da descarga máxima $Q_s$ :

$$t_s = \frac{8,2}{7,8} \times \frac{128}{141} \times 0,50 \sqrt{0,50} = 1,250 \text{ s.}$$

#### f) Coeficiente de amortecimento:

Tratando-se de bacia pequena, adotamos a lâmina vertente única que corresponde a  $Q_s$ ; a revanche será igual a dois metros, e, portanto, ter-se-á, para extensão vertedora:  $l = 141 \div 1,77 = 80$  m.

Afim de se chegar à essa mesma lâmina vertente máxima, levando em conta o amortecimento da enchente, será necessário reduzir-se a largura do sangradouro. Admitindo, como o fizemos anteriormente, um coeficiente de amortecimento igual a  $5/6$ , virá, para a nova extensão vertedora:  $l = (5 \times 80) \div 6 \approx 70$  m.

Com essa dimensão, a lâmina água relativa à passagem livre da descarga máxima

BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

—  $Q_s$  — será 1,13; e para este valor, tem-se,  $I_e = 0,150$ , ou seja, a possibilidade de um amortecimento aproximado de  $5/6$  da descarga máxima:  $Q_v = (5 \times 141) \div 6 = 115 \text{ m}^3/\text{s}$ .

g) Cálculo definitivo do amortecimento e largura do sangradouro pelos processos já referidos.

Dados:

- $s = \text{Área inundada} = 1.072.600 \text{ m}^2$ .
- $l = \text{Largura do sangradouro} = 70 \text{ m}$ .
- $h_{ms} = \text{Lâmina vertente inicial} = 0,85$ .
- $t' = \text{Duração da desc. máxima} = 1.250 \text{ s}$ .
- $E_s = \text{Enchente máxima} = 8.200.000 \text{ m}^3$ .
- $Q_s = \text{Descarga máxima} = 141 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- $T_v = \text{Duração do escoamento médio pelo sangradouro} = E_s \div 0,40 Q_s = 146.000 \text{ s}$ .

1º) *Pelas formulas de Lombardini:*

$$a = \left( \frac{0,4 \times 70 \times 4,43}{141} \right)^{\frac{1}{3}} = 0,960$$

$$a^2 = 0,922$$

$$x_1 = \frac{1}{0,960 \times \sqrt{0,85}} = 1,13$$

$$y_1 = 0,60 \text{ (fig. 10 d)}$$

$$t'' = \frac{2 \times 1.072.000}{141 \times 0,922} \times 0,60 = 9.950 \text{ s}$$

$$t''' = 9.950 + 1.250 = 11.200 \text{ s}$$

$$y_2 = \frac{141 \times 0,922}{2 \times 1.072.600} \times 11.200 = 0,63$$

$$x_1 = 1,10 \text{ (fig. 10 d)}$$

$$h = \frac{1}{0,922 \times 1,10^2} = 0,90$$

Chega-se portanto à altura de lâmina vertente máxima — reduzida pelo represamento —  $h = 90 \text{ cm}$ .

2º) *Pela equação  $V_n - V_r = 0,4 Q_v T_v$ :*

$$\frac{8.200.000 - 1.072.000 \times 0,98}{0,4 \times 120 \times 146.000} =$$

encontra-se a lâmina, reduzida, de 98 cm.

3º) *Pelas formulas de Garrett:*

$$B = \frac{11.200 \times 141}{2 \times 0,90 \times 1.072.600} = 0,820$$

$$l = \frac{0,748 \times 141}{1,77 \times 0,90 \sqrt{0,90}} = 70 \text{ m}$$

A lâmina vertente máxima alcança, também por este processo, a altura de 90 cm.

4º) *Pelas formulas que apresentamos:*

$$t'' = \frac{1.072.600 \times 0,85}{141 - 0,4 \times 96} = 9.120 \text{ s}$$

$$t''' = 9.120 + 1.250 = 10.370$$

$$t'''' = \frac{1.072.600 \times 0,93}{141 - 0,4 \times 111} = 10.370 \text{ s}$$

chega-se, pois, à lâmina vertente máxima de 93 cm.

Tomando-se a média dos quatro resultados, tem-se,

$$h = (98 + 93 + 90 + 90) \div 4 = 93 \text{ cm},$$

valor idêntico ao encontrado no item 4º.

## BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

Tendo sido fixada, a revanche, em dois metros — ( $R_v = 2h_0$ ) — deve-se reduzir a largura do sangradouro de maneira que passe a verter com a lâmina máxima prevista de 1,00 m.

O índice de amortecimento que calculamos — igual a 0,150 — autoriza-nos a reduzir de 5/6 a largura de 70 m., vindo,

$$l = (5 \times 70) \div 6 = 60 \text{ m.}$$

Com essa nova largura de sangradouro recalculamos a lâmina máxima pelo nosso processo:

$$t'' = \frac{1.072.600 \times 0,93}{141 - 0,4 \times 96} = 9.750 \text{ s.}$$

$$t''' = 9.750 + 1.250 = 11.000 \text{ s.}$$

$$t'''' = \frac{1.077.600 \times 1,00}{141 - 0,4 \times 106} = 11.000 \text{ s.}$$

Fixando-se, portanto, a largura definitiva do sangradouro em 60 m. e a altura da lâmina vertente máxima em 1.00 m.

#### 4) AÇUDE PARTICULAR DOIS IRMÃOS

Apresentamos, finalmente, o exemplo de um açude de bacia hidrográfica muito pequena, e área inundada relativamente grande.

Os dados técnicos essenciais são:

$$S = \text{Área de captação} = 12 \text{ Klm}^2.$$

$$L = \text{Linha de fundo} = 6 \text{ Klm.}$$

$$s = \text{Área inundada} = 966.700 \text{ m}^2.$$

Tratando-se de bacia hidrográfica pequena, sem outra característica que facilite a sua classificação, pertence ao tipo 1.

Praticando a mesma marcha de cálculo do exemplo anterior, calculamos;

a) Descargas máximas:

$$Q_s = 50 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$Q_0 = 49 \text{ m}^3/\text{s.}$$

b) Descargas médias normais:

$$q_s = 35 \text{ m}^3/\text{s.}$$

$$q_0 = 34 \text{ m}^3/\text{s.}$$

c) Duração das enchentes:

$$T = 2N = \frac{2LC}{48} = 0,32 = 18.300 \text{ s.}$$

d) Enchente máxima:

$$E_s = 35 \times 18.300 = 640.000 \text{ s.}$$

e) Duração da descarga máxima:

$$t_s = \frac{35}{34} \times \frac{49}{50} \times N \sqrt{N} = 50 \text{ s.}$$

f) Índice de amortecimento

Calculando-se  $I_c$ , como usualmente se faz, relativo à lâmina vertente de 1,00 (bacias pequenas) encontra-se 1,500 para seu valor, isto é, naquela altura de lâmina d'água, o volume represado —  $V_r$  — seria maior que o da enchente máxima considerada. Assim, não se poderá alcançar a lâmina vertente de 1,00 qualquer que seja a largura do sangradouro; e o cálculo da secção vertedora far-se-á da maneira exposta no item que se segue.

g) Considerando-se praticamente nula a influência da duração da descarga máxima sobre a lâmina vertente do sangradouro, tem-se, de acôrdo com a equação (32):

$$t'' = t''' = \frac{E_s}{Q_s} = 12.800 \text{ s.,}$$

BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

duração da enchente ativa com que se calculará, por excesso, a secção vertedora por qualquer dos processos de que vimos tratando.

1.º) *Pelas formulas de Lombardini:*

Não havendo lâmina vertente inicial —  $h_i = 0$  — e o cálculo se simplifica, vindo, para 20 m. de largura de sangradouro,

$$a = \left( \frac{0,4 \times 20 \times 4,43}{50} \right)^{\frac{1}{3}} = 0,890$$

$$a^2 = 0,792$$

$$y_2 = \frac{50 \times 0,792}{2 \times 966.700} \times 12.800 = 0,263$$

$$x_2 = 1,475 \text{ (fig. 10 d)}$$

$$h = \frac{1}{0,792 \times 1,475^2} = 0,58 \text{ m.}$$

2.º) *Pelas formulas de Garrett:*

$$B = \frac{12.800 \times 50}{2 \times 0,575 \times 966.700} = 0,576$$

$$l = \frac{0,305 \times 50}{1,77 \times h \times \sqrt{h}} = 20 \text{ m.}$$

e portanto —  $h = 0,575$  m.

3.º) *Pela equação:*

$$V_a - V_r = 0,4 \times Q_r \times T_v;$$

$$\text{sendo } T_v = \frac{640.000}{0,4 \times 50} = 32.000 \text{ s., vem,}$$

$$640.000 - 966.700 \times 0,50 = 0,4 \times 12,6 \times 32.000$$

ou seja —  $h = 0,50$  m. —

4.º) *Pelas fórmulas que apresentamos:*

$$t''' = \frac{966.700 \times 0,58}{50 - 0,4 \times 15,6} = 12.800 \text{ s.,}$$

satisfaz, ainda, a lâmina máxima de 0,58 m.

h) Somando-se à lâmina vertente máxima encontrada — 0,58 — a folga habitual de 1,00 — ter-se-á — para secção vertedora:  $20 \times 1,58$ .

O cálculo da absorção das enchentes pelas represas se faz, como visto, por diversos métodos, que diferem em seus resultados pelas hipóteses fundamentais que os regem.

a) — A equação:  $V_a - V_r = 2/5 QT$ , dá resultados seguros, quando se conhece, além do volume da enchente, a sua descarga máxima; e então, a marcha de cálculo a seguir, será a que expuzemos no parágrafo B-1.º.

b) — A integração gráfica da equação:

$$t = \int_{h_1}^{h_2} \frac{sh}{Q - Q_r}$$

e o cálculo da equação (25) deduzida por S. Stevens, são applicaveis; somente, quando é conhecida a descarga afluyente, a curtos intervalos de tempo.

c) — Os demais processos de que nos ocupamos neste estudo, exigem o conhecimento da descarga máxima dos rios e seu tempo de duração: real, quando se considera nula a lâmina vertente inicial; e virtual, se estiver o açude sangrando, ao verificar-se a passagem da descarga máxima das enchentes.

A marcha de cálculo de sangradouros que apresentamos, partindo do cálculo da descarga máxima dos rios ao amortecimento das enchentes, é de applicação expedita; dispensa o emprêgo de gráficos ou tabelas, e não requer o conhecimento de outros fatores que os necessários à organização dos projetos de açudes em geral.



BOLETIM DA INSPETORIA DE SECAS

ÍNDICE ANALÍTICO DAS NOTAÇÕES, FÓRMULAS E UNIDADES  
EMPREGADAS NESTE ESTUDO

Notações e Significados	Valôres e Fórmulas	Unidades
A = Máxima variação horária das chuvas, em função da altura da precipitação diária	$= \frac{H}{2}$	mm.
b = Relação entre as descargas afluyente e efluente de uma reprêza	Função complexa de B	—
B = Metade da relação entre o volume ativo das enchentes, e o reprezado na altura h	$= \frac{t''' Q'}{2 h \times s}$	—
c = Índice de configuração planimétrica das bacias hidrográficas	$= \frac{L^2}{S}$	—
C' = Fator de variação da velocidade média do escoamento superficial	$= \frac{2}{V'}$	—
D <sub>r</sub> = Descarga dos sangradouros no início de um intervalo de tempo qualquer	$= D_r$	m <sup>3</sup> /s.
E = Enchente, normal, correlativa de Q' e T	$= 86.400 \times q' \times T$	m <sup>3</sup> , 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> Mm <sup>3</sup>
E' = Volume de enchentes quaisquer	$= 86.400 \times q'' \times T'$	m <sup>3</sup> , 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> Mm <sup>3</sup>
E'' = Enchente, normal, correlativa de E' e T'	$= E' \frac{T}{T'}$	m <sup>3</sup> , 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup> Mm <sup>3</sup>
f <sub>o</sub> = Folga ordinária dos sangradouros	$= R_r - h_o$	m.
f <sub>s</sub> = Folga mínima dos sangradouros	$= \frac{h_s}{(1 + 2k)}$	m.
h = Altura de lâmina vertente dos sangradouros	$= \left( \frac{Q_r}{1,77 \times 1} \right)^{\frac{2}{3}}$	m.
h <sub>m</sub> = Lamina vertente capaz da descarga média das enchentes: q, q', q''	h <sub>m</sub> , h' <sub>m</sub> , h'' <sub>m</sub>	m.

BOLETIM DA INSPETORIA DE SÉCAS

Notações e Significados	Valôres e Fórmulas	Unidades
$h_i$ = Lâmina vertente no inicio de um intervalo de tempo qualquer .....	$h_i$	m.
$h_o$ = Lamina vertente máxima, ordinária .....	$= h_o \frac{i + k}{(i + 2k)}$	m.
$h_s$ = Lamina vertente máxima, secular .....	$= h_o \frac{(i + 2k)}{(i + k)}$	m.
$I_e$ = Índice de amortecimento das enchentes em função dos volumes afluente e represados .....	$= \frac{V_r}{V_a}$	—
$I_q$ = Índice de amortecimento das enchentes em função das descargas máximas afluente e afluente da represa .....	$= \frac{Q_v - Q'}{Q'}$	—
$J$ = Coeficiente pluviométrico das formulas de descargas máximas normais .....	$\frac{1.150 S - 120 \times Q \times \sqrt{LC}}{Q K L C \sqrt{LC}}$	—
$J'$ = Coeficiente pluviométrico das formulas de descargas máximas de ordem qualquer .....	$\frac{1.150 S - 120 Q' \sqrt{LC}}{Q' K L C \sqrt{LC}}$	—
$J_a$ = Coeficiente pluviométrico das formulas de descarga máxima, em termos da máxima variação horária das chuvas .....	$\approx \frac{A^2}{4.000}$	—
$J_o$ = Coeficiente pluviométrico das formulas de descarga máxima ordinária .....	$= 3,65$	—
$J_s$ = Coeficiente pluviométrico das formulas de descarga máxima secular .....	$= 1$	—
$k$ = Valor auxiliar para o calculo da secção dos sangradouros .....	$= 0,15 N \sqrt{N}$	—
$K$ = Fator de variação do rendimento superficial, máximo, no periodo de contribuição total e conforme a natureza das bacias hidrográficas .....	$= \frac{10}{(10 - n)^2}$	—
$l$ = Largura dos sangradouros .....	$= \frac{Q_r}{1,77 \times h \times \sqrt{n}}$	m.

BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

Notações e Significados	Valôres e Fórmulas	Unidades
L = Comprimento da linha de fundo das bacias hidrográficas . . . . .	L	Km.
L = Comprimento da linha de fundo, calculado, em função da área das bacias hidrográficas de configuração planimétrica normal . . . . .	$= \sqrt{3,65 \times S}$	Km.
m = Inclinação das cordas da curva $V_r = f(Q_r)$ , onde $V_r$ é expresso em $m^3$ , e $Q_r$ em $m^3$ -segundo-dia . . . . .	$= \frac{V_r - V'_r}{Q_r - Q'_r}$	—
$M_a$ = Rendimento superficial máximo, em função da máxima variação horária das chuvas, no periodo de contribuição total das bacias . . . . .	$= \frac{A^2}{A + J_n KLC}$	mm.
$M_o$ = Idem, relativo aos ciclos pluviométricos de onze anos . . . . .	$= \frac{14.400}{120 + 3,65 KLC}$	mm.
$M_s$ = Idem, relativo aos ciclos pluviométricos maiores de 99 anos . . . . .	$= \frac{14.400}{120 + KLC}$	mm.
n = Numero de ordem de classificação das bacias . . . . .	n	—
N = Demora de contribuição total das bacias . . . . .	$= \frac{LC}{48} = \frac{T}{2}$	dia
q = Descarga média de enchentes, normais, quaisquer . . . . .	$= \frac{1.150 \times S}{\sqrt{2LC} (120 + 2JKLC)} = \frac{E}{T}$	$m^3/s.$
q' = Descarga média, normal, das enchentes, em função do coeficiente pluviométrico . . . . .	$= \frac{1.150 S}{\sqrt{2LC} (120 + 2JKLC)}$	$m^3/s.$
q'' = Descarga média, absoluta, das enchentes, calculada em função de E' e T' . . . . .	$= \frac{E'}{T'} = \frac{E''}{T}$	$m^3/s.$

BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

Notações e Significados	Valôres e Fórmulas	Unidades
$q_0$ = Descarga média, normal, das enchentes ordinárias	$\frac{1.150 \times S}{\sqrt{2LC} (120 + 2J_0KLC)}$	m <sup>3</sup> /s.
$q_s$ = Descarga média, normal, das enchentes seculares	$\frac{1.150 \times S}{\sqrt{2LC} (120 + 2KLC)}$	m <sup>3</sup> /s.
$Q$ = Descarga média dos rios em curtos intervalos de tempo	$Q$	m <sup>3</sup> /s.
$Q'$ = Descarga máxima dos rios, em função do coeficiente pluviométrico, J'	$\frac{1.150 \times S}{\sqrt{LC} (120 + J'KLC)}$	m <sup>3</sup> /s.
$Q_a$ = Descarga máxima dos rios em função da máxima variação horária das chuvas	$\frac{0.08 \times A^2 \times S}{\sqrt{LC} (A + J_aKLC)}$	m <sup>3</sup> /s.
$Q_m$ = Descarga média, ativa, das enchentes, igual à maior das descargas q' e q''	$Q_m$	m <sup>3</sup> /s.
$Q_0$ = Descarga máxima dos rios, num ciclo pluviométrico de onze anos	$\frac{1.150 \times S}{\sqrt{LC} (120 + 3,65 KLC)}$	m <sup>3</sup> /s.
$Q_9$ = Descarga máxima dos rios, num ciclo pluviométrico maior de 99 anos	$\frac{1.150 \times S}{\sqrt{LC} (120 + KLC)}$	m <sup>3</sup> /s.
$Q_v$ = Descarga dos sangradouros, no fim de um intervalo de tempo qualquer, sendo — (l × h) — a secção vertedora	$= 1.77 \times l \times h^{\frac{3}{2}}$	m <sup>3</sup> /s.
$R$ = Fator numérico das formulas de descarga máxima	$= \frac{8A^2}{100}$	—
$R'$ = Relação entre os volumes das enchentes E' e E <sub>0</sub> da mesma bacia	$= \frac{E'}{E_0}$	—

BOLETIM DA INSPECTORIA DE SECAS

Notações e Significados	Valores e Fórmulas	Unidades
$R''$ = Relação entre a descarga máxima, ordinária, $Q_0$ , e a descarga máxima, qualquer, $Q'$ , da mesma bacia.	$= \frac{Q_0}{Q'}$	—
$R_v$ = Revanche ou altura máxima da secção dos sangradouros	$= 2 f_0 (1 + k)$ $= 2h_0$	m.
$s$ = Área inundada ao nível da soleira dos sangradouros	$s$	$m^2$ Mm <sup>2</sup>
$S$ = Área das bacias hidrográficas	$S$	Km <sup>2</sup> . Mm <sup>2</sup>
$S$ = Área das bacias hidrográficas, de configuração normal, calculada em função do comprimento das linhas de fundo respectivas	$= \frac{L^2}{3,65}$	Km <sup>2</sup> .
$t$ = Duração das descargas máximas normais	$\frac{E}{E_0} \times \frac{Q_0}{Q} N \sqrt{N}$	hora
$t_0$ = Duração das descargas máximas de enchentes normais ordinárias	$= N \sqrt{N}$	hora
$t'$ = Duração das descargas máximas de enchentes quaisquer	$\frac{E'}{E_0} \times \frac{Q_0}{Q'} N \sqrt{N}$	hora
$t''$ = Tempo necessário para a descarga máxima $Q'$ , de uma enchente qualquer, elevar a lâmina vertente, da soleira do sangradouro, ao nível da vazão qualquer, $Q_i$	$= \frac{2 s y}{Q' \times a^2}$	s.
$t'''$ = Tempo necessário para a descarga máxima $Q'$ , de uma enchente qualquer, elevar a lamina vertente, da soleira do sangradouro, ao nível do efluente máximo, $Q_v$	$= t' + t''$	s.
$T$ = Duração das enchentes normais	$= 2 N \times 86.400$	s.

BOLETIM DA INSPECTORIA DE SECAS

Notações e Significados	Valôres e Fórmulas	Unidades
$T'$ = Duração, observada, de enchentes quaisquer	$= \frac{E'}{q''}$	s.
$T_r$ = Duração do escoamento médio, da enchente $E'$ , com que se calculará, a vazão máxima dos sangradouros, com o auxílio da fórmula $V_n - V_r = 2/5 Q' T_r$	$= \frac{E'}{0,4 Q'}$	s.
$V$ = Velocidade horária do escoamento superficial, nas bacias de natureza média	$= 2,00$	m.
$V'$ = Idem, variável com a natureza das bacias hidrográficas	$V'$	m.
$V_n$ = Volume das enchentes, em qualquer secção de desague	$V_n$	$m^3, 10^6 m^3$ Mm <sup>3</sup>
$V_r$ = Volume água represada; acima da soleira dos sangradouros	$V_r$	$m^3, 10^6 m^3$ Mm <sup>3</sup>
$x$ = Recíproca do produto $a \sqrt{h}$	$= \frac{1}{a \sqrt{h}}$	—
$y = f(x)$	$= \int \frac{dx}{x^3 - 1}$	—
$Y$ = Rendimento superficial, máximo, da maior variação horária das chuvas, no período de contribuição total das bacias; valores seculares	$= \frac{100 \times 100}{100 + 2,2N}$	%
$Y'$ = Máxima variação horária das chuvas, no período de contribuição total das bacias; valores seculares	$= \frac{120 \times 120}{120 + 2N}$	mm.
$a$ = Raiz cubica da relação entre o fator numérico da fórmula de descarga de um sangradouro e a descarga afluente à represa	$\sqrt[3]{\frac{\mu \times l \times \sqrt{2g}}{Q'}}$	—
$\mu$ = Coeficiente de descarga da secção vertedoura adotada	$= 4,40$	—



## A Paralaxe e sua importância nos processos de restituição Fotogramétrica

LUIZ AUGUSTO DA SILVA VIEIRA  
Engenheiro Civil

O levantamento pelo processo fotogramétrico pode sintetizar-se como sendo o traçado de curvas de nível sobre o modelo ótico formado pela fusão estereoscópica das imagens obtidas simultaneamente em chapas fotográficas tiradas com certo deslocamento ou intervalo.

Considerando em particular o caso dos levantamentos aerofotogramétricos, as fotos são tomadas verticalmente, montada a máquina no soalho de um avião, regulado o intervalo entre duas exposições consecutivas de maneira que as fotos se recubram de uma certa extensão.

Admitida a hipótese de ser o terreno plano e o eixo ótico da câmara rigorosamente vertical, a imagem do terreno corresponderá a uma perspectiva cônica, sujeita, portanto, unicamente às deformações provenientes da convergência dos raios luminosos. Si fôsse possível realizar uma câmara de distância focal infinita, a fotografia assim obtida seria a rigorosa representação plana do terreno.

A forma irregular do terreno e as inclinações inevitáveis do eixo ótico da câmara acarretam perturbações de perspectiva, trabalhosas de separar, interessando sobretudo às deformações causadas pelas diferenças de nível dos pontos do terreno.

As alturas a que são tomadas as fotografias têm também influência grande na formação da imagem, porque delas dependem essencialmente: a escala fotográfica e as deformações planimétricas decorrentes das diferenças de nível.

Procura-se, pelos motivos ligeiramente indicados acima, obter fotografias para as quais os eixos óticos sejam praticamente ver-

ticais e as alturas de vôo constantes, dentro de certos limites, é bem de ver.

O controle da verticalidade do eixo ótico é feito: 1.º) por um nível de bolha colocado no exterior da câmara cujas observações são feitas diretamente pelo operador; 2.º) por um nível interno cujas indicações são impressas no filme e 3.º) por uma câmara suplementar que fotografa o horizonte cada vez que o terreno é fotografado.

O controle da altura de vôo é feito por um altímetro de precisão parte integrante do avião, e por estatoscópios (barômetros de precisão) — um observado diretamente pelo piloto, outro cujas indicações são fotografadas simultaneamente em uma câmara especial, permitindo a medida de diferenças de altitude entre 2 fotografias sucessivas, da ordem de 2,5 metros, e um terceiro que permanece em terra e serve para indicar as variações de pressão durante o vôo.

Esses são os processos correntes de controle. Nos casos em que se pretende maior rigor no controle pode-se lançar mão de observações simultâneas de arenoides de precisão — um em terra e outro a bordo, ou então recorrer ao emprêgo do rádio altímetro pelo qual se consegue medir os intervalos de tempo entre a emissão e a recepção de ondas ultra curtas, transformando-os em alturas cujas leituras se fazem diretamente.

No pequeno estudo que estamos apresentando, suporemos que as fotografias tenham sido obtidas em alturas iguais e que o eixo ótico tenha se mantido vertical.

Nessas condições, tendo os fotogramas a mesma distância focal e os eixos óticos sendo normais à base, os pontos nucleares (intersecção da base com os planos das fotos)

se afastam ao infinito e os raios nucleares — intersecção dos planos nucleares com os planos das imagens — são todos paralelos entre si, paralelos à base e iguais os intervalos entre os raios nucleares correspondentes.

Assim, pois, a orientação dos fotogramas será perfeita quando estes se dispuserem de maneira que os raios nucleares relativos aos pontos principais (intersecção do eixo ótico com o plano do fotograma) se apresentarem em prolongamento um do outro e segundo uma linha paralela à base.

Aliás, essa condição, segundo Gruber, deve ser satisfeita para fotogramas cujos planos tenham sofrido uma inclinação relativa e mesmo um deslocamento relativo em profundidade, desde que eles se orientem de forma a se projetarem sobre um plano comum paralelo à base.

Dispostos os fotogramas como acabamos de ver acima, diz-se que a orientação é normal.

Adotando para eixo das abcissas na foto da esquerda o raio nuclear que passa pelo ponto principal, na foto da direita esse eixo passará pela imagem do mesmo ponto principal (ponto focal na foto da direita); o eixo das abcissas na foto da direita passará por sua vez pelo ponto principal e pelo ponto focal na foto da esquerda. Pelo que foi exposto acima, esses eixos coincidem, isto é, estão em prolongamento um do outro e sobre uma paralela à base.

Adotaremos para eixos das ordenadas as normais ao eixo das abcissas tiradas pelos pontos principais.

Chama-se paralaxe horizontal de um ponto do espaço a diferença entre as abcissas da imagem desse ponto, medidas numa e noutra foto e se representa pela letra  $p$ .

Paralaxe vertical será a diferença de ordenadas das imagens do ponto medida nas mesmas condições.

Orientados os fotogramas pelos eixos nucleares, as paralaxes verticais se anulam e como essa paralaxe perturba o relêvo no modelo estereoscópico, segue-se que a orientação pelo critério acima é a que dá o relêvo

máximo, tornando, portanto, mais perfeita a observação estereoscópica.

A figura 1 representa um par de fotogramas I e II, projetados em um plano comum, de eixos óticos paralelos e normais à base B, sendo esta o segmento compreendido entre duas posições sucessivas do centro ótico da câmara.

Para um ponto M qualquer no espaço a paralaxe horizontal ou simplesmente paralaxe, será

$$p = x_1 - x_2$$

Sendo H a profundidade do ponto M em relação à base B, tiremos pelo centro ótico  $O_1$  uma paralela ao raio visual  $O_2M$ . Formaremos, assim, dois triângulos semelhantes  $O_1MM'$  e  $O_1M_1M'_1$ , dos quais obteremos:

$$\frac{p}{B} = \frac{f}{H} \text{ ou } p = \frac{Bf}{H} = x_1 - x_2 \quad (1)$$

Sendo B e f constantes, dada a paralaxe  $p$  pode-se calcular a altura H ou vice-versa.

Da paralaxe depende a profundidade do ponto de encontro dos raios luminosos  $O_1M$  e  $O_2M_1$ , daí a sensação de relêvo na observação do modelo estereoscópico.

Si em cada foto fizermos uma marca de ordenadas iguais, na observação estereoscópica essa marca se nos apresentará com uma profundidade que é função da paralaxe, isto é, do ângulo formado pelos raios luminosos correspondentes. Será tanto maior a sensação de profundidade quanto menor a paralaxe. A imagem assim formada dar-nos-á a impressão de estar flutuando sobre o modelo estereoscópico, penetrando ou pairando sobre êle.

Si medirmos a paralaxe da marca assim construída, poderemos calcular a sua profundidade e vice-versa, como dissemos anteriormente.

Suponhamos agora que as imagens dessa marca ou ponto fictício estejam presas a uma base rígida, mantida, portanto, invariável a distância entre as mesmas e que essa base rígida, conservando-se paralela à base de observação ou base estereoscópica, possa ser dotada de um movimento de translação.

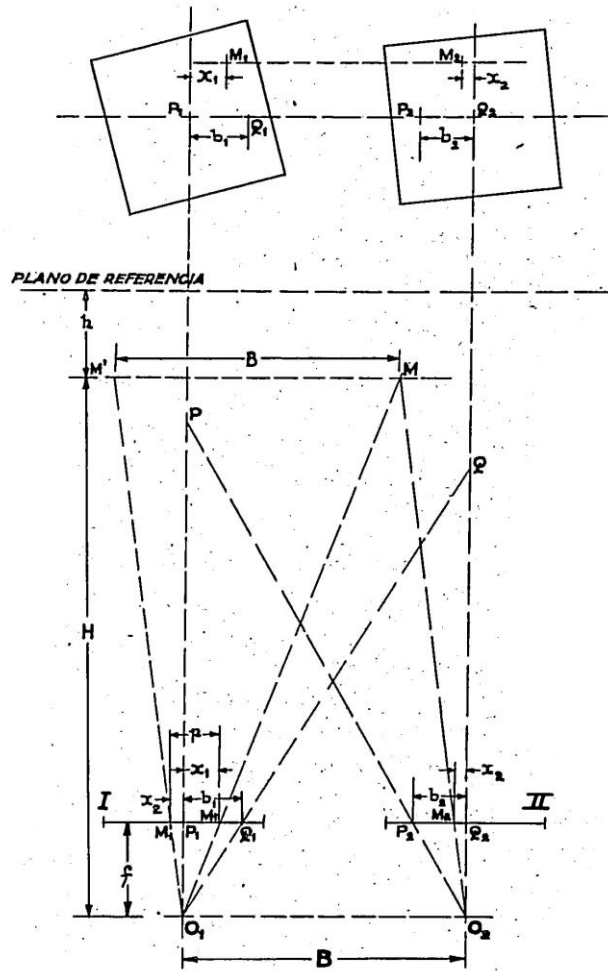


Fig. 1

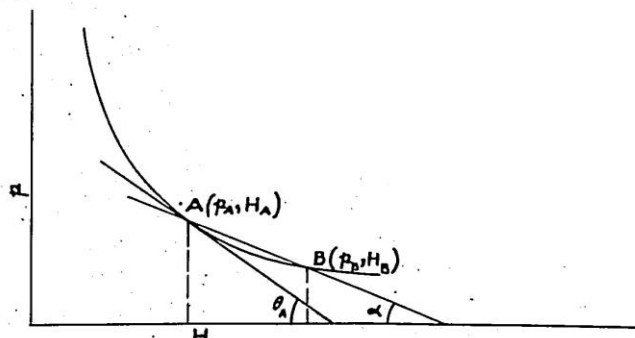


Fig. 2

## BOLETIM DA INSPETORIA DE SECAS

Nessas condições, o ponto fictício no espaço se deslocará, permanecendo, porém, constante a profundidade.

Conhecida a profundidade, o ponto de contacto do ponto fictício com o modelo estereoscópico, marcará um ponto da curva de nível cuja cota corresponde à profundidade dada.

Na prática se realiza o deslocamento de translação por dispositivos mecânicos diversos, comandados pelo observador.

O ponto movel chama-se índice movel ou simplesmente índice.

O traçado das curvas de nível se resume, portanto, na medida de paralaxes.

As profundidades nos modelos estereoscópicos são fixadas pelas cotas de pontos terrestres de referência, escolhidos previamente e levantados pelos processos habituais de topografia ou de geodésia. As imagens dos pontos assim fixados no terreno aparecem nos pares estereoscópicos e sobre elas se baseia o processo da construção das curvas de nível.

A medida direta da paralaxe, principalmente das marcas índices, é, porém, delicada e exige dispositivos especiais de precisão, encarecendo a aparelhagem.

Simplifica-se o problema recorrendo à medida das diferenças de paralaxe.

Para dois pontos quaisquer A e B a equação

$$p = \frac{B f}{H} \text{ se escreve}$$

$$p_A = \frac{B f}{H_A} \text{ e } p_B = \frac{B f}{H_B}$$

ou seja  $\frac{p_A}{p_B} = \frac{H_B}{H_A}$  ou ainda

$$\frac{p_A - p_B}{p_B} = \frac{H_B - H_A}{H_A} \text{ ou finalmente}$$

$$\frac{p_A - p_B}{H_B - H_A} = \frac{p_B}{H_A} = \Delta = \frac{B f}{H_A H_B} \quad (2)$$

$p_A - p_B$  é a diferença de paralaxe entre A e B.

$H_B - H_A$  é a diferença de altitude entre A e B.

Conclue-se, portanto, que entre dois pontos de cotas conhecidas, a diferença de paralaxe por unidade de diferença de altitude é dada pela relação entre a paralaxe de um dos pontos e a profundidade do outro. Desaparece, portanto, a necessidade de medir diretamente a paralaxe do índice movel.

Medida por um processo qualquer a paralaxe de um dos pontos de referência, a relação  $\frac{p_B}{H_A}$  fornece imediatamente o valor da diferença da paralaxe por unidade de elevação ou de abaixamento a partir de um dos pontos, tomada como origem.

Os restituidores mais simples estereógrafos — dispõem de um parafuso micrométrico em uma das extremidades da base rígida, pelo qual é possível deslocar uma das imagens do ponto índice, com a aproximação de 0,01 milímetro habitualmente. Um parafuso de calagem na outra extremidade permite ajustar as marcas índices em um dos pontos de referência do terreno. Bastará, depois, girar o micrômetro da quantidade dada pelo cálculo de  $\frac{p_B}{H_A}$  para que o índice esteja regulado para a profundidade  $H_A \pm 1 \text{ m.}$  ou  $H_B \mp 1 \text{ m.}$

Vejamos como proceder para medir a paralaxe de um dos pontos de referência.

Desenhada em escala conveniente, a aerotriangulação da faixa a restituir, seja pelo processo gráfico nos levantamentos expeditos, seja pelo numérico nos casos de maior rigor, seja ainda mediante um restituidor de maior precisão, podem-se medir com aproximação suficiente, as dimensões das bases aéreas referentes a cada par.

Na equação  $p = \frac{B f}{H}$ , B e f são constantes e H representa a profundidade do ponto considerado, a relação  $\frac{p}{H}$  fica determinada.

Retomemos, agora, a equação

$$p = \frac{B f}{H} \text{ ou}$$

BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

$H_p = Bf$  que representa uma hipérbole equilátera referida às assíntotas, da forma:

$$xy = C$$

onde as abscissas representem as profundidades e as ordenadas as paralaxes.

Tomemos sobre essa hipérbole (fig. 2) um ponto A.

O coeficiente angular da tangente nesse ponto A dá a variação da paralaxe em relação à profundidade, nesse mesmo ponto.

Diferenciando a equação da hipérbole vem

$$x dy + y dx = 0 \quad \text{e portanto}$$

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{dy}{dx} = -\frac{y}{x}$$

Dai se conclue que para um determinado ponto A, e praticamente para os pontos visinhos, a variação unitária da paralaxe é dada pela relação:

$$\Delta = \frac{p_A}{H_A} = \frac{B f}{H_A^2} \quad (3)$$

Isso, porém, só se verifica para diferenças de nível pequenas em torno do ponto de referência. Quando o intervalo é grande, torna-se necessário empregar maior número de pontos de referência.

Seja B um segundo ponto de referência para o qual a paralaxe é  $p_B$  e a profundidade  $H_B$ .

A variação em torno de B se obtém como ficou visto acima.

Pode-se, porém, evitar o emprêgo de numerosos pontos de referência, pelos quais o intervalo seria dividido em faixas de extensão reduzida, procurando a variação média entre os pontos dados A e B, variação essa que é dada pela inclinação da reta que une os dois pontos.

Seendo  $a$  a inclinação, a figura 2, nos dá:

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} a &= \frac{y_A - y_B}{x_B - x_A} = C \frac{\frac{1}{x_A} - \frac{1}{x_B}}{x_B - x_A} = \\ &= C \frac{\frac{x_B - x_A}{x_A x_B}}{x_B - x_A} = \frac{C}{x_A x_B} \end{aligned}$$

$$\text{Mas } \frac{C}{x_A} = y_A \quad \text{então}$$

$$\operatorname{tg} a = \frac{y_A}{x_B} = \frac{p_A}{H_B} = \frac{p_A - p_B}{H_B - H_A} = \Delta$$

conforme tínhamos visto antes.

O pequeno estudo sobre paralaxe que entregamos ao "Boletim" representa mais uma despreziosa contribuição para a divulgação dos processos aerofotogramétricos de levantamento aos quais, esperamos firmemente, o Brasil terá que recorrer, para tornar uma realidade próxima, sua carta. Assim o compreenderam inúmeros países, mesmo europeus, que já possuíam cartas completas, e assim o entenderam vários países da América, dentre os quais convem citar os E. U. da A. do Norte, a Argentina e a Venezuela. No Brasil, um grande movimento se nota nesse sentido, amparado pelo prestígio do Conselho de Geografia, com a colaboração preciosa das organizações do Exército e da Marinha.

Empresas particulares já começam a se formar com êsse objetivo, relevando citar a organização da Condor, bastante completa em pessoal técnico e material.

Exclusão feita dos serviços Geográficos do Exército e da Marinha, que desde longo tempo vem trabalhando em levantamentos dessa natureza, com o objetivo militar exclusivo, só o Ministério da Agricultura vinha cogitando do assunto, sem porém conseguir dar eficiência completa ao serviço por dificuldades financeiras.

A êsse grupo de pioneiros, a Inspetoria de Sêcas veio se juntar, tendo iniciado seus trabalhos em 1939, no vale do rio S. Francisco, dispondo para êsse fim de dois aviões Bellanca, duas câmaras aerofotogramétricas para films de 19 cms, dois multiplex de 9 projetores, além da aparelhagem suplementar de laboratório. Dos resultados obtidos o Boletim fará oportunamente uma publicação, continuando dessa forma seu programa de divulgação.

# Serviço aerofotogramétrico

## TOMADA DE VISTAS COM A CÂMARA AEROFOTOGRAFÉTRICA ZEISS GRANDE ANGULAR. FOCO 10 CMS.

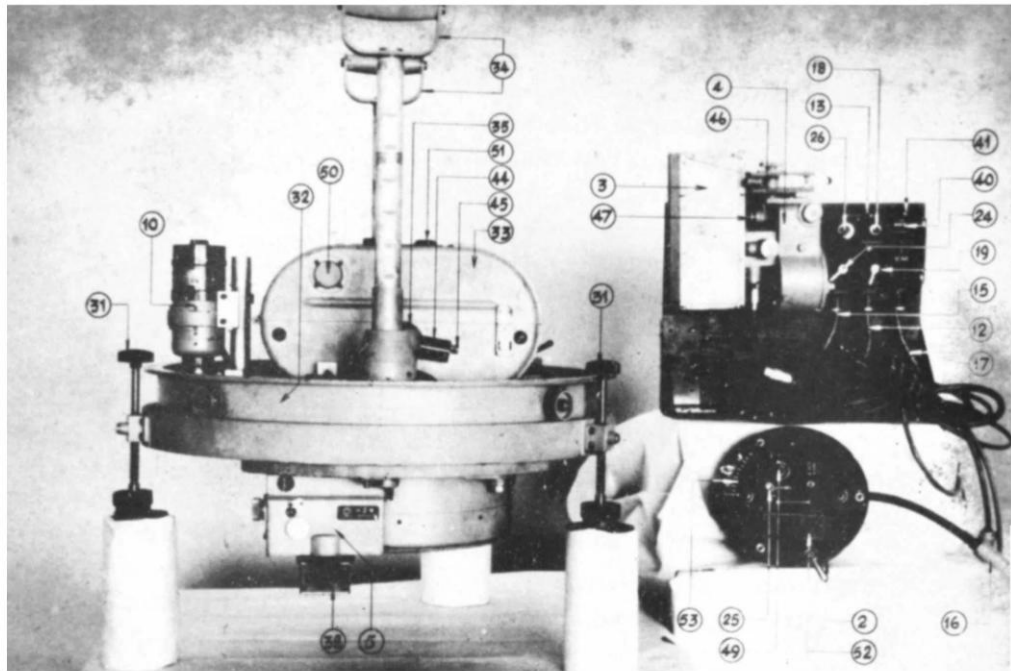
### Rotina de operação para o fotógrafo operador

- 1) — Carregar no Laboratório os chassis da câmara aerofotogramétrica, assim como os das câmaras auxiliares do estatoscópico e de horizonte, observando cuidadosamente as instruções especiais.
- 2) — Preparar os estatoscópios de acôrdo com as instruções especiais, observando rigorosamente o seguinte:
  - a) — o gêlo pisado deve ser colocado no recipiente da garrafa térmica, meia hora antes de transportar os estatoscópios para o avião, conservando a torneira na posição “transporte”;
  - b) — durante o transporte para o avião e durante o rolamento, a torneira deve ser mantida na posição de “transporte”;
  - c) — ao decolar o avião, a torneira deve ser posta na posição “subida” ou “descida”;
  - d) — ao iniciar o trabalho fotográfico (avião na altitude de serviço), a torneira deve ser posta na posição “operação”;
- 3) — Limpar cuidadosamente com papel de seda os filtros (1), objetivas e visor de recobrimento (2).
- 4) — colocar o estatoscópico (3) e respectiva câmara (4).
- 5) — Colocar a câmara de horizonte (5).
- 6) — Verificar as ligações do tubo de ar comprimido (6) da câmara ao manômetro (7) e dêste à tomada de ar exterior (8).
- 7) — A instalação elétrica de bordo estando em perfeitas condições, de acôrdo com a papeleta fornecida pelo mecânico chefe, proceder às seguintes ligações elétricas:
  - a) — cabo (9) do motor (10) à tomada (11) da câmara fotogramétrica;
  - b) — cabo (12) do quadro de comando (13) à tomada (14) da câmara fotogramétrica;
  - c) — cabo (15) do quadro de comando à tomada (16) do visor;
  - d) — cabo (17) (feeder) do quadro de comando à fonte de energia (bateria de 12 volts) com um fusível de 15A em série.
- 8) — Verificar o funcionamento do obturador da câmara fotogramétrica e das lâmpadas de impressão do relógio, contador, nível de bolha, índices do quadro e foco da câmara, usando para isso exposições individuais mediante o botão (18), o comutador (19) devendo permanecer na posição desligado. As lâmpadas são acessíveis através dos suportes de rosca (20), (21) e (22).
- 9) — Dar corda e acertar o relógio (23).
- 10) — Regular pelo cronômetro, o funcionamento em série da câmara fotogramétrica, procedendo da seguinte forma:

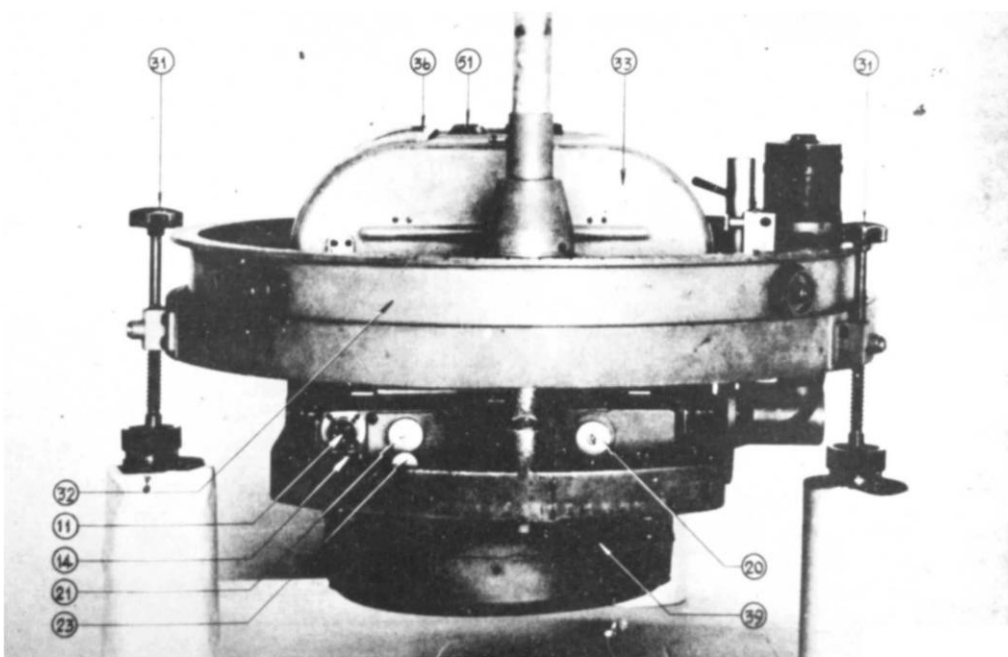


## BOLETIM DA INSPETORIA DE SECAS

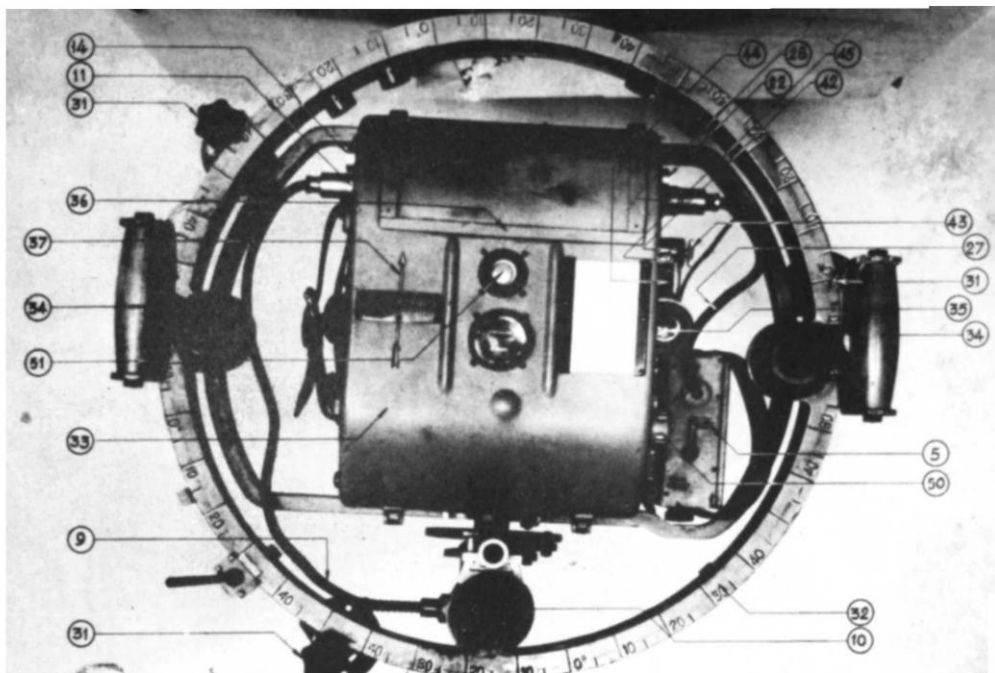
- a) — verificar, de acôrdo com o intervalo de exposição, si o movimento do regulador de recobrimento deve ser rápido (S) ou lento (L) notando que para o movimento rápido o intervalo está entre os limites 10 e 55 segundos e para o movimento lento entre os limites 20 e 110 segundos.
- O intervalo de exposição será fornecido pelo diretor de vôo a quem compete seu cálculo definitivo tendo em vista o recobrimento e a altura de vôo impostos no programa e a velocidade do avião;
- b) — colocar os comutadores (24) e (25) em correspondência com o movimento escolhido anteriormente e fazer funcionar a câmara fotogramétrica regulando o intervalo pelo botão de afinagem (26).
- 11) — Verificar o funcionamento das câmaras de horizonte e de estatoscópio depois de efetuar as seguintes ligações elétricas:
- a) — cabo (27) da câmara de horizonte à tomada bipolar (28) da câmara fotogramétrica;
- b) — cabo (29) da câmara de estatoscópio à tomada tripolar (30) da câmara fotogramétrica.
- 12) — Verificar o funcionamento dos parafusos calantes (31), do anel de deriva (32) e colocar o chassis (33).
- 13) — Verificar se a manivela de acionamento manual está a bordo;
- 14) — Aguardar que o avião tenha atingido a altura de 300 m. e baixar a câmara fotogramétrica para a posição de trabalho, utilizando os punhos (34).
- 15) — Logo que o avião atinja a altura de trabalho, regular em definitivo o recobrimento, observando ao mesmo tempo o sincronismo no visor, mantendo o comutador (19) na posição desligado.
- 16) — Estando o índice (35) na posição "schieber frei" retirar a tampa do chassis da câmara fotogramétrica puxando-a até o baste limitador (36).
- 17) — Verificar si a seta (37) do chassis está em posição normal à direção do vôo quando tiver que operar com câmara de horizonte; em caso contrário, a seta deverá estar colocada na direção do vôo; as fotos de horizonte são tomadas na direção do vôo, e para ré devendo ser verificada a posição do prisma (38).
- 18) — Regular o tempo de exposição pelo botão (39).
- 19) — Antes de iniciar o trabalho fotográfico fazer funcionar o conjunto: câmara fotogramétrica, câmara de horizonte e câmara de estatoscópio de maneira a serem feitas 2 ou 3 exposições de experiência. O comutador (19) deve então estar na posição de ligado.
- 20) — Interromper o funcionamento das câmaras pelo comutador (19) e ajustar os contadores a zero, procedendo da seguinte forma:
- o contador geral de exposições (40) do quadro de comando pelo botão (41);
  - o contador externo (42) da câmara fotogramétrica pelo botão (43) que também manobra o registrador interno; a ajustagem a zero do contador externo importa em ajustar a zero o interno;
  - o contador (44) do chassis pelo botão (45);
  - o contador (46) da câmara de estatoscópio pelo botão (47);



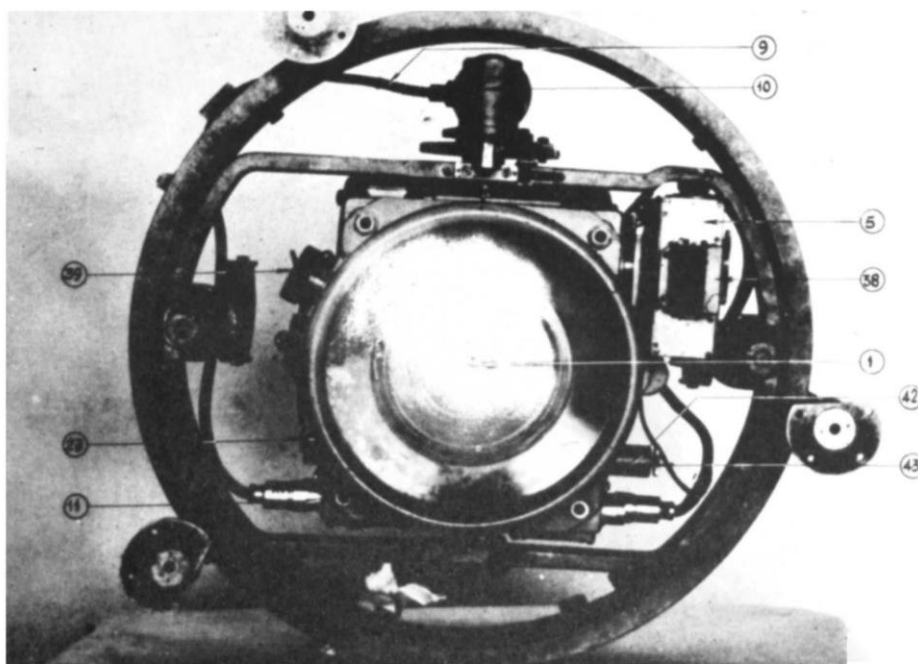
*Câmara fotogramétrica — Câmara de estatoscopia — Visor de recobrimento e controle de deriva*



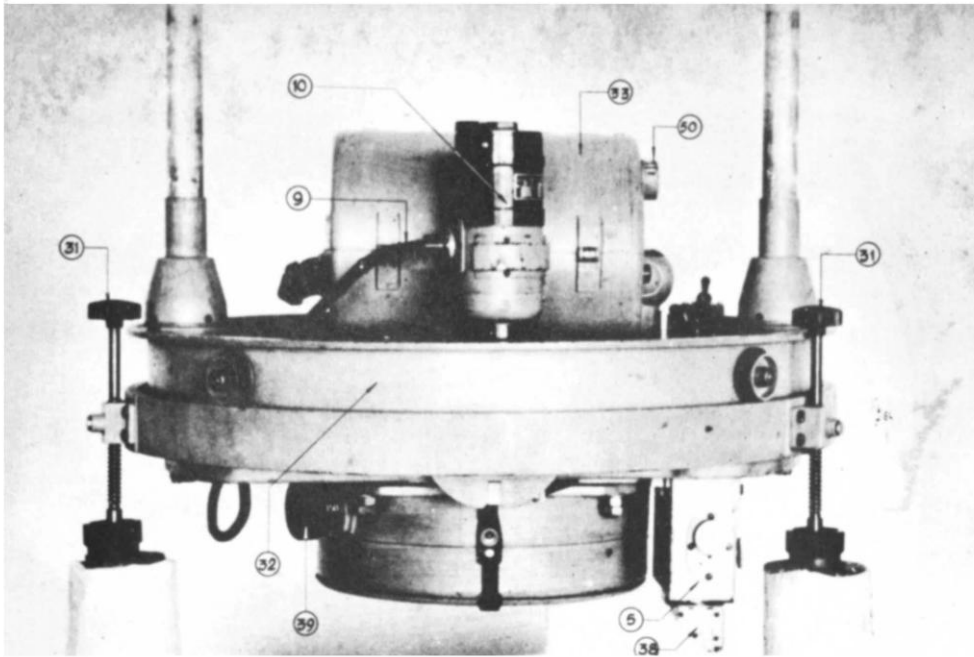
*Câmara fotogramétrica — Vista de lado*



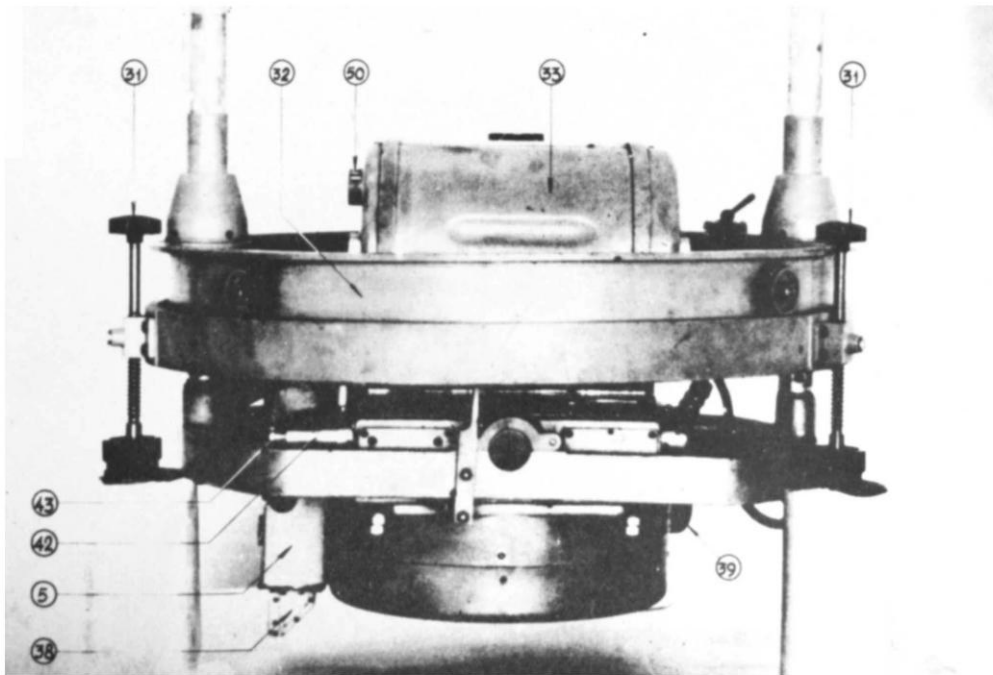
*Câmara fotogramétrica — Vista de cima*



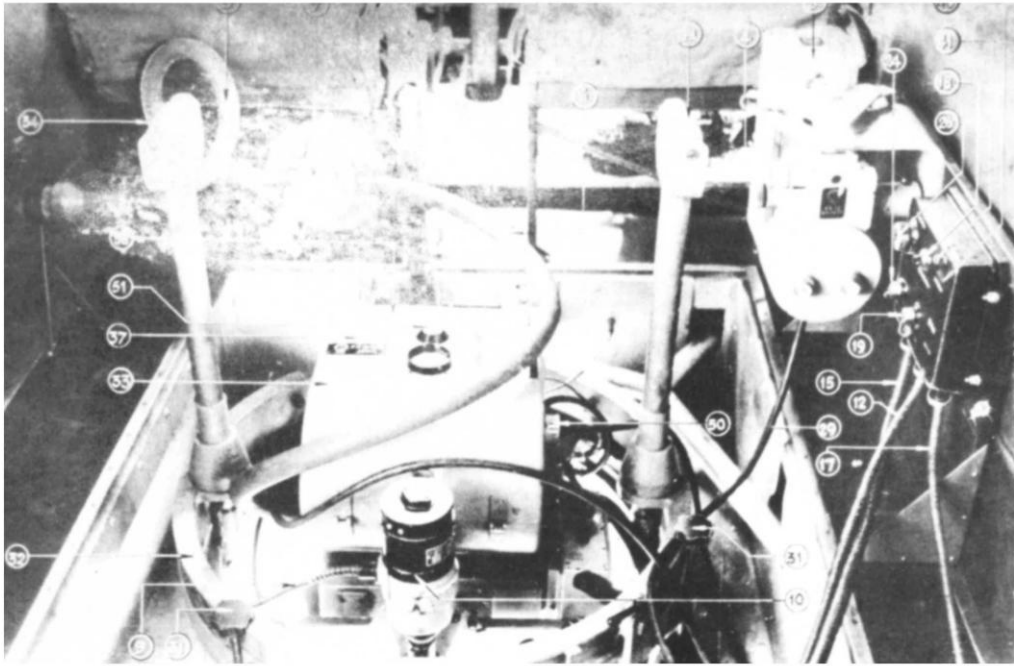
*Câmara fotogramétrica — Vista de baixo*



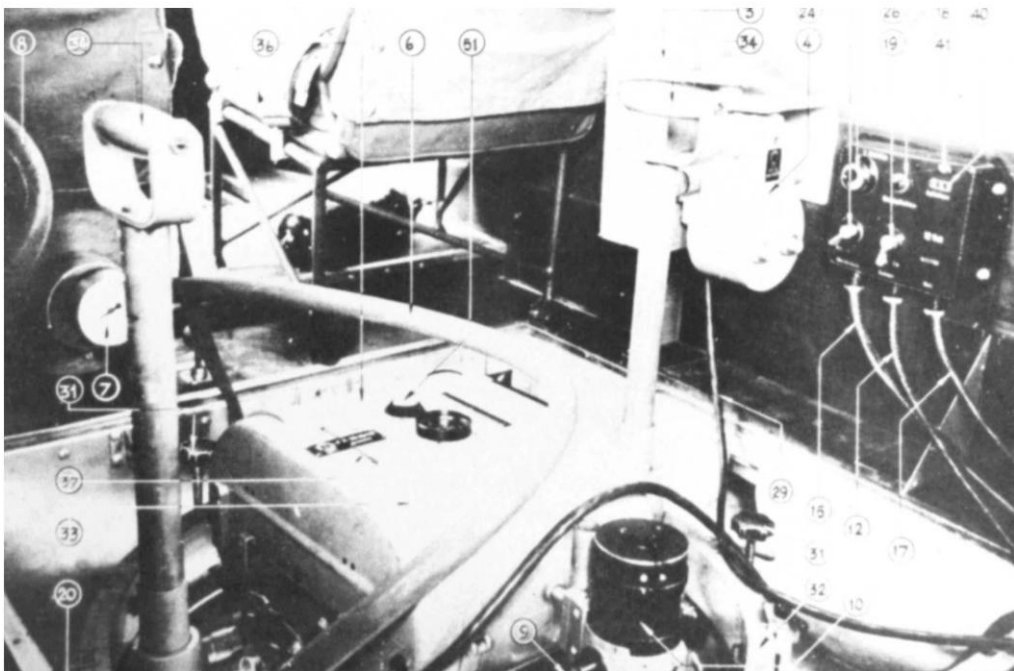
*Câmara fotogramétrica — Vista de lado*



*Câmara fotogramétrica — Vista de lado*



*Interior do avião mostrando o conjunto do aparelhamento fotogramétrico*



*Interior do avião mostrando o conjunto do aparelhamento fotogramétrico*

## BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

- o contador (48) da câmara de horizonte pelo botão (49).
- 21 — A faixa fotográfica deve ser iniciada com uma ou duas exposições antes da estação de referência fazendo-se a cronometragem desde a 1.<sup>a</sup> exposição até se conseguir o intervalo definitivo. A correção deve ser feita suavemente pelo botão de afinagem (26).
- 22 — Durante o trabalho acompanhar o funcionamento:
- do filme no chassis pelo índice (50) e contador (44);
  - do obturador da câmara principal pelo contador (42);
  - das câmaras auxiliares pelos contadores respectivos (46) e (48);
  - do regulador de superposição e deriva pelo índice (49);
  - do planificador de filme fotogramétrico pelo manômetro (7), regulando a respectiva válvula de modo a manter a pressão aerodinâmica entre 4 e 6 cm. de água.
- 23 — No momento da exposição verificar o nivelamento da câmara pelo nível exterior (51) corrigindo as inclinações com o auxílio dos parafusos calantes (31).
- 24 — Acompanhar cuidadosamente as variações de deriva pelo visor (52), medindo-as no setor graduado (53) e corrigindo-as no anel de deriva (32) da câmara fotogramétrica;
- 25 — A faixa fotográfica deve ser prolongada com 2 fotos além da estação final de referência;
- 26 — Realizada uma faixa, deve-se paralisar o funcionamento do conjunto, usando para isso simplesmente o comutador (19) colocando-o na posição “desligado”, não se devendo fechar o chassis.
- 27 — Feita a reversão ou colocado o avião no rumo da faixa seguinte, inicia-se o trabalho ligando novamente o comutador (19) de modo a se obterem duas fotos antes da estação inicial. Repete-se a cronometragem conforme ficou estabelecido no item 21, tendo-se o cuidado de conservar a sequência da numeração dos contadores, não se devendo, portanto, fazer novo ajustamento a zero.
- 28 — Verificada a interrupção de funcionamento na câmara fotogramétrica, retirar o motor, desligar o cabo (9) da tomada (11), colocar rapidamente a manivela de acionamento manual e prosseguir o trabalho, medindo o intervalo a cronômetro.
- 29 — Terminado o programa de tomada de vistas do dia e antes de iniciar a descida, colocar a torneira do estatoscópio na posição “descida”, suspender a câmara fotogramétrica pelos punhos (34) e fechar o chassis; pouco antes de tocar o terreno, colocar a torneira na posição “transporte”.
- 30 — Pousado o avião, retirar o chassis, fechar a câmara fotogramétrica com a tampa apropriada, colocar a tampa protetora da objetiva, retirar a câmara de horizonte, desfazer as ligações elétricas, colocar a capa protetora de pano e retirar o estatoscópio conservando a torneira na posição “transporte”.
- 31 — Ao deixar o avião, comunicar por escrito ao mecânico chefe as anormalidades verificadas na aparelhagem fotográfica durante o vôo.
- 32 — Entregar ao chefe do S. Aeronáutico os elementos constantes do Regulamento n. 4 S.F.
- 33 — Entregar ao encarregado do laboratório os chassis da câmara fotogramétrica, da câmara de horizonte e da câmara do estatoscópio.



## ASSISTÊNCIA MÉDICA

Dados estatísticos referentes aos meses de Outubro, Novembro e Dezembro de 1939

### BOLETIM DA INSPECTORIA DE SECCAS

ESPECIFICAÇÃO	1.º Distrito	2.º Distrito	Pernambuco	Bafia	Alto Piranhas	Piauí	Total
Pessoas atendidas (consultas) .....	3.215	1.525	1.165	1.714	3.051	364	11.034
Receitas aviadas .....	5.664	2.090	889	1.460	4.374	399	14.876
Pequenas intervenções cirúrgicas .....	41	46	34	72	35	5	233
Injeções aplicadas .....	6.433	1.017	1.427	144	3.271	1.017	13.309
Curativos .....	2.505	1.535	946	2.410	1.757	533	9.746
Vacinação anti-tíficas, via hipodérmica .....	170	639	274	315	199	—	1.597
Vacinação e revacinação anti-variólicas .....	—	1	58	502	29	—	590
Quinizinações .....	—	—	—	—	—	—	—
Totalidade de óbitos .....	7	5	17	1	—	1	31
Óbitos por doenças contagiosas (adultos) .....	5	—	4	1	—	—	10
Óbitos por doenças contagiosas (creanças) .....	1	5	13	—	—	—	21
Casos de gripe .....	299	185	255	258	32	54	1.083
Casos de varióla .....	—	—	—	24	—	—	24
Casos do grupo tífico-paratífico .....	—	—	2	—	—	—	2
Casos de disenterias .....	29	48	3	52	6	9	147
Casos de impaludismo .....	26	6	8	59	—	201	300
Hospitalizados .....	—	—	3	—	5	—	8
Acidentados .....	76	10	10	106	44	20	266
Diets ministradas .....	8	75	156	42	—	4	285
Fossas construídas .....	4	—	1	—	—	—	5
Despesas { Pessoal .....	27.396\$800	19.790\$000	9.306\$000	9.500\$000	16.215\$500	6.990\$000	89.198\$300
{ Material .....	14.293\$700	1.962\$900	3.846\$500	3.714\$000	7.133\$800	1.713\$900	32.664\$800
Total .....	41.690\$500	21.752\$900	13.152\$500	13.214\$000	23.349\$300	8.703\$900	121.863\$100

BOLETIM DA INSPETORIA DE SECAS

ASSISTÊNCIA MÉDICA

Dados estatísticos referentes aos meses de Janeiro, Fevereiro e Março de 1940

Especificações	1.º Distrito	2.º Distrito	Pernambuco	Baía	Alto Piranhas	Piauí	Total
Pessoas atendidas (consultas)	3.051	1.501	1.374	503	2.963	541	9.933
Receitas aviadas	5.364	2.004	1.167	548	4.072	451	13.606
Pequenas intervenções cirúrgicas	64	36	21	11	28	7	167
Injeções aplicadas	6.059	1.205	1.633	357	2.333	784	12.371
Curativos	2.271	1.343	1.094	801	1.660	399	7.568
Vacinação anti-tíficas, via hipodérmica	6	721	26	240	260	—	1.253
Vacinação e revacinação anti-variolóicas	12	60	—	—	19	—	91
Quinizações	—	—	—	—	—	—	—
Totalidade de óbitos	7	—	21	—	—	5	33
Óbitos por doenças contagiosas (adultos)	2	—	7	—	—	—	9
Óbitos por doenças contagiosas (creanças)	4	—	14	—	—	—	18
Casos de gripe	305	234	118	88	24	42	811
Casos de variola	—	—	—	—	—	—	—
Casos do grupo tífico-paratífico	—	—	14	—	—	—	14
Casos de disenterias	46	82	43	33	9	5	218
Casos de impaludismo	—	1	—	2	—	405	408
Hospitalizados	—	—	—	—	1	—	1
Acidentados	106	3	15	1	52	17	194
Diets ministradas	—	75	230	68	—	4	377
Fossas construídas	9	—	—	—	—	—	9
Despesas { Pessoal	24:518\$000	18:840\$000	9:620\$000	6:750\$000	15:758\$200	7:270\$000	82:762\$200
{ Material	16:280\$300	1:852\$200	2:506\$200	906\$400	5:950\$300	5:373\$700	32:869\$100
Total	40:798\$300	20:692\$200	12:126\$200	7:656\$400	21:708\$500	12:649\$700	115:631\$300

## Ligeiros comentários aos quadros de Assistência Médica da Inspetoria Federal de Obras contra as Sêcas, relativos aos meses de Outubro a Dezembro de 1939 e de Janeiro a Março de 1940

O presente número do "Boletim" publica dois quadros sobre o movimento médico-profilático da I. F. O. C. S., atinentes, respectivamente, ao último trimestre de 1939 (outubro, novembro e dezembro) e primeiro trimestre do corrente ano (janeiro, fevereiro e março).

A seguir damos o resumo desses quadros:

*Serviços de clínica* — Foram atendidas em consultas um total de 20.697 pessoas; aviaram-se 28.482 receitas, praticaram-se 400 pequenas intervenções cirúrgicas; aplicaram-se 25.680 injeções, por diversas vias; executaram-se 17.314 curativos e ministraram-se 662 dietas.

*Serviços de profilaxia* — Consistiram em 2.850 vacinações anti-tíficas injetáveis e 681 vacinações e revacinações anti-variólicas.

*Serviços sanitários* — Além de diversas medidas gerais de caráter sanitário, construíram-se 14 fossas sanitárias: 13 no 1.º Distrito e 1 na Comissão de Estudos e Obras nos Estados de Pernambuco e Alagoas.

*Acidentados* — Montou a 643 o total de pessoas vítimas de acidente quando trabalhavam, destes, 300 ficaram temporariamente impossibilitados de voltar ao serviço.

*Obituário* — A totalidade de óbitos durante os dois trimestres acima citados, ascendeu a 64, sendo motivados por doenças contagiosas 58, dos quais 19 em adultos e 39 em crianças.

### DOENÇAS CONTAGIOSAS

*Variola* — Notificaram-se 24 casos, todos na Comissão de Estudos e Obras nos Estados da Baía e Sergipe, no mês de outubro de 1939 e em adultos.

*Gripe* — Verificaram-se 1894 casos: 604 no 1.º Distrito, 419 no 2.º Distrito, 373 na Comissão de Estudos e Obras nos Estados de Pernambuco e Alagoas, 346 na Comissão de Estudos e Obras nos Estados da Baía e Sergipe, 56 na Comissão do Alto Piranhas e 96 na Comissão de Estudos e Obras no Estado do Piauí.

*Doenças do grupo tifo-paratíficas* — Registraram-se 16 casos, todos na Comissão de Estudos e Obras nos Estados de Pernambuco e Alagoas, em adultos, sendo 14 casos verificados no período do primeiro trimestre do corrente ano.

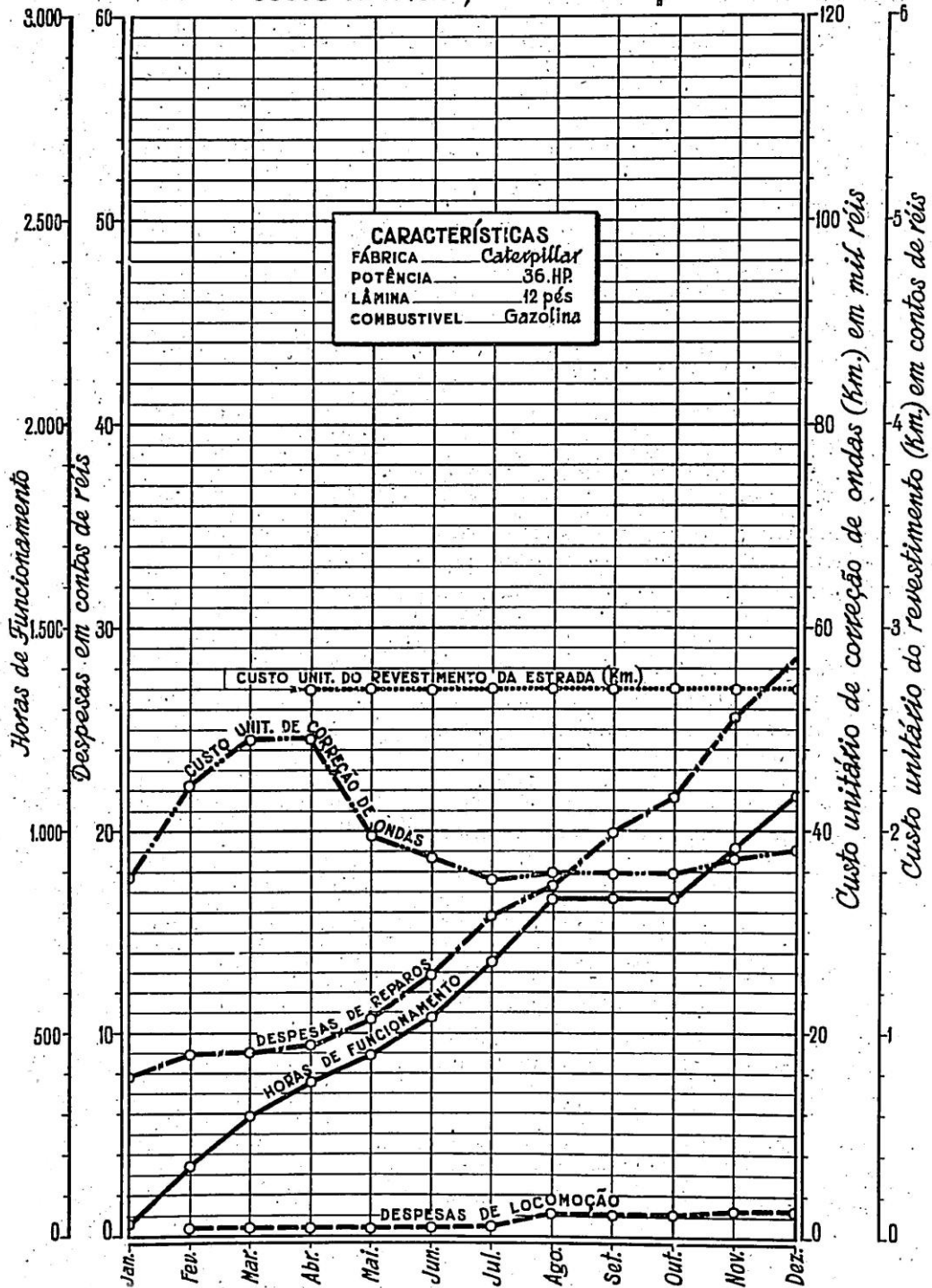
*Disenterias* — Foram registrados 365 casos: 75 no 1.º Distrito, 130 no 2.º Distrito, 46 na Comissão de Estudos e Obras nos Estados de Pernambuco e Alagoas, 85 na Comissão de Estudos e Obras nos Estados da Baía e Sergipe, 15 no Alto Piranhas e 14 na Comissão de Estudos e Obras no Estado do Piauí.

*Impaludismo* — Apresentaram-se 708 casos: 26 no 1.º Distrito, 7 no 2.º Distrito, 8 na Comissão de Estudos e Obras nos Estados de Pernambuco e Alagoas, 61 na Comissão de Estudos e Obras nos Estados da Baía e Sergipe e 606 na Comissão de Estudos e Obras no Estado do Piauí.

# Estatística Anual da AUTO-PATROL - Pt. 1.009

1938

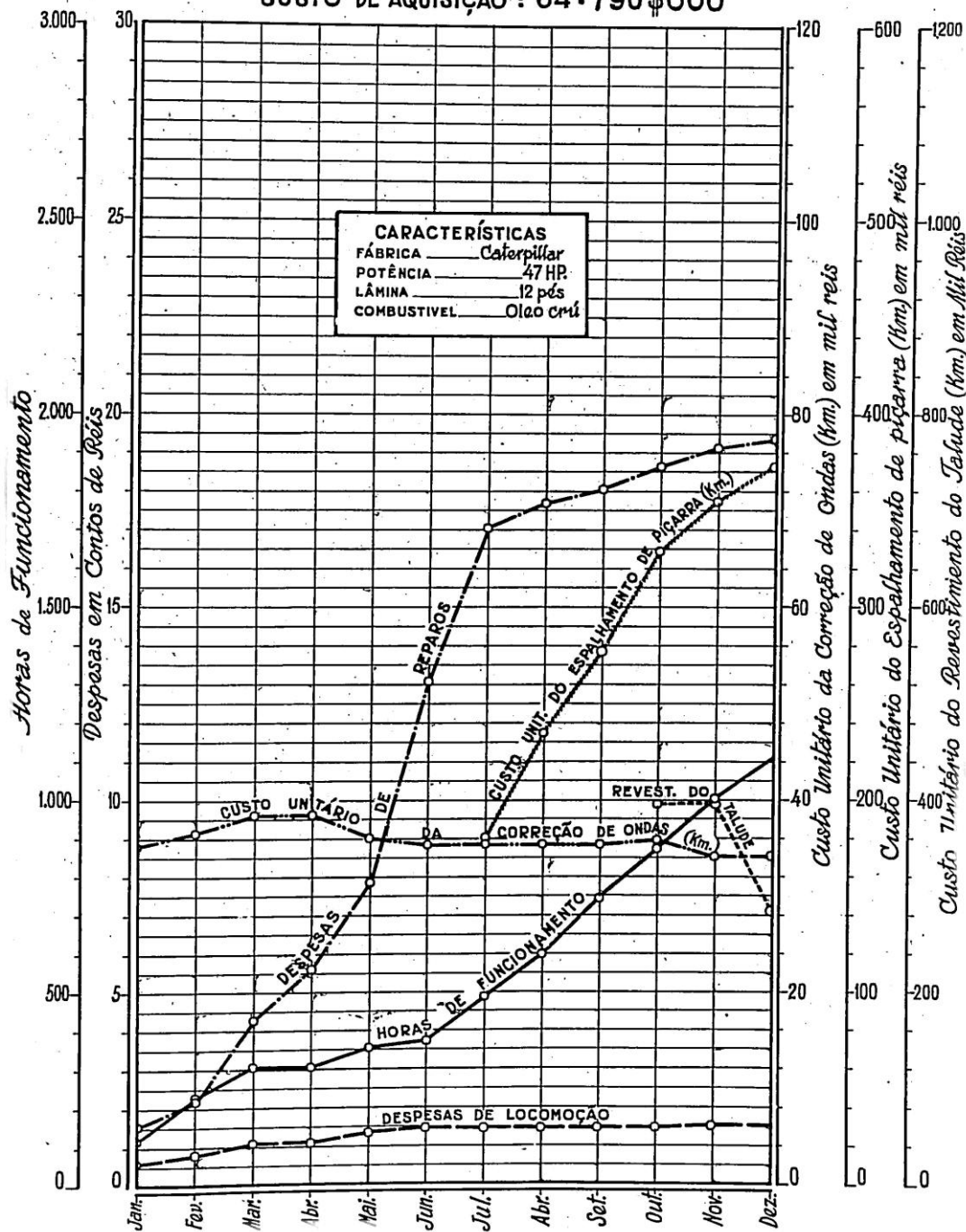
CUSTO DE AQUISIÇÃO : 56:325\$500



# Estatística Anual da AUTO-PATROL - Pt. 1.011

— 1938 —

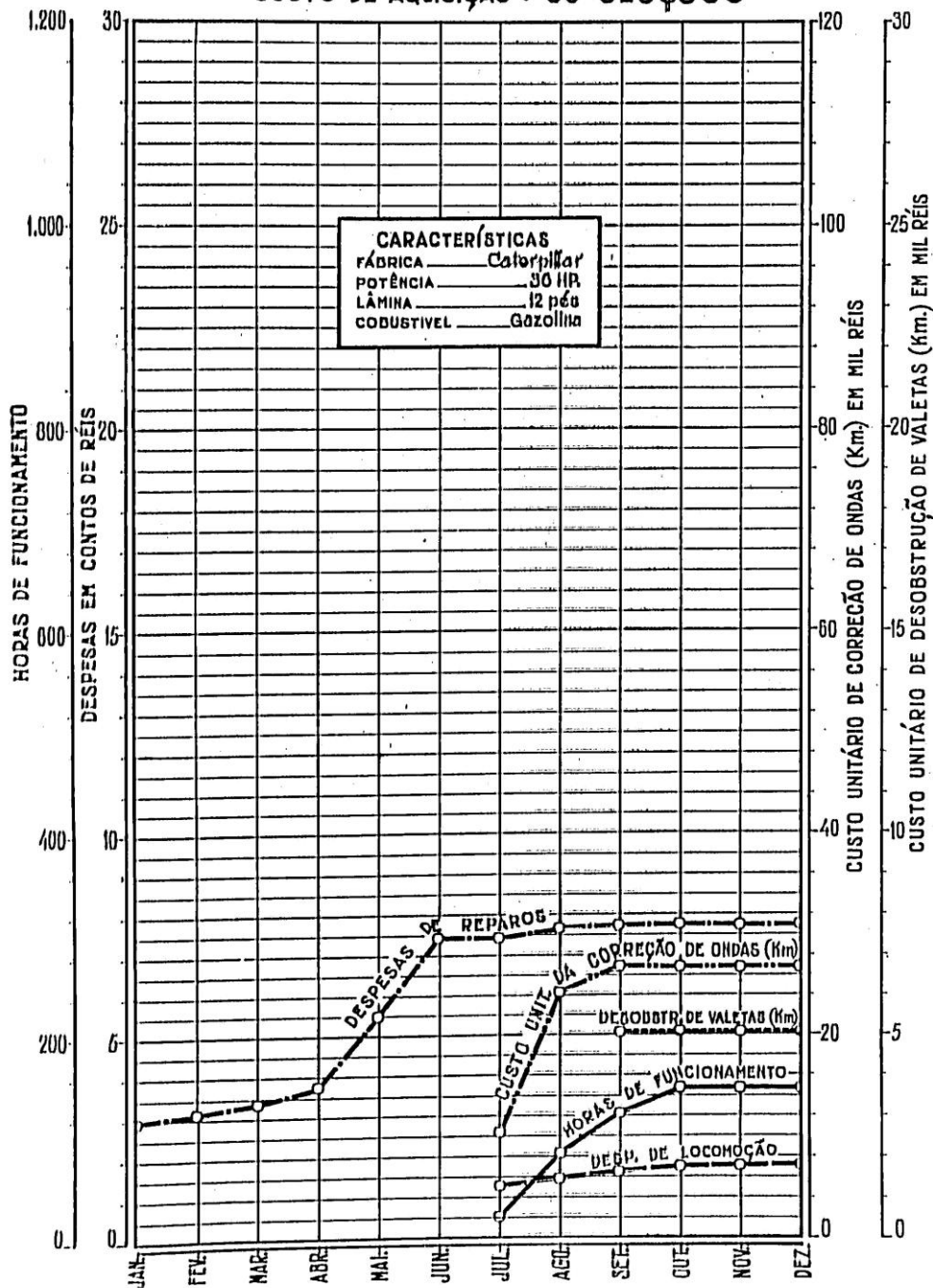
CUSTO DE AQUISIÇÃO : 64:790\$000



# Estadística Anual da AUTO-PATROL - Pt. 2.009

— 1938 —

CUSTO DE AQUISIÇÃO : 56:325\$500

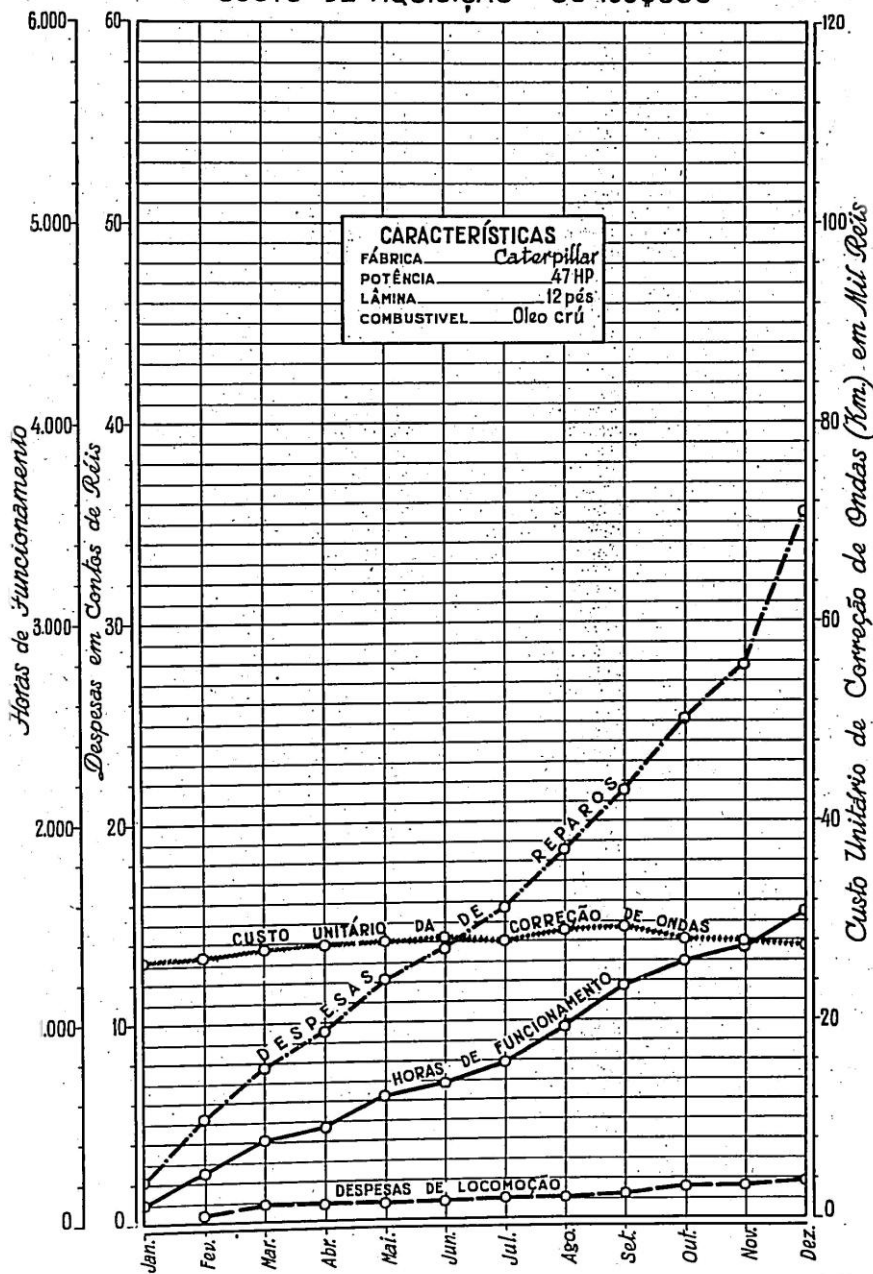




# Estatística Anual da AUTO-PATROL - Pt. 2011

— 1938 —

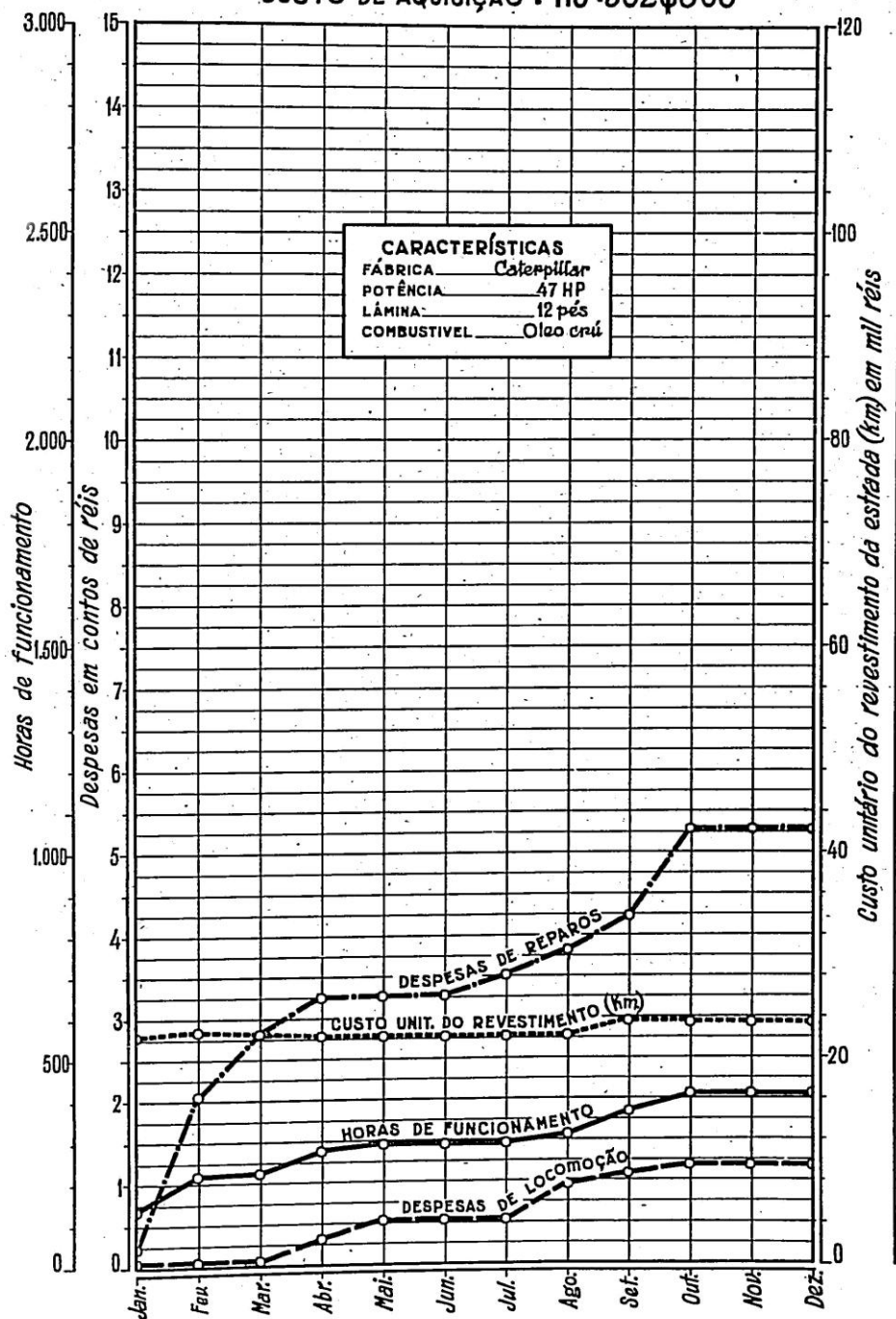
CUSTO DE AQUISIÇÃO 90:160\$000



# Estatística Anual da AUTO-PATROL - Pt. 3.009

— 1938 —

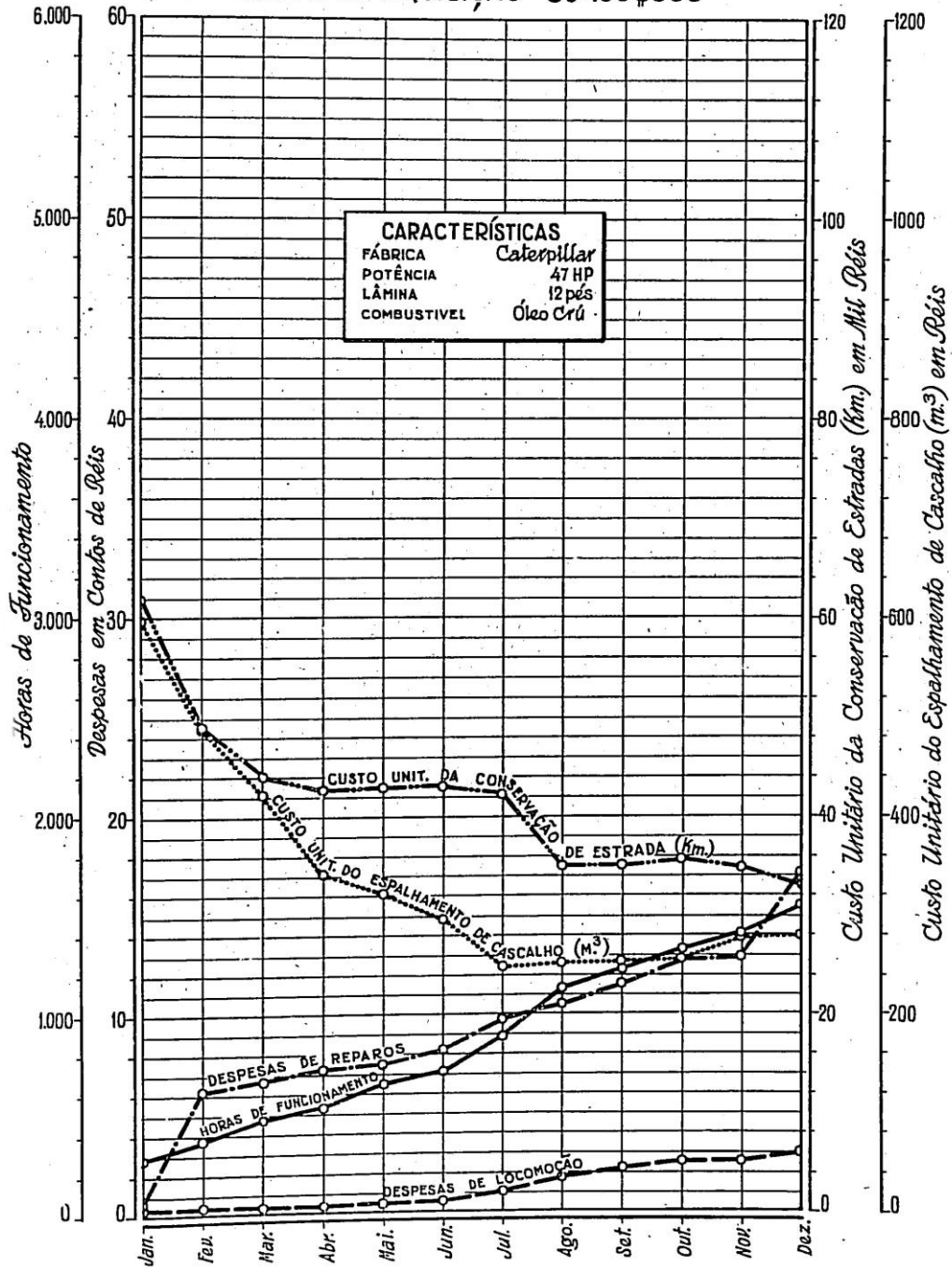
CUSTO DE AQUISIÇÃO : 115.562\$300



# Estatística Anual da AUTO-PATROL - Pt. 3011

— 1938 —

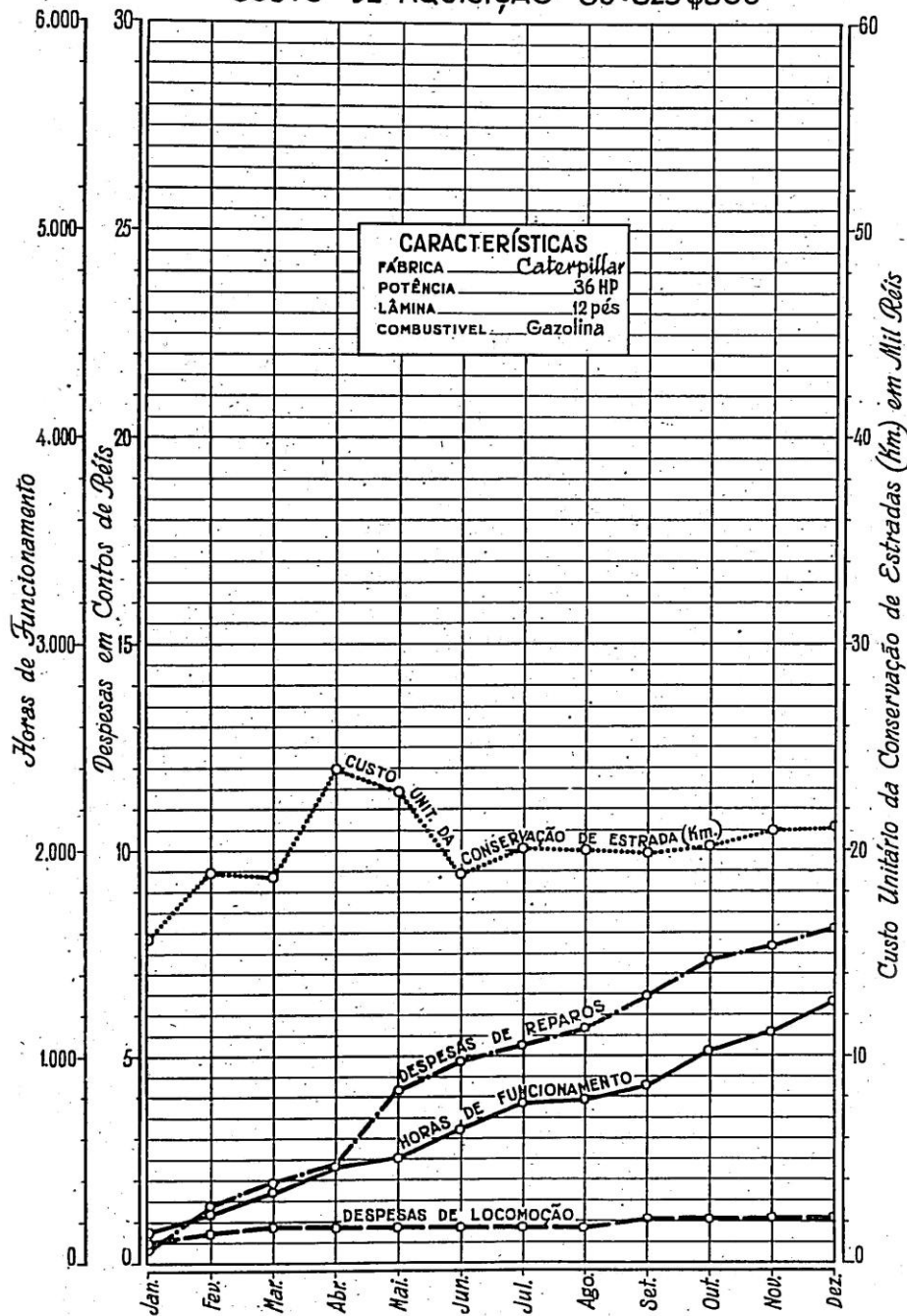
CUSTO DE AQUISIÇÃO 90:160\$000



# Estadística Anual da AUTO-PATROL - Pt. 4o11

— 1938 —

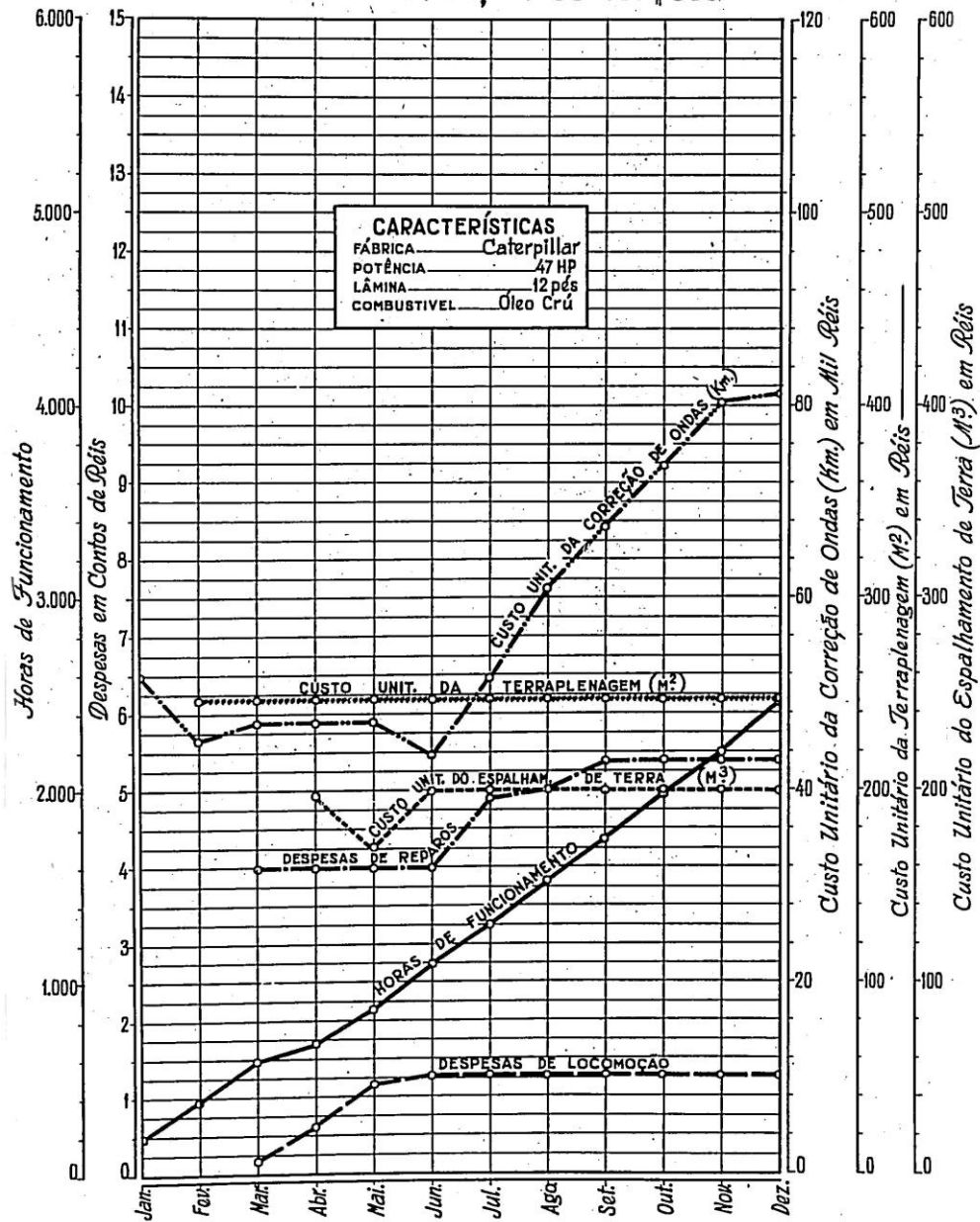
CUSTO DE AQUISIÇÃO 56:325\$500



# Estatística Anual da AUTO-PATROL - Pt. 6011

1938

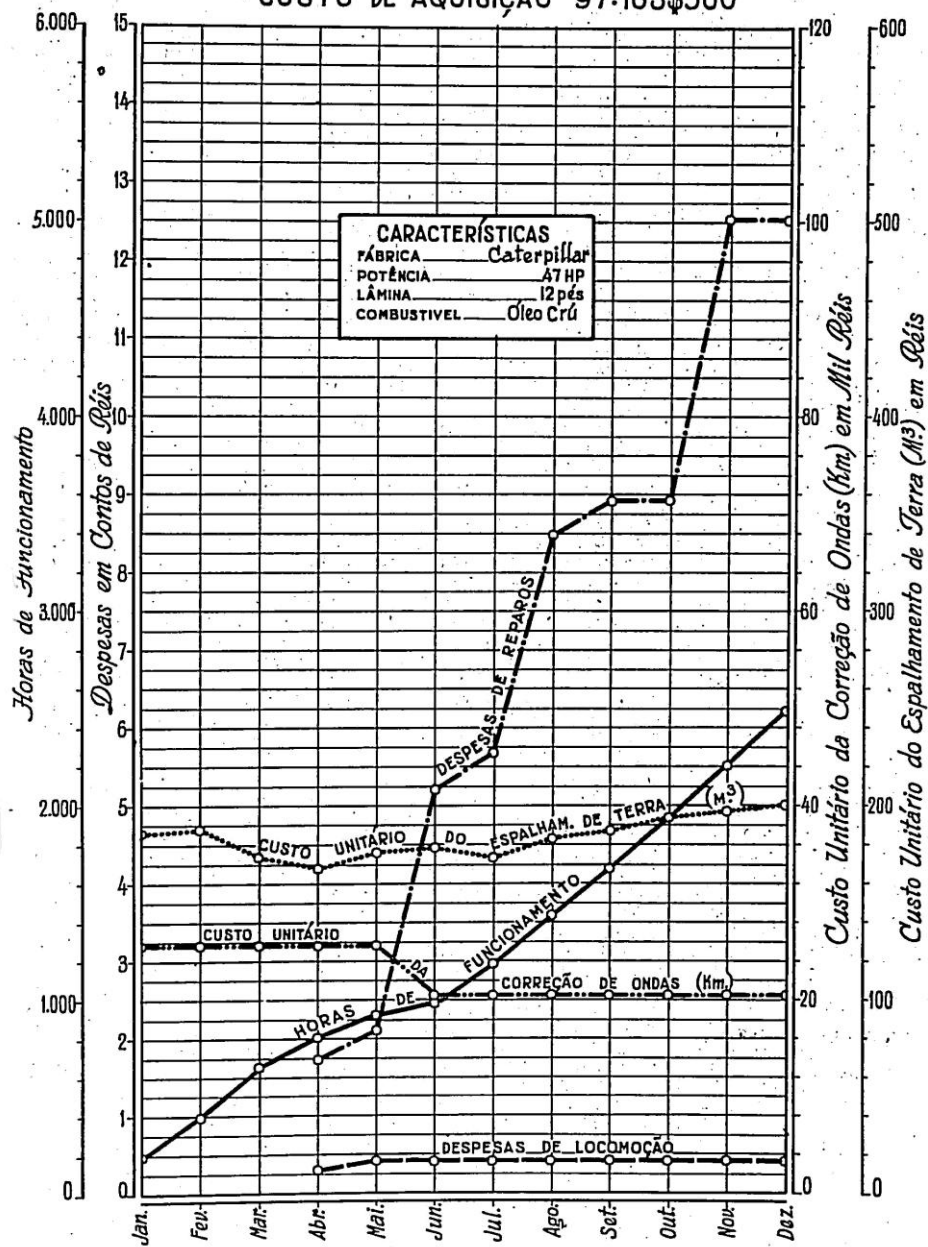
CUSTO DE AQUISIÇÃO 99:787\$300



# Estatística Anual da AUTO-PATROL - Pt. 7011

1938

CUSTO DE AQUISIÇÃO 97:163\$500

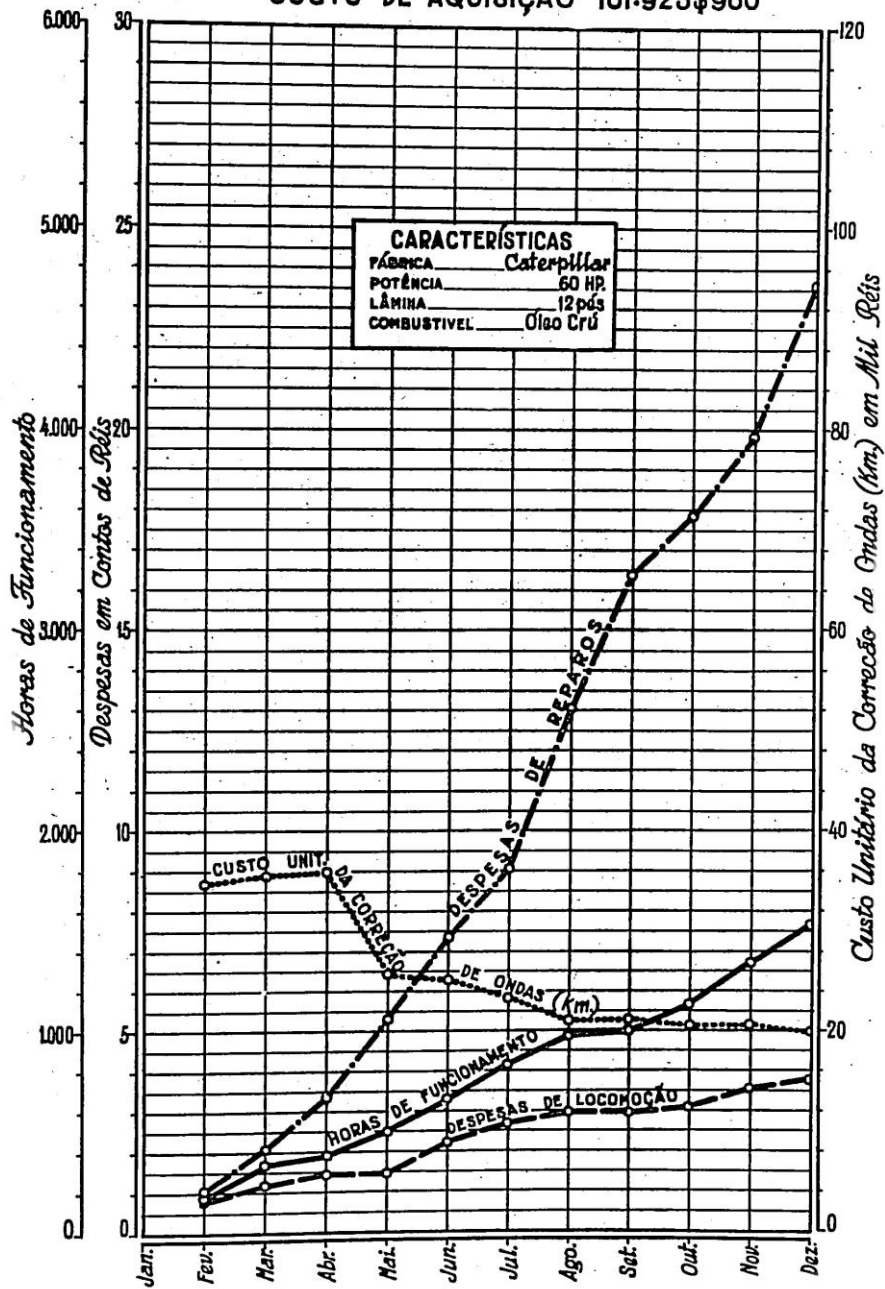




# Estatística Anual da AUTO-PATROL - Pt. 8011

— 1938 —

CUSTO DE AQUISIÇÃO 101:923\$960



BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

Serviços de Poços da Inspetoria Federal de Obras contra as Sêcas, nos meses de Janeiro, Fevereiro e Março de 1940

MEZ DE JANEIRO

PERFURAÇÕES AUTORIZADAS	
<i>Estado do Piauí</i>	
No município de S. Miguel do Tapuio . . . . .	5
<i>Estado do Ceará</i>	
No município de Fortaleza . . . . .	2
" " " Massapê . . . . .	1
" " " Morada Nova . . . . .	1
" " " Cedro . . . . .	1
<i>Estado do Rio Grande do Norte</i>	
No município de São Gonçalo . . . . .	2
<i>Estado de Pernambuco</i>	
No município de Bom Conselho . . . . .	1
" " " Afogado de Ingazeiras . . . . .	1
" " " Recife . . . . .	2
<i>Ilha de Fernando Noronha</i>	
Presídio Fernando Noronha . . . . .	2
PERFURAÇÕES INICIADAS	
<i>Estado do Piauí</i>	
No município de Campo Maior . . . . .	2
<i>Estado do Ceará</i>	
No município de Canindé . . . . .	2
<i>Estado do Rio Grande do Norte</i>	
No município de Touros . . . . .	1

*Estado da Paraíba*

Povoação Índio Piragibe . . . . . 1

*Estado de Pernambuco*

No município de Recife . . . . . 1

" " " Moxotó . . . . . 1

*Ilha Fernando Noronha*

Presídio Fernando Noronha . . . . . 1

*Estado de Sergipe*

No município de Socorro . . . . . 1

*Estado da Baía*

No município de Feira de Santana . . . . . 1

PERFURAÇÕES CONCLUÍDAS

*Estado do Piauí*

No município de Campo Maior . . . . . 2

*Estado do Ceará*

No município de Canindé . . . . . 1

" " " Petencostes . . . . . 1

" " " Massapê . . . . . 1

*Estado do Rio Grande do Norte*

No município de Mossoró . . . . . 3

" " " Baixa Verde . . . . . 3

" " " Chique-Chique . . . . . 1



M.V.O.P.

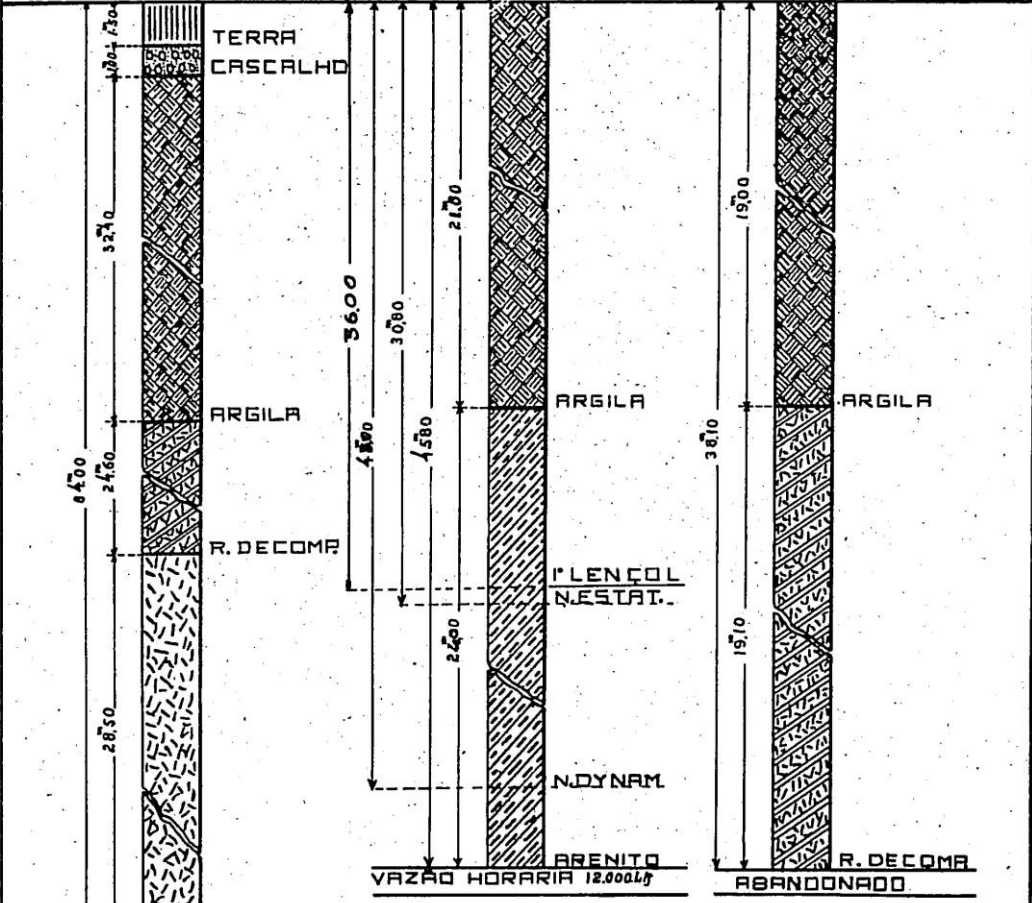
C.O.E.B.5.

I.F.O.C.S.

POÇO N.29-B.38  
**BUQUIM 1º**  
 MUNICIPIO de BUQUIM  
**SERGIPE**  
 ABRIL 1939

POÇO N.9-B.39  
**RIO VERMELHO**  
 MUNICIPIO de TUCANO  
**BAHIA**  
 ABRIL 1939

POÇO N.25 B.38  
**LEPROSARIO**  
 MUNICIPIO de SOCCORRO  
**SERGIPE**  
 ABRIL 1939



DESPESA:  
 INSPECTORIA... 2:630453  
 INTERESSADO... 4:9404900  
 TOTAL... 7:5714353

DESPESA:  
 INSPECTORIA... 3:3436880

DESPESA:  
 INSPECTORIA... 1:384862  
 INTERESSADO... 1:984300  
 TOTAL... 3:369162

R.L.

*Comissão Estudos e Obras da Baía e Sergipe*

POÇO N.10 - Ba. 39

**LOBATO**

MUNICÍPIO de *Salvador*

BAÍA

Pf. 33

ABRIL • 1939

POÇO N.14 • Ba. 39

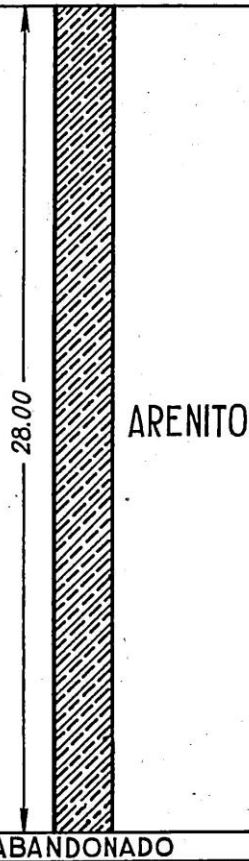
**ITAPARICA-1º**

MUNICÍPIO de *Itaparica*

BAÍA

Pf. 42

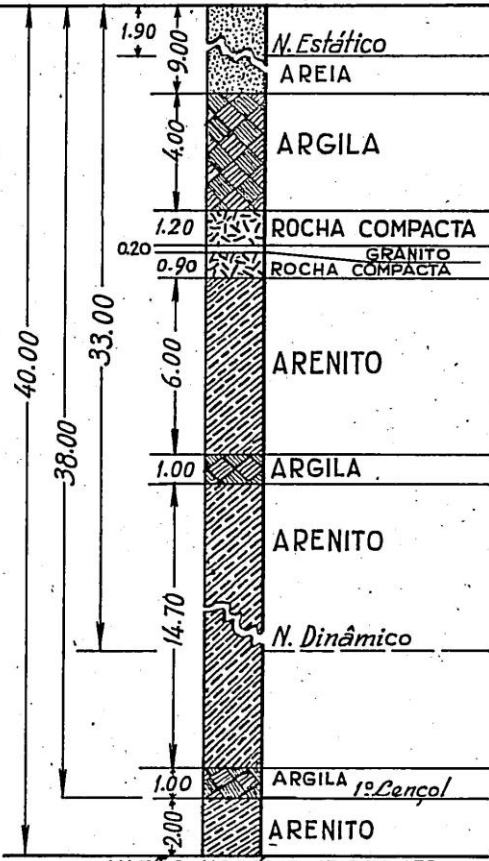
JUNHO • 1939



ABANDONADO

**DESPESA**

Inspetoria	372 \$420
Interessado	897 \$050
	<hr/>
	1:269 \$470



VAZÃO HORÁRIA 15.000 L<sup>T</sup>S

**DESPESA**

Inspetoria	2:177 \$572
Interessado	911 \$206
	<hr/>
	3:088 \$778

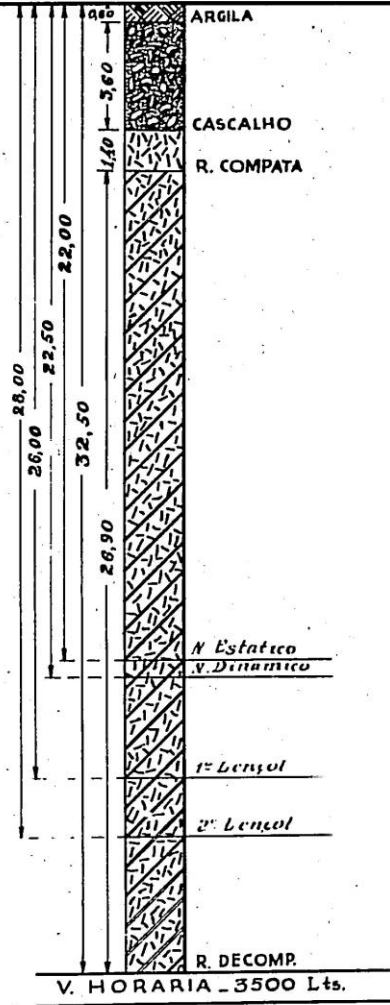
J.O.

POÇO N.º 19-Ba. 39  
**PARAGUAI**  
 MUNICIPIO DE *Chique-Chique*  
 BAHIA  
*Perfuratriz n. 27*

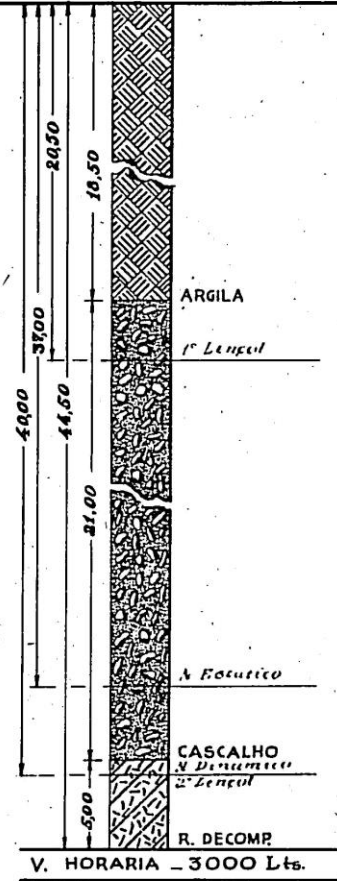
JUL. 1939

POÇO N.º 16-Ba. 39  
**MODELO**  
 MUNICIPIO DE *Buquim*  
 SERGIPE  
*Perfuratriz n. 24*

JUL. 1939



**DESPESA**  
*Inspetoria* — 4:013 #373  
*Interessado* — 3:762 #510  
*Total* — 7:775 #891



**DESPESA**  
*Inspetoria* — 3:914 #973  
*Interessado* — 3:032 #600  
*Total* — 6:947 #573



M.V.O.R

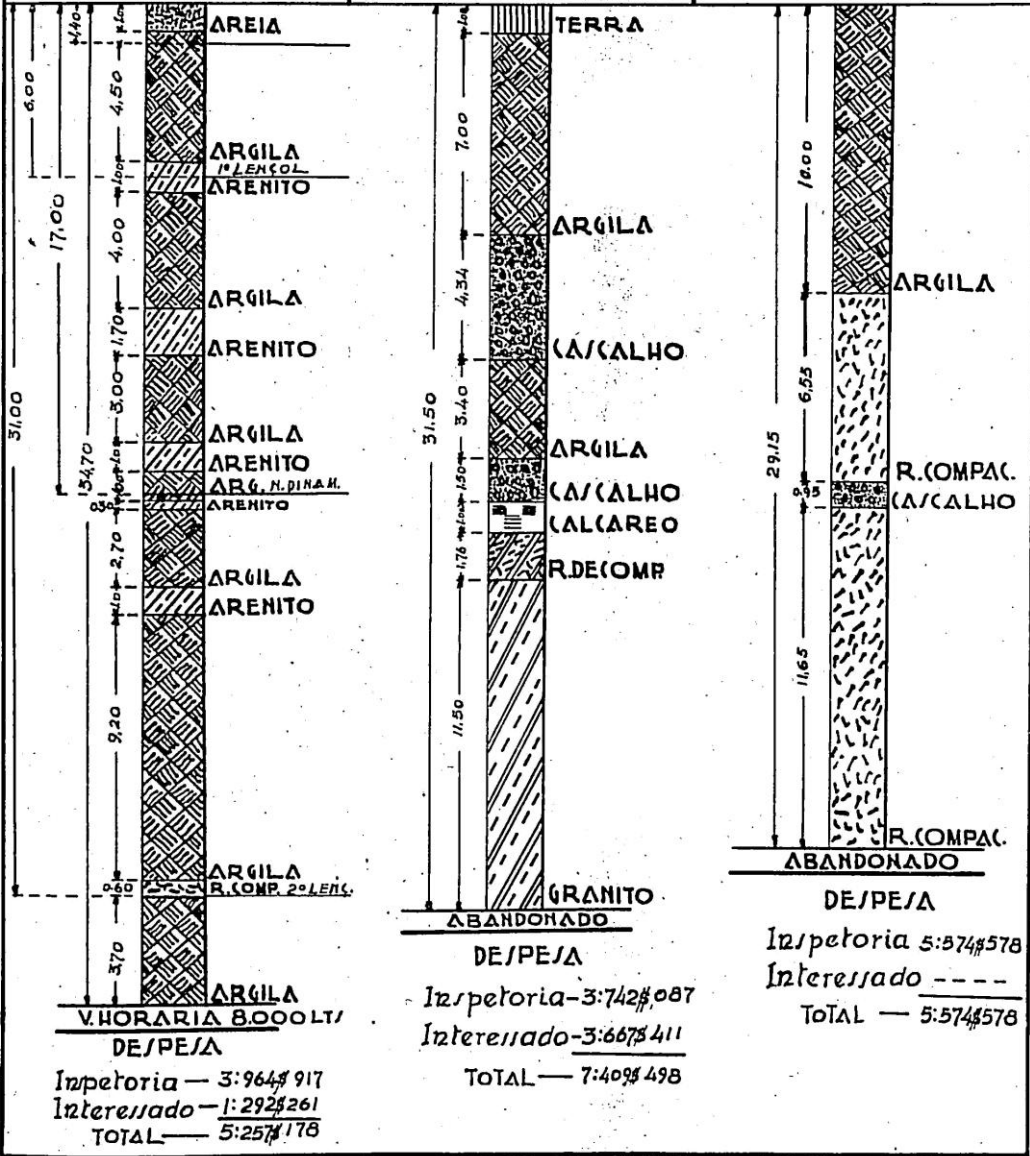
I.F.O.C.S.

C. O. E. B. S.

POÇO Nº17 Ba 39  
**ITAPARICA-2º**  
 MUNICIPIO DE ITAPARICA  
 BAHIA  
 Perfuratriz 42  
 AGOSTO - 1939

POÇO Nº15 Ba 39  
**S.GONÇALO 1º**  
 MUNICIPIO DE S. GONÇALO  
 BAHIA  
 Perfuratriz nº33  
 AGOSTO - 1939

POÇO Nº12 Ba 39  
**CUMBE 2º**  
 MUNICIPIO DE CUMBE  
 BAHIA  
 Perfuratriz nº34  
 AGOSTO - 1939



M.V.O.P.

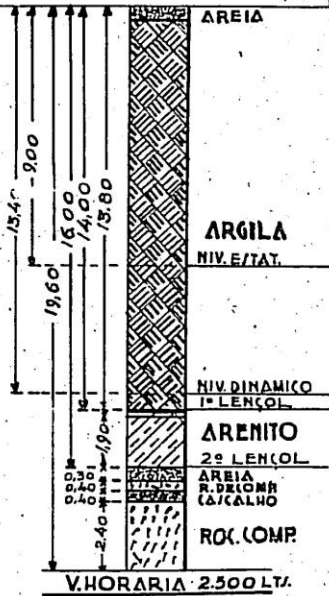
C. O. E. B. S.

I.F.O.C.S.

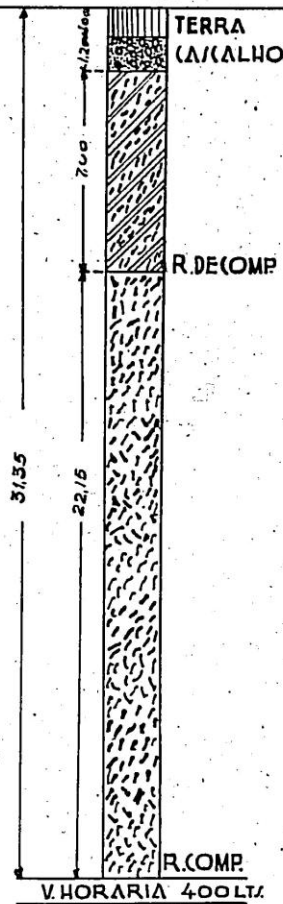
**POÇO Nº 22 Ba. 39**  
**VARZEA GRANDE**  
 MUNICIPIO DE Chique-Chique  
 BAHIA  
 Perfuratriz n 27  
 SET. BRO 939

**POÇO Nº 20 Ba. 38**  
**PAULISTA - 2º**  
 MUNICIPIO DE Itaberaba  
 BAHIA  
 Perfuratriz n 29  
 SET. BRO 939

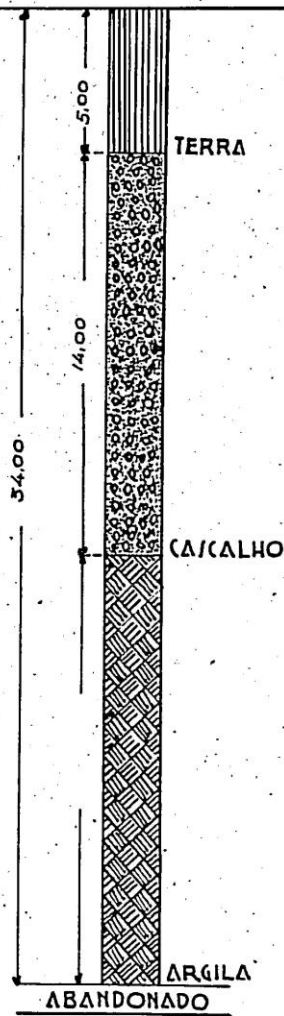
**POÇO Nº 11 Ba. 39**  
**BUQUIM 2º**  
 MUNICIPIO DE Buquim  
 SERGIPE  
 Perfuratriz n 24  
 SET. BRO 939



DE/PESA  
 Inpetoria — 2:885#026  
 Interessado — 2:873#437  
 TOTAL — 5:758#463



ABANDONADO  
DE/PESA  
 Inpetoria — 5:876#221  
 Interessado — 2:149#300  
 TOTAL — 8:025#521



ABANDONADO  
DE/PESA  
 Inpetoria — 1:300#229  
 Interessado — 1:048#500  
 TOTAL — 2:348#729

M.V.O.P.

C. O. E. B. S.

I.F.O.C.S.

### POÇO Nº 23 Ba.39 S. GONÇALO - 2º

MUNICIPIO DE SÃO GONÇALO  
BAHIA

Perfuratriz nº 33

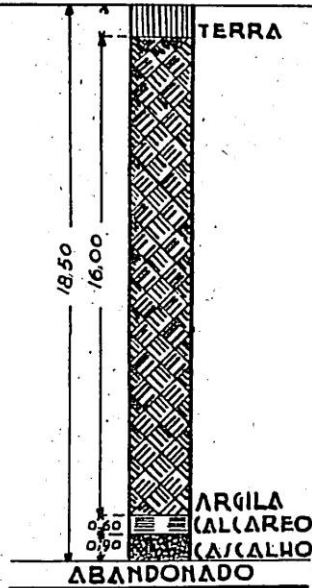
OUTUBRO 939

### POÇO Nº 13 Ba. 39 LEPROZARIO - 2º

MUNICIPIO DE SOCORRO  
SERGIPE

Perfuratriz nº 23

OUTUBRO 939

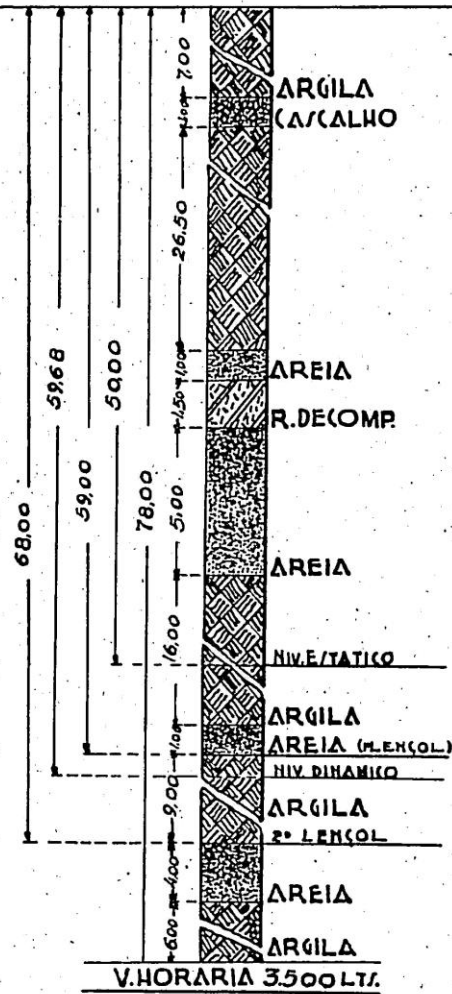


#### DE/PESA

Inspetoria — 1:283#490

Interessado — 420#158

TOTAL — 1:703#648



#### DE/PESA

Inspetoria — 10:154#739

Interessado — 2:516#900

TOTAL — 12:671#639

M.V.O.P.

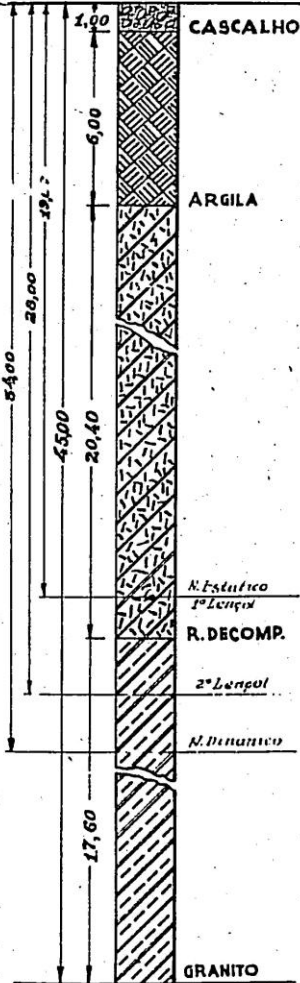
C.O.E.B.S.

I.F.O.C.S.

**POÇO Nº 18-Ba. 39**  
**LAMARÃO**  
 MUNICIPIO DE *Ferrinha*  
 BAHIA  
*Perfuratriz n.25*  
 NOV. 1939

**POÇO Nº 1-Ba. 39**  
**VITORIA**  
 MUNICIPIO DE *Feira*  
 BAHIA  
*Perfuratriz n.32*  
 NOV. 1939

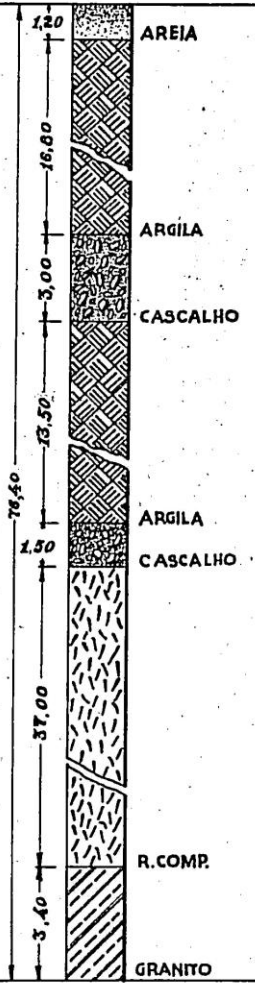
**POÇO Nº 34-Ba. 39**  
**MAXIÉ**  
 MUNICIPIO DE *Chique-Chique*  
 BAHIA  
*Perfuratriz n. 27*  
 NOV. 1939



V. HORARIA 2000 LtS.

**DESPESA**

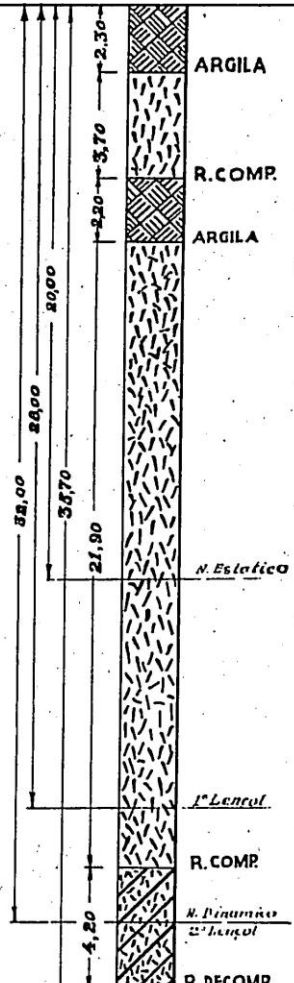
*Inspetoria* — 7:716\$777  
*Interessado* — :561\$500  
 Total — — 8:278\$277



ABANDONADO

**DESPESA**

*Inspetoria* — 9:584\$684  
*Interessado* — 4:568\$400  
 Total — — 14:153\$084



V. HORARIA 3800 LtS.

**DESPESA**

*Inspetoria* — 3:639\$998  
*Interessado* — 5:588\$988  
 Total — — 9:028\$986

M.V.O.P.

C.O.E.B.S.

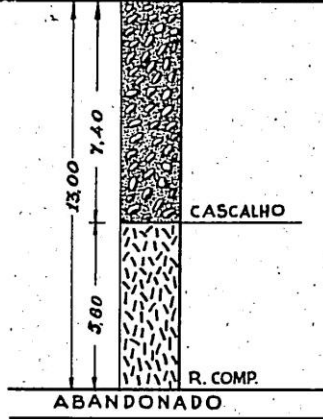
I.F.O.C.S.

POÇONº26-Ba.39  
**TROMBA**  
 MUNICIPIO DE *Cumbe*  
 BAHIA  
*Perfuratriz n.34*

DEZ. 1939

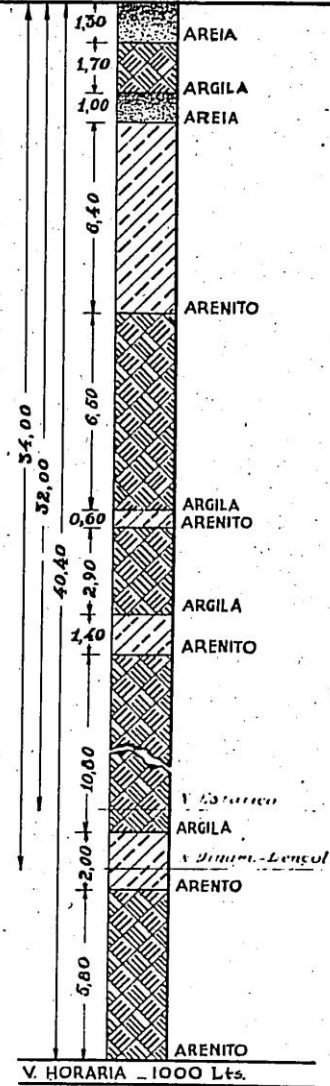
POÇONº25-Ba.39  
**ITAPARICA 3º**  
 MUNICIPIO DE *Itaparica*  
 BAHIA  
*Perfuratriz n.42*

DEZ. 1939



DESPESA

*Inspetoria* — 4:194 \$449  
*Interessado* — : \$  
*Total* — — 4:194 \$449



DESPESA

*Inspetoria* — 4:306 \$752  
*Interessado* — 1:135 \$481  
*Total* — — 5:442 \$219

V. HORARIA - 1000 Lts.

M.V.O.P.

~2º DISTRITO~

I.T.O.C.S.

POÇO Nº 52 - Pb-39  
**SÃO FRANCISCO 2º**  
MUNICÍPIO DE CEARÁ-MIRIM  
RIO GRANDE DO NORTE

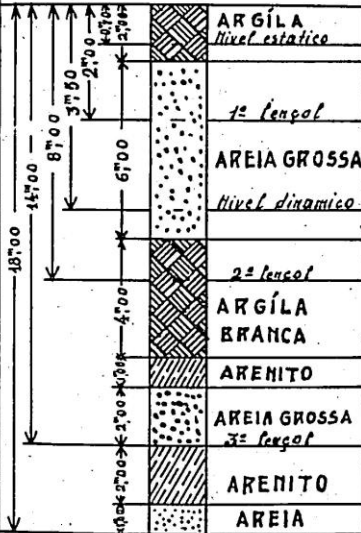
POÇO Nº 44 - Pb-39  
**TABOLEIRO DA CARAUBA**  
MUNICÍPIO DE MOSSORÓ  
RIO GRANDE DO NORTE

POÇO Nº 42 - Pb-39  
**PEDRINHAS**  
MUNICÍPIO DE BAIXA VERDE  
RIO GRANDE DO NORTE

Perfuratriz Nº 40  
JANEIRO 1940

Perfuratriz Nº 19  
JANEIRO 1940

Perfuratriz Nº 15  
JANEIRO 1940

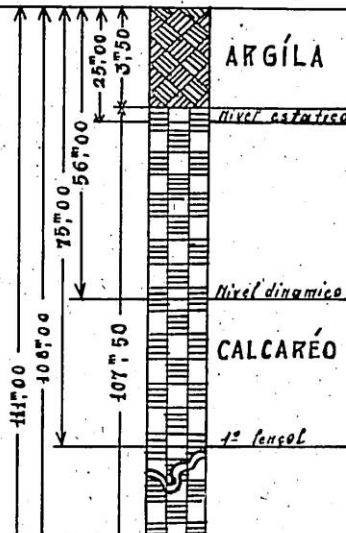


VAZÃO HORÁRIA 9000Lts.

~DESPÊSAS~

Inspetoria	1:003#330
Interessado	968#468
<b>Total</b>	<b>1:971#798</b>

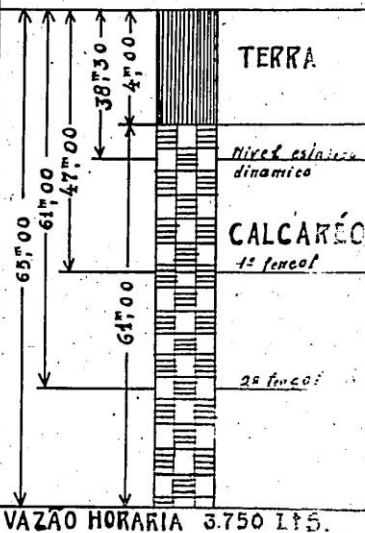
31-1-940



VAZÃO HORÁRIA 1:500Lts.

~DESPÊSAS~

Inspetoria	3:012#221
Interessado	2:976#220
<b>Total</b>	<b>5:988#441</b>



VAZÃO HORÁRIA 3.750 Lts.

~DESPÊSAS~

Inspetoria	1:943#224
Interessado	3:906#466
<b>Total</b>	<b>5:849#690</b>

Jose Almeida



M.V.O.P.

I.F.O.C.S.

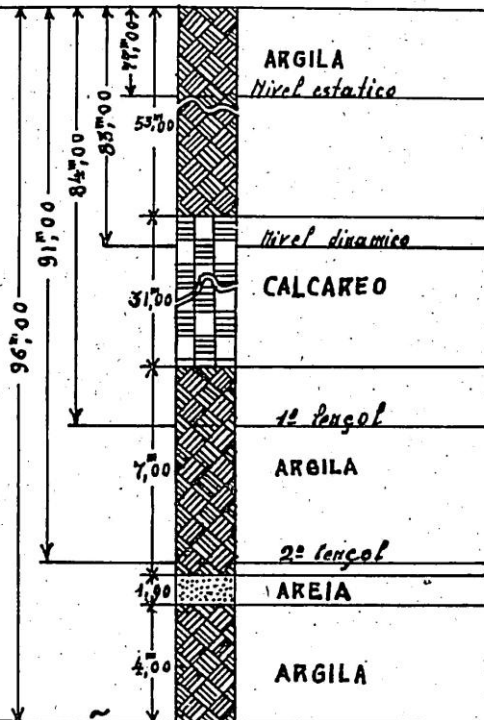
~ 2º DISTRITO ~

POÇO Nº 18 - Pb-39  
ALAGOINHA 2º  
MUNICIPIO DE MOSSORÓ  
RIO GRANDE DO NORTE

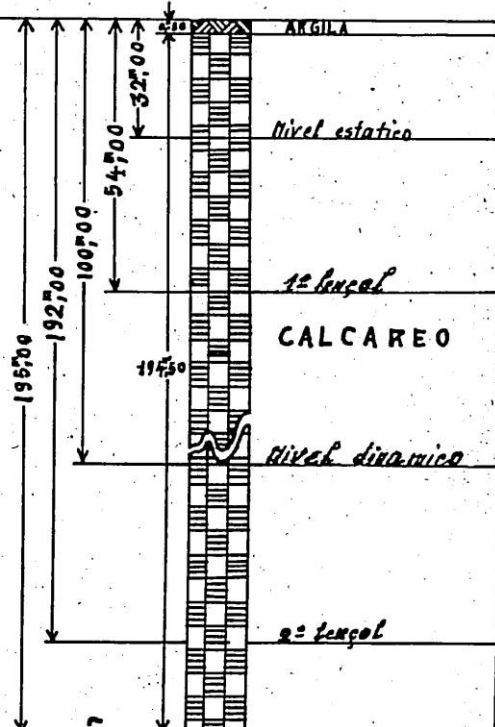
Perfuratriz Nº 13  
JANEIRO 1940

POÇO Nº 30 - Pb-39  
CHILDERICO  
MUNICIPIO DE MOSSORÓ  
RIO GRANDE DO NORTE

Perfuratriz Nº 16  
JANEIRO 1940



VAZÃO HORARIA 1.550 Lts.



VAZÃO HORARIA 2.600 Lts.

~ DESPÊSAS ~

Inspetoria	13:570#927
Interessado	11:025#465
Total	<u>24:596#392</u>

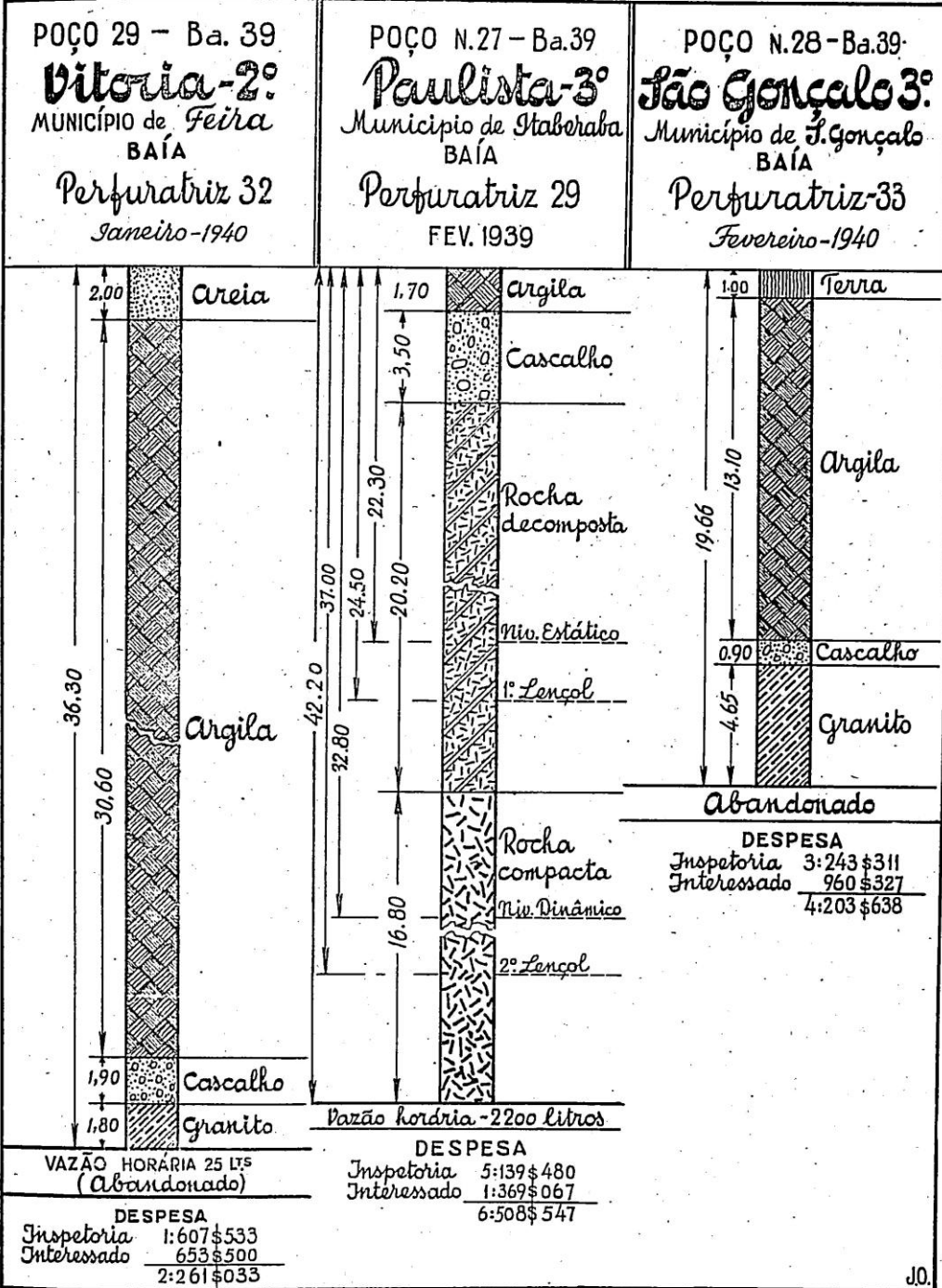
~ DESPÊSAS ~

Inspetoria	5:644#360
Interessado	5:528#165
Total	<u>11:172#525</u>

8-2-940

José Almeida

Comissão de Estudos e Obras da Baía e Sergipe





BOLETIM DA INSPETORIA DE SÊCAS

PERFURAÇÕES INICIADAS

PERFURAÇÕES PROSSEGUIDAS

*Estado do Piauí*

No município de Campo Maior . . . . I

*Estado do Ceará*

No município de Soure . . . . . I

" " " Massapê . . . . . I

*Estado do Rio Grande do Norte*

No município de Augusto Severo . . . . I

" " " Touros . . . . . I

*Estado da Baía*

No município de Feira de Santana . . . I

" " " Euclides da Cunha . . . . I

PERFURAÇÕES CONCLUÍDAS

*Estado do Piauí*

No município de Campo Maior . . . . I

*Estado do Ceará*

No município de Morada Nova . . . . I

" " " Iguatú . . . . . I

" " " Canindé . . . . . I

*Estado do Rio Grande do Norte*

No município de Touros . . . . . I

" " " Baixa Verde . . . . . I

" " " Augusto Severo . . . . . 2

*Estado de Pernambuco*

No município de Custódia . . . . . I

Ilha Itamaracá . . . . . I

*Estado da Baía*

No município de Mundo Novo . . . . I

" " " Chique-Chique . . . . . I

" " " S. Antônio de Jesus . . . . I

*Estado do Piauí*

No município de Simplício Mendes

*Estado do Ceará*

No município de Jaguaribe mirim . . . . I

" " " Saboeiro . . . . . I

" " " Itapipóca . . . . . I

" " " Pacatuba . . . . . I

" " " Quixadá . . . . . I

" " " Fortaleza . . . . . I

*Estado do Rio Grande do Norte*

No município de S. Gonçalo . . . . . I

" " " Mossoró . . . . . I

*Estado da Paraíba*

No município de Sapé . . . . . I

Povoação Índio Piragibe . . . . . I

*Estado de Pernambuco*

No município de Custódia . . . . . I

" " " Recife . . . . . I

" " " Moxotó . . . . . I

" " " Jaboatão . . . . . I

" " " Cabo . . . . . I

*Ilha Fernando Noronha*

Presídio Fernando Noronha . . . . . I

*Estado de Sergipe*

No município de Socorro . . . . . I

" " " Japarutuba . . . . . I

*Estado da Baía*

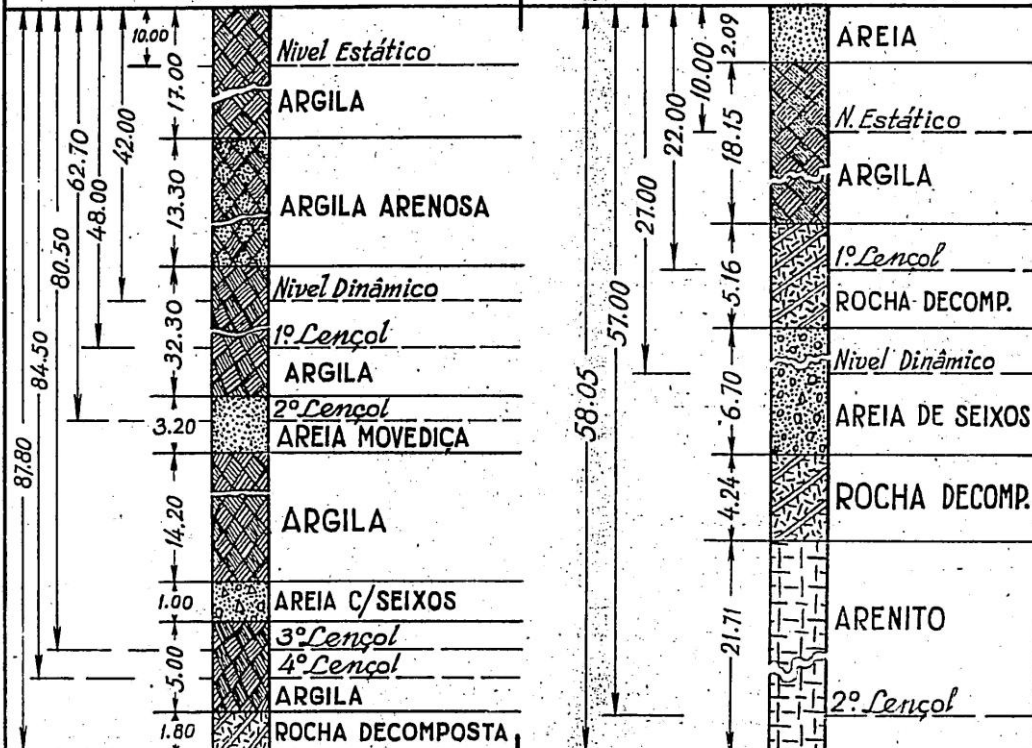
No município de Cipó . . . . . I

" " " Itaparica . . . . . I

Comissão de Estudos e Obras nos Estados de Pernambuco e Alag.

POÇO 6 • Pe. 39  
**LEPROSÁRIO • 1º**  
 DELEGACIA FEDERAL DE SAÚDE  
 MUNICÍPIO de *Macetó*  
 ALAGÓAS  
 Pf. 20  
 JANEIRO • 1940

POÇO 11 • Pe. 39  
**FAZENDA "OE" 2º**  
 (FRANCISCO CRIBARI)  
 MUNICÍPIO de *Moxotó*  
 PERNAMBUCO  
 Pf. 41  
 JANEIRO • 1940



VAZÃO HORARÁRIA 1.800 LITROS

VAZÃO HORARÁRIA 11.000 LT<sup>S</sup>

**DESPESA**

Inspetoria	1:750 \$ 635
Interessado	15:213 \$ 110
	<hr/> 16:963 \$ 745

**DESPESA**

Inspetoria	1:489 \$ 757
Interessado	2:231 \$ 994
	<hr/> 3:721 \$ 751

M.V.O.P.

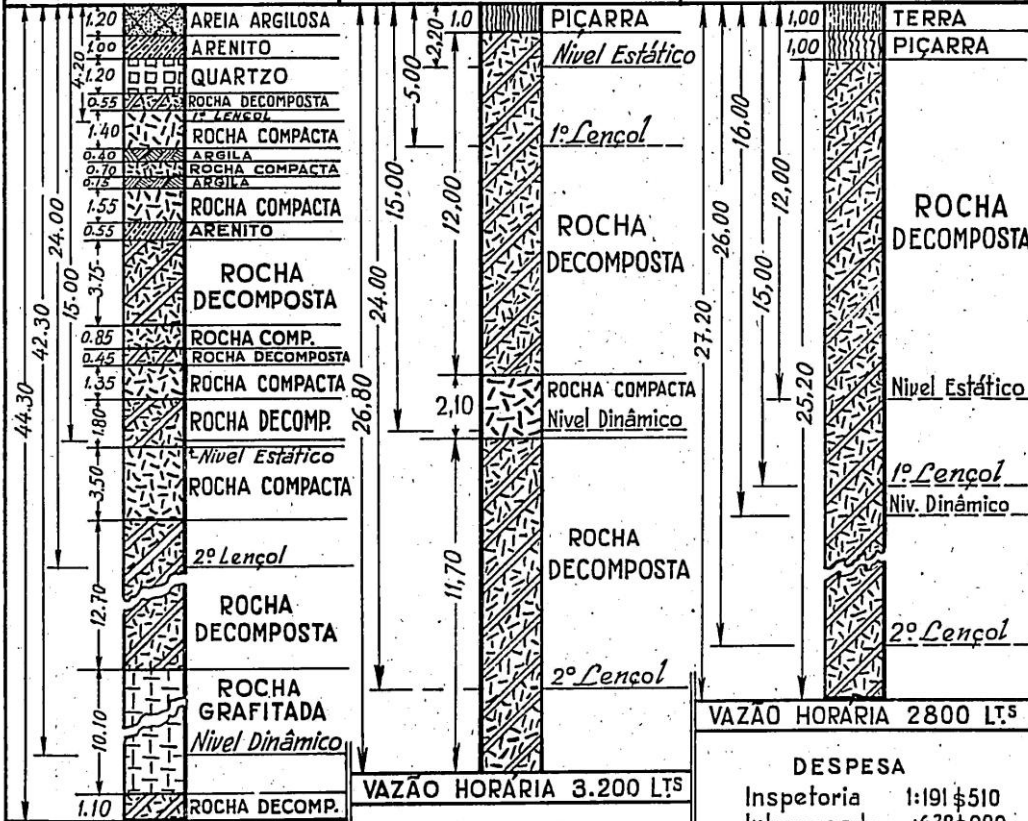
1º DISTRITO

I.F.O.C.S.

POÇO 23 • Ce. 39  
**TRÊS LAGÔAS-2º**  
 MUNICÍPIO de *Pentecoste*  
 CEARÁ  
*Perfuratriz-38*  
 JAN. 1940

POÇO 30 • Ce. 39  
**SENADOR SÁ**  
 MUNICÍPIO de *Massapé*  
 CEARÁ  
 = Pf. 9 =  
 JAN. 1940

POÇO 2 • Ce. 40  
**MOACIR-2º**  
 MUNICÍPIO de *Massapé*  
 CEARÁ  
 = Pf. 9 =  
 FEV. 1940



**VAZÃO HORÁRIA 1000 LT<sup>s</sup>**

**DESPESA**  
 Inspecoria 7:00 \$760  
 Interessado 5:659 \$700  
 12:670 \$460

**VAZÃO HORÁRIA 3.200 LT<sup>s</sup>**

**DESPESA**  
 Inspecoria 2:450 \$280  
 Interessado 1:859 \$820  
 4:310 \$100

**VAZÃO HORÁRIA 2800 LT<sup>s</sup>**

**DESPESA**  
 Inspecoria 1:191 \$510  
 Interessado :632 \$000  
 1:823 \$510

J.O.



M.V.O.P.

1º Distrito

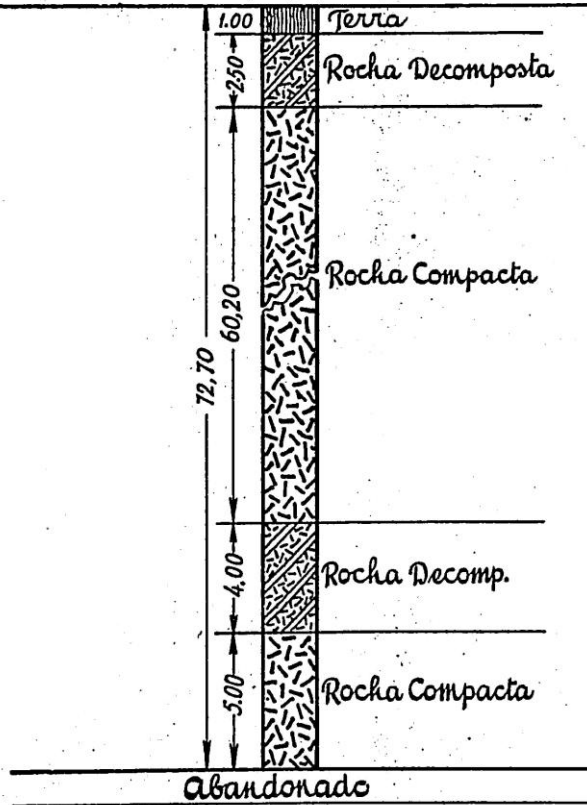
I.F.O.C.S.

POÇO 15 - Ce.39  
**Lagôa do Feijão 2º**

Município de Morada Nova  
CEARA

Perfuratriz n.4

MARÇO-1940



**DESPESA**

Inspetoria	5:839 \$ 438
Interessado	3:579 \$ 500
	<hr/>
	9:418 \$ 938

J.O.

M.V.O.P.

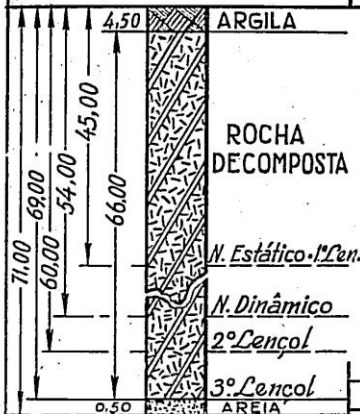
2º DISTRITO

I.F.O.C.S.

POÇO 41 • Pb. 39  
**PRESÍDIO FERNANDO NORONHA**  
 TERRITÓRIO FEDERAL  
 — Pf. 12 —  
 JAN. 1940

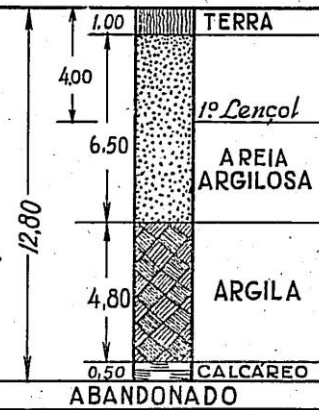
POÇO 1 • Pb. 40  
**QUARTEL DO DERBI**  
 MUNICÍPIO de *Recife*  
 PERNAMBUCO  
 — Pf. 18 —  
 JAN. 1940

POÇO Nº 51 • Pb. 39  
**PRESÍDIO ITAMARACÁ 2º**  
 MUNICÍPIO de *Iguarassú*  
 PERNAMBUCO  
 Pf. 44  
 MARÇO • 1940



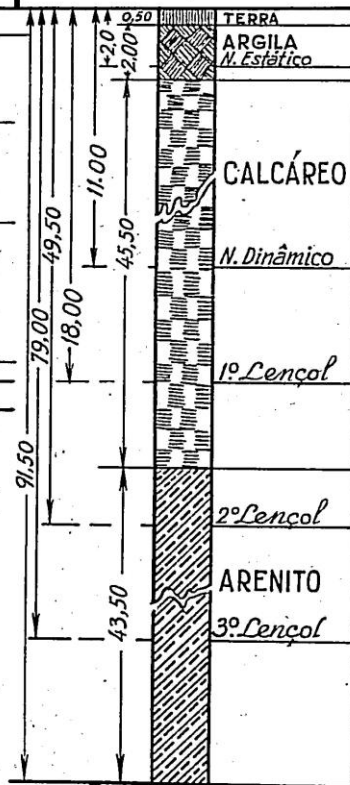
VAZÃO HORÁRIA 2.000 L<sup>T</sup>S

DESPESA	
Inspetoria	280 \$944
Interessado	21:425 \$800
	<u>21:706 \$744</u>



DESPESA

INSPETORIA	716 \$100
INTERESSADO	650 \$600
	<u>1:366 \$700</u>



VAZÃO HORÁRIA 8000 L<sup>T</sup>S

DESPESA

Inspetoria	3:847 \$236
Interessado	3:368 \$675
	<u>7:215 \$911</u>

J.O.

<p>POÇO Nº1-PI-40 PREFEITURA Nº5 MUNICIPIO DE CAMPO MAIOR PIAUI <i>Perfuratriz-43</i> JANEIRO 1940</p>	<p>POÇO Nº2-PI-40 PREFEITURA Nº6 MUNICIPIO DE CAMPO MAIOR PIAUI <i>Perfuratriz-43</i> FEVEREIRO 1940</p>	<p>POÇO Nº3-PI-40 PREFEITURA Nº7 MUNICIPIO DE CAMPO MAIOR PIAUI <i>Perfuratriz-43</i> FEVEREIRO 1940</p>
<p>DESPÊAS</p>		
<p>INSPEÇÃO: 1.630#900 INTERESSADO: 420#000 TOTAL: 2.050#900</p>	<p>1.692#400 369#000 2.061#400</p>	<p>1.231#000 270#000 1.501#000</p>

M.V.O.P.

E.O.E.B.S.

I.F.O.C.S.

POÇO N.25-B.37  
JATOBÁ

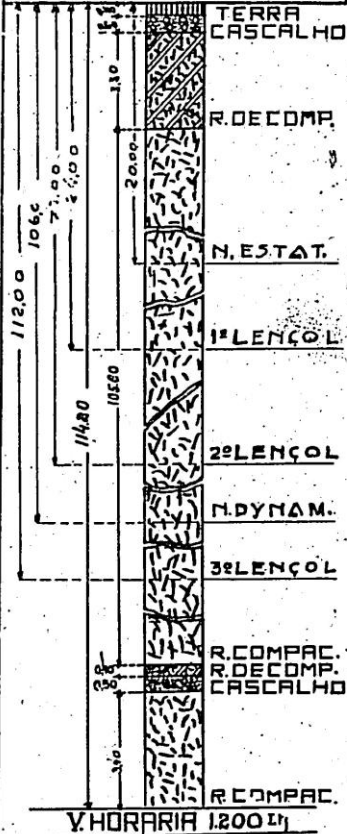
MUNICÍPIO de JOAZEIRO  
BAHIA  
FEVEREIRO 1939  
PERFURATRIZ 27

POÇO N.2-B.39  
PECUARIA 3º

MUNICÍPIO do SALVADOR  
BAHIA  
JANEIRO 1939  
PERFURATRIZ 33

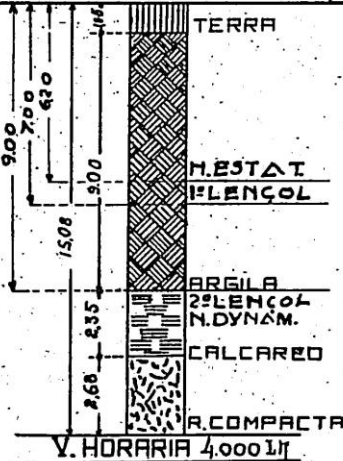
POÇO N.3-B.39  
PECUARIA 4º

MUNICÍPIO do SALVADOR  
BAHIA  
MARÇO 1939  
PERFURATRIZ 33



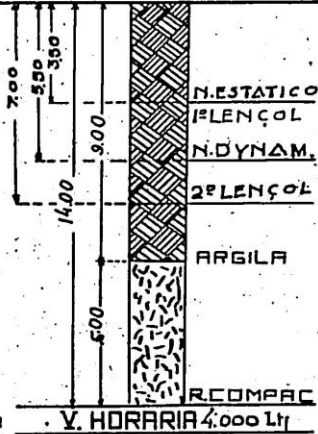
DESESA:

INSPECTORIA.....15:818\*731  
 INTERESSADO.....3:638\*650  
 TOTAL.....25:357\*381



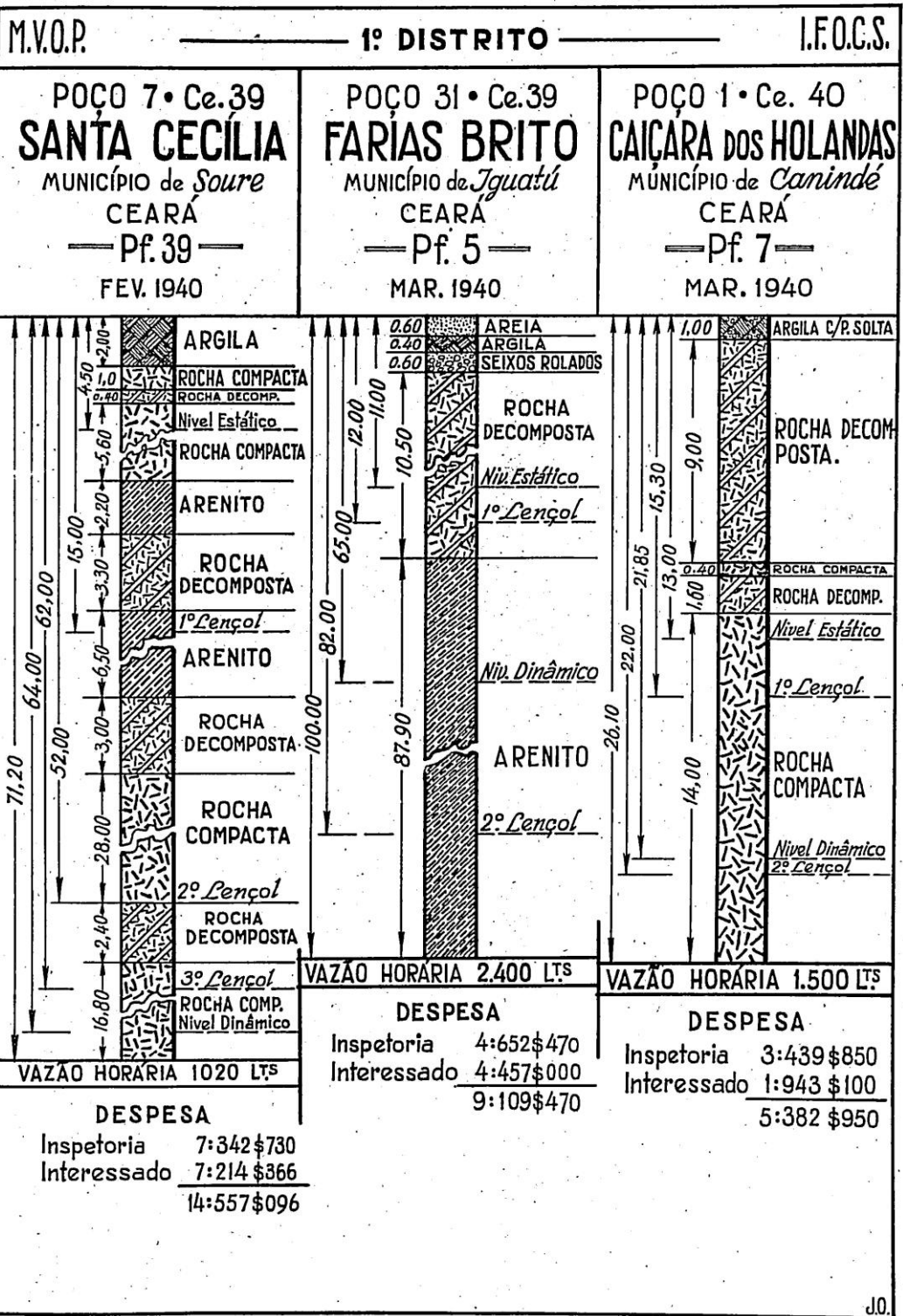
DESESA:

INSPECTORIA.....1:118\*440  
 INTERESSADO.....1:136\*838  
 TOTAL.....2:377\*698



DESESA:

INSPECTORIA.....779\*349  
 INTERESSADO.....1:342\*685  
 TOTAL.....2:122\*034



J.O.

M.V.O.P.	C.O.E.B.S.	IF O.C.S
POÇO Nº 2 Ba. 40 <b>VITORIA 3ª</b> MUNICIPIO DE FEIRA BAHIA Perfuratríz 32 FEVEREIRO-940	POÇO Nº 30 Ba. 39 <b>CIPÓ 1ª</b> MUNICIPIO DE CIPÓ BAHIA Perfuratríz 25 FEVEREIRO-940	POÇO Nº 21 Ba. 39 <b>SANTO ANTONIO</b> MUNICIPIO DE SANT. ANTONIO BAHIA Perfuratríz 26 FEVEREIRO-940
<p>AREIA</p> <p>ARGILA CASCALHO</p> <p>V.HORARIA 10 D LTS. ABANDONADO</p>	<p>TERRA</p> <p>N.ESTAT.</p> <p>1ª LENÇOL</p> <p>2ª LENÇOL</p> <p>N.DINAMICO</p> <p>ARGILA</p> <p>V.HORARIA 5000 LTS</p>	<p>AREIA</p> <p>1ª LENÇOL ARGILA</p> <p>CASCALHO</p> <p>2ª LENÇOL</p> <p>N.ESTAT.</p> <p>R.DECOMP. N.DINAMICO</p> <p>GRANITO</p> <p>V.HORARIA 5000 LTS</p>
DESPESA Inspetoria 1:0968591 Interessado 3234500 <b>TOTAL 4203091</b>	DESPESA Inspetoria 3:204443 Interessado 3:4204000 <b>TOTAL 6:6248443</b>	DESPESA Inspetoria 9:785324 Interessado 3:184343 <b>TOTAL 12:969667</b>



M.V.O.P.

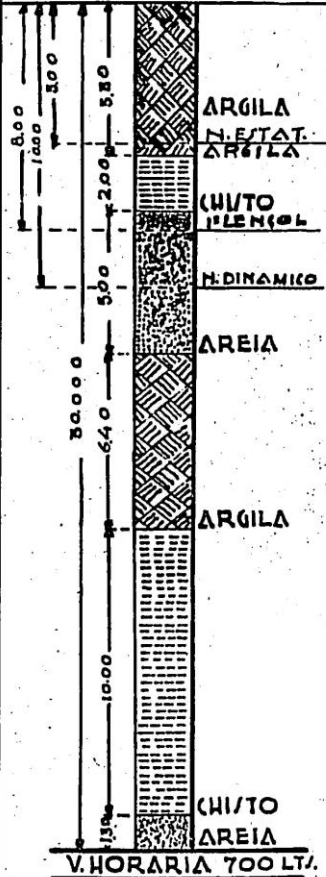
I.F.O.C.S.

C.O.E.B.S.

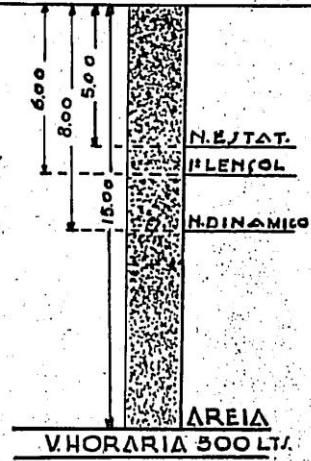
POÇONº 4 Ba. 39  
**TATÚ-15**  
 MUNICIPIO DE MARAÚ  
 BAHIA  
 Sonda nº 1  
 FEV. 939

POÇONº 5 Ba. 39  
**TATÚ-16**  
 MUNICIPIO DE MARAÚ  
 BAHIA  
 Sonda nº 1  
 FEV. 939

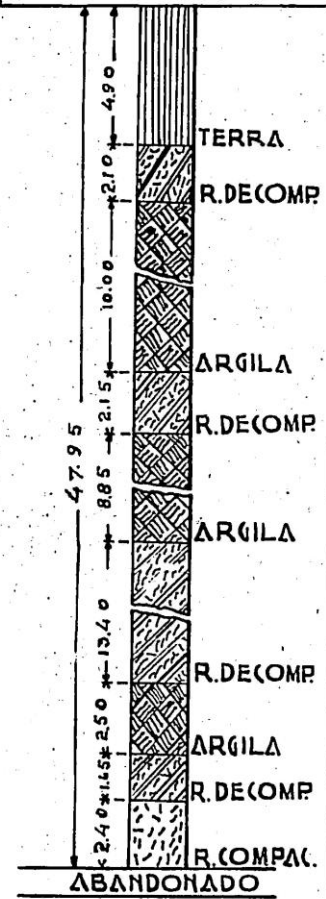
POÇONº 26 Ba. 39  
**CUMBE**  
 MUNICIPIO DE CUMBE  
 BAHIA  
 Perfuratriz nº 34  
 FEV. 939



DE/PE/A  
 Inspetoria — 90\$000  
 Interessado — 213\$995  
 TOTAL — 303\$995



DE/PE/A  
 Inspetoria — 30\$000  
 Interessado — 75\$000  
 TOTAL — 105\$000



DE/PE/A  
 Inspetoria 6:105\$574  
 Interessado — — —  
 TOTAL — 6:105\$574

M.V.O.P.

C.O.E.B.5.

I.F.O.C.S.

POÇO N.6B.39

POÇO N.7B.39

POÇO N.8B.39

TATU-17

TATU-18

REFLORESTAMENTO

MUNICIPIO de MARAHÚ  
BAHIA

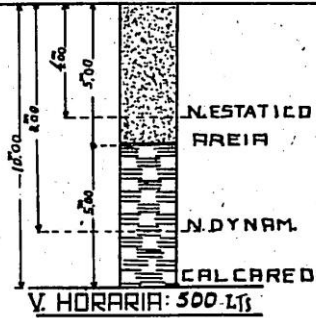
MUNICIPIO de MARAHÚ  
BAHIA

MUNICIPIO de TUCANO  
BAHIA

MARÇO 1939  
SONDAN.1

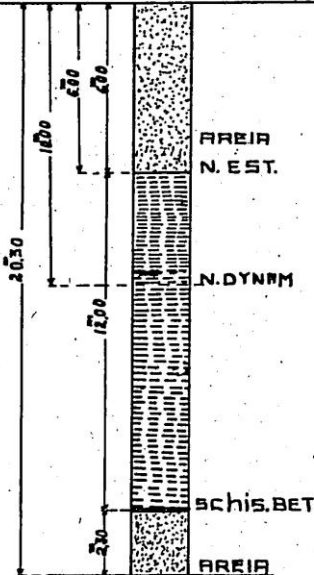
MARÇO 1939  
SONDAN.1

MARÇO 1939  
PERFURATRIZ N. 34



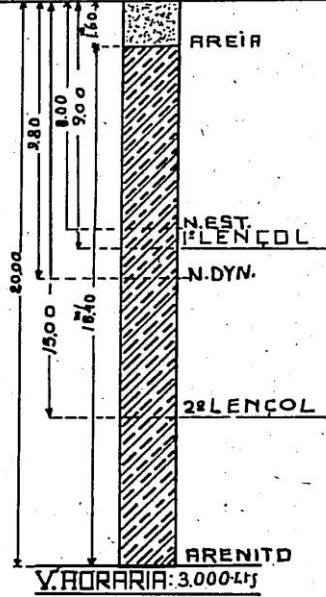
DESPESA

INSPECTORIA	30x000
INTERESSADO	51x500
TOTAL	81x500



DESPESA:

INSPECTORIA	52x500
INTERESSADO	96x995
TOTAL	149x495

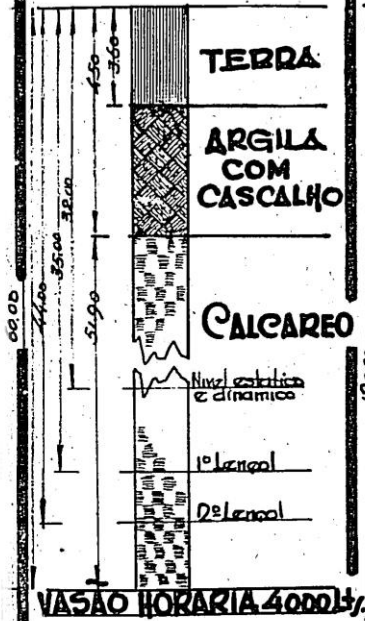


DESPESA:

INSPECTORIA 1:407x403

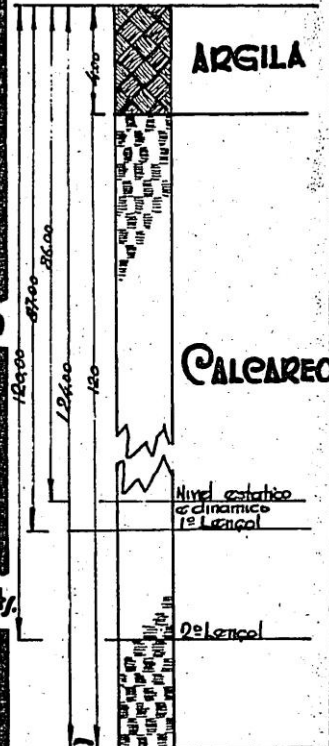
~ 2º DISTRITO ~

**POÇO Nº 6 Pb-40**  
**TUBIBAL**  
 MUNICIPIO DE LAGES  
 RIO GRANDE DO NORTE  
 PERFURATRIZ 15  
 ~ MARÇO-1940 ~



**DESPEAS**  
 Inspeção 2:172\$939  
 Interessado 5:486\$600  
 Total 7:659\$539

**POÇO Nº 4 Pb-40**  
**BAIXINHA DOS VIEIRAS**  
 MUNICIPIO DE TOUROS  
 RIO GRANDE DO NORTE  
 PERFURATRIZ 40  
 ~ MARÇO-1940 ~



**DESPEAS**  
 Inspeção: 2:587\$273  
 Interessado: 3:675\$055  
 Total 6:262\$328

**POÇO Nº 10-Pb-40**  
**MONTE EFRAIM 2º**  
 MUNICIPIO DE AUGUSTO SEVERO  
 RIO GRANDE DO NORTE  
 PERFURATRIZ 19  
 ~ MARÇO DE 1940 ~



**DESPEAS.**  
 Inspeção. 495\$869  
 Interessado 127\$000  
 Total 622\$869

R.R.B.

M.V.O.P.

I.F.O.C.S.

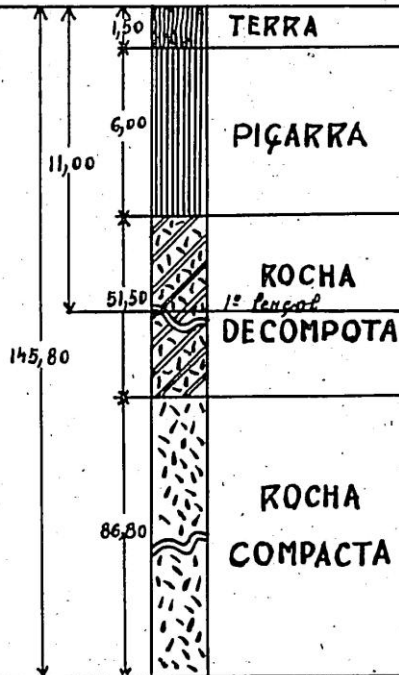
~ 2º DISTRITO ~

~ POÇO Nº 9-Pb-39 ~  
**SÃO GONÇALO 2º**  
MUNICÍPIO CUSTÓDIA  
PERNAMBUCO

Perfuratriz Nº 17  
MARÇO 1940

~ POÇO Nº 7-Pb-40 ~  
**MONTE EFRAIM**  
MUNICÍPIO AUGUSTO SEVERO  
RIO GRANDE DO NORTE

Perfuratriz Nº 19  
MARÇO 1940

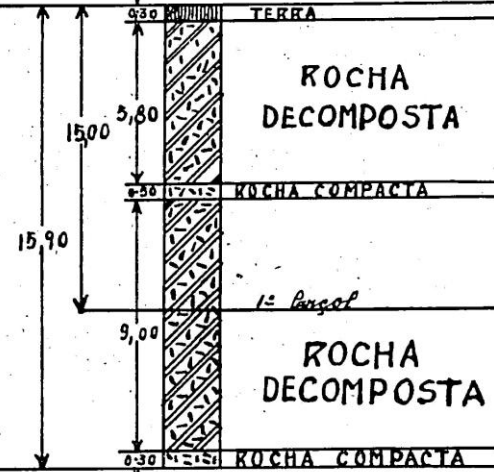


ABANDONADO

**DESPÊSAS**

Inspetoria	15:547#346
Interessado	10:376#450
<b>Total</b>	<b>25:923#796</b>

28-3-940



ABANDONADO

**DESPÊSAS**

Inspetoria	1:215#990
Interessado	1:273#000
<b>Total</b>	<b>2:488#990</b>

Josecildo Almeida

# CLASSIFICAÇÃO

DAS

PUBLICAÇÕES DA

INSPECTORIA FEDERAL DE OBRAS CONTRA AS SÊCAS

As publicações da Inspectoria Federal de Obras contra as Sêcas são divididas nas duas seguintes séries:

## SÉRIE I:

- A — Referentes à botânica (vegetação, florestação)
- B — " ao clima.
- C — " à piscicultura.
- D — " à hidrologia e geologia.
- E — " a assuntos gerais, relacionados com o problema das sêcas e especialmente com as condições agrícolas, econômicas, sociais e estatísticas da região flagelada.
- F — Publicações destinadas a divulgar, entre as populações flageladas, meios e medidas que atenuem os efeitos das sêcas.
- G — Plantas, mapas, cartas das bacias fluviais dos Estados ou regiões flageladas.

## SÉRIE II:

- H — Memórias, projetos e orçamentos relativos a barragens, açudagem e irrigação.
- I — Memórias, projetos e orçamentos relativos a drenagem de dessecamento.
- J — Memórias, projetos e orçamentos relativos a abertura de poços.
- K — Memórias, projetos e orçamentos relativos a vias de transporte.
- L — Publicações referentes a processos técnicos de trabalhos e a execução de obras.
- M — Relatórios dos serviços da Inspectoria.

# PUBLICAÇÕES

DA

## Inspetoria Federal de Obras contra as Sêcas

- Número 1 — Série I, F — O problema das sêcas sob seus variados aspêtos, por Miguel Arrojado Lisboa, Alberto Lofgren, Roderic Crandall, Horace Williams e O. Webber. (Ainda não foi feita a publicação).
- Número 2 — Série I, A — Notas botânicas (Ceará) por Alberto Lofgren, botânico da Inspetoria de Obras contra as Sêcas — Outubro de 1910 — (2.<sup>a</sup> edição) — Preço 3\$000.
- Número 3 — Série I, G — Mapa dos Estados do Ceará, Rio Grande do Norte e Paraíba, com partes dos Estados limítrofes, pelo Serviço Geológico e Inspetoria de Obras contra as Sêcas, na escala de 1:1.000.000. Outubro de 1910. (3.<sup>a</sup> edição) — Preço 8\$000.
- Número 3-A - Série I, G — Mapa dos Estados do Ceará, Rio Grande do Norte e Paraíba, na escala de 1:1.000.000, desenhado por J. E. A. Melo, do 1.<sup>o</sup> distrito da Inspetoria de Sêcas — 1936 — Nova edição corfêta — Preço 10\$000.
- Número 4 — Série I, D, E — Geografia, geologia, suprimento de água, transporte e açudagem nos Estados da Paraíba, Rio Grande do Norte e Ceará, por Roderic Crandall, do Serviço Geológico. Outubro de 1910 — Preço 5\$000.
- Número 5 — Série I, G — Mapa botânico do Estado do Ceará, por Alberto Lofgren, botânico da Inspetoria de Obras contra as Sêcas. Escala 1:3.000.000. Outubro de 1910. (Esgotada).
- Número 6 — Série I, G — Mapa do Estado do Ceará, ampliado da publicação número 3, na escala de 1:650.000 com a colaboração do senhor Antônio Bezerra de Menezes. Outubro de 1910. (2.<sup>a</sup> edição) — Preço 10\$000.
- Número 7 — Série I, G — Mapa Geológico dos Estados do Ceará, Rio Grande do Norte e Paraíba, por Horace Williams e Roderic Crandall, do Serviço Geológico. Escala 1:3.000.000. Outubro de 1910. (Esgotada).



- Número 8 — Série II, H — Memórias e projetos de açúdes estudados e elaborados pelas Comissões do "Açude de Quixadá" e de "Açúdes e Irrigação", chefiadas pelos engenheiros B. Piquet Carneiro e José Ayres de Souza. Outubro de 1910. (Esgotada).
- Número 9 — Série II, H — Memórias e projetos de barragens elaborados, em parte ou totalmente, pela Inspetoria de Obras contra as Secas. Outubro de 1910. (Esgotada).
- Número 10 — Série I, B, D — Chuvas e climatologia das regiões das secas, pluviometria do norte do Brasil e suas relações com a vasão das correntes e com a açudagem, por Horace Williams e Roderic Crandall, do Serviço Geológico. (Ainda não foi feita a publicação).
- Anexo à publicação n.º 10. — Série I, B, D — Carta hipsométrica da região semi-árida do Brasil, por Horace Williams e Roderic Crandall, do Serviço Geológico. Outubro de 1910. (Esgotada).
- Número 11 — Série I, G, B — Carta pluviométrica da região semi-árida do Brasil, por Horace Williams e Roderic Crandall, do Serviço Geológico. Outubro de 1910. (Esgotada).
- Número 12 — Série I, E — Estudos e trabalhos relativos aos Estados da Paraíba e Rio Grande do Norte, pelo engenheiro Raymundó Pereira da Silva, chefe da 2.ª secção da Inspetoria de Secas. Outubro de 1910. (Esgotada).
- Número 13 — Série I, A — A tamareira e seu cultivo, por Alberto Lofgren, chefe botânico da Inspetoria de Secas — Março de 1912. (Esgotada).
- Número 14 — Série I, G — Mapa de parte dos Estados de Pernambuco, Piauí e Baía, por Guilherme Lane, chefe topógrafo da Inspetoria de Secas — Março de 1912 — Preço 3\$000.
- Número 15 — Série I, G — Mapa da bacia do rio Itapicurú, Estado da Baía, por Guilherme Lane, chefe topógrafo da Inspetoria de Secas — Março de 1912 — Preço 3\$000.
- Número 16 — Série I, D — Notas sobre as medições de descargas de rios, por Gerald A. Warring, hidrólogo da Inspetoria de Secas — Março de 1912. (2.ª edição) — Preço 4\$000.
- Número 17 — Série II, H — Açúdes particulares no Rio Grande do Norte e Paraíba. Novembro de 1912 — Preço 6\$000.

- Número 18 — Série I, A — Contribuições para a questão florestal da região do nordeste do Brasil, por Alberto Lofgren, chefe botânico da Inspeção de Sêcas — Dezembro de 1912. (2.<sup>a</sup> edição). — Preço 5\$000.
- Anexo à publicação n.º 18 — Série I, G — Planta dos Hortos Florestais do Quixadá, no Ceará, e Joazeiro, na Baía. Dezembro de 1912 — Preço 2\$000.
- Número 19 — Série II, H — Açúdes no Ceará, “Estreito”, “Riacho do Sangue” e “Poço dos Páus”. Dezembro de 1912. (Esgotada).
- Número 20 — Série II, H — Açúdes públicos e particulares em Pernambuco, Sergipe e Baía. Dezembro de 1912. (Esgotada).
- Número 21 — Série II, H — Açúdes públicos no Rio Grande do Norte e Paraíba. Dezembro de 1912. (Esgotada).
- Número 22 — Série II, H — Açúdes públicos e particulares no Piauí e Ceará. Dezembro de 1912. (Esgotada).
- Número 23 — Série I, D — Suprimento de água no nordeste do Brasil, por Gerald A. Warring, chefe hidrólogo da Inspeção de Sêcas — Dezembro de 1912. (2.<sup>a</sup> edição) — Preço 3\$000.
- Número 24 — Série II, H — Açúdes particulares no Rio Grande do Norte. Julho de 1913. (Esgotada).
- Número 25 — Série I, D — Geologia e suprimento d'água subterrânea no Ceará e parte do Piauí, por Horatio L. Small, geólogo da Inspeção de Sêcas — Julho de 1913. (2.<sup>a</sup> edição) — Preço 4\$000.
- Número 26 — Série I, D — Geologia e suprimento d'água subterrânea do Rio Grande do Norte e Paraíba, pelo engenheiro Ralph H. Sopper, geólogo da Inspeção de Sêcas. Julho de 1913. (2.<sup>a</sup> edição). — Preço 8\$000.
- Número 27 — Série II, L — Coordenadas geográficas do Estado do Ceará, por Arnaldo Pimenta da Cunha, engenheiro de 1.<sup>a</sup> classe da Inspeção de Sêcas — Dezembro de 1913. (Esgotada).
- Número 28 — Série I, G — Mapa referente ao indicado canal S. Francisco-Jaguaripe, organizado pelo engenheiro Roberto Millér, engenheiro de 2.<sup>a</sup> classe da Inspeção de Sêcas — Dezembro de 1913 — Preço 4\$000.
- Número 29 — Série I, G — Mapa parcial do Estado da Baía, organizado pelo engenheiro Roberto Miller, engenheiro de 2.<sup>a</sup> classe da Inspeção de Sêcas — Dezembro de 1913, e não Outubro, como por equívoco consta do mapa. (Esgotada).

- Número 30 — Série I, G — Nova edição correta — Mapa do Estado da Paraíba, organizado pelo engenheiro Guilherme Lane, chefe topógrafo da Inspetoria de Sêcas — Setembro de 1926 — Preço 6\$000.
- Número 31 — Série II, L — Tipos de perfis para barragens de alvenaria — Série A — barragens insubmersíveis, por Flávio Torres Ribeiro de Castro, engenheiro de 2.ª classe da Inspetoria de Sêcas — Dezembro de 1913. (Esgotada).
- Número 32 — Série I, D — Geologia e suprimento d'água subterrânea no Piauí e parte do Ceará, pelo engenheiro Horatio L. Small, ex-geólogo da Inspetoria de Sêcas — Junho de 1914. (2.ª edição) — Preço 4\$000.
- Número 33 — Série I, G — Mapa da parte norte e central do Estado do Piauí e adjacências, pelo mesmo autor. Junho de 1914 — Preço 5\$000.
- Número 34 — Série I, D — Geologia e suprimento d'água subterrânea no Estado de Sergipe e no nordeste da Baía, pelo engenheiro Ralph H. Sopper, ex-geólogo da Inspetoria de Sêcas — Junho de 1914. (2.ª edição) — Preço 4\$000.
- Número 35 — Série I, G — Mapa do Estado de Sergipe e da parte nordeste do da Baía, pelo mesmo autor. Julho de 1914. (Esgotada).
- Número 36 — Série I, G — Criação de peixes larvófagos nos açudes, pelo Dr. Alberico Diniz, ex-médico da 3.ª secção da Inspetoria de Sêcas — Junho de 1914. (Esgotada).
- Número 37 — Série II, M — Relatório dos trabalhos executados durante o ano de 1913, apresentado ao ministro da Viação e Obras Públicas pelo inspetor, Dr. Aarão Reis. Julho de 1914. (Esgotada).
- Número 38 — Série II, L — Tipos de perfis para barragens de alvenaria — Série B — barragens submersíveis, por Flávio Torres Ribeiro de Castro, engenheiro de 2.ª classe da Inspetoria de Sêcas — Dezembro de 1914 — Preço 4\$000.
- Número 39 — Série II, H — Açudes particulares nos Estados do Ceará, Rio Grande do Norte, Paraíba Alagôas e Baía. Dezembro de 1914. (Esgotada).
- Número 40 — Série I, A — Hortos Florestais, (do Joazeiro, na Baía, e do Quixadá, no Ceará). Dezembro de 1914. (Esgotada).
- Número 41 — Série I, A — Estudo sobre as maniçobas Estado da Baía, em relação ao problema das sêcas, pelo Dr. Léo Zehntner. Dezembro de 1914. (Esgotada)

- Número 42 — Série I, G — Mapa do Estado de Pernambuco, organizado, sob a direção de Guilherme Lane, chefe topógrafo, adido, pelo engenheiro de 2.<sup>a</sup> classe, adido, Roberto Miller, ambos da Inspetoria de Sêcas — Julho de 1915 — Preço 5\$000.
- Número 43 — Série II, M — Relatório dos trabalhos executados durante o ano de 1915, apresentado ao Ministério da Viação. Julho de 1916 — Preço 5\$000.
- Número 44 — Série I, G — Mapa do Estado de Alagoas, organizado pelos engenheiros Giles Guilhermé Lane, chefe topógrafo, adido, e Virgílio Pinheiro, condutor de 1.<sup>a</sup> classe, ambos da Inspetoria de Sêcas, segundo os seus trabalhos de campo. Escala 1:5.000 — Junho de 1917. — Preço 8\$000.
- Número 45 — Série II, M — Relatório dos trabalhos executados durante o ano de 1916, apresentado ao Ministério da Viação em Março de 1918-1920. — Preço 8\$000.
- Número 46 — Série II, M — Relatório dos trabalhos executados durante o ano de 1917, apresentado ao Ministério da Viação em Dezembro de 1918-1921. — Preço 6\$000.
- Número 47 — Série I, B — Dados pluviométricos relativos ao nordeste do Brasil — Período 1912-1920. Coligidos pela Secção de Estatística e Coleta de dados físicos e econômicos e publicados sob a direção de C. M. Delgado de Carvalho, chefe, em comissão, do serviço de estatística da Inspetoria de Sêcas. — Ano 1922. (Esgótada)
- Número 48 — Série I, G — Mapa fitogeográfico dos Estados da Baía e Sergipe organizado pelo engenheiro Philipp von Luetzelburg, da Inspetoria de Sêcas — Escala 1:3.000.000. Ano 1922 — Preço 3\$000.
- Número 49 — Série I, G — Mapa fitogeográfico do Estado do Piauí, organizado pelo engenheiro Philipp von Luetzelburg, da Inspetoria de Sêcas — Escala 1:2.000.000. Ano 1922. — Preço 3\$000.
- Número 50 — Série I, G — Mapa fitogeográfico do Estado da Paraíba, organizado pelo engenheiro Philipp von Luetzelburg, da Inspetoria de Sêcas — Escala 1:1.000.000. Ano 1922 — Preço 3\$000.
- Número 51 — Série I, G — Mapa fitogeográfico do Estado do Rio Grande do Norte e Ceará sul, organizado pelo engenheiro Philipp von Luetzelburg, da Inspetoria de Sêcas — Escala 1:2.000.000. Ano de 1922 — Preço 3\$000.
- Número 52 — Série I, G — Mapa fitogeográfico parcial da serra do Araripe, organizado pelo engenheiro Philipp von Luetzelburg, da Inspetoria de Sêcas — Escala 1:400.000. Ano 1922 — Preço 3\$000.

- Número 53 — Série I, B, G — Atlas pluviométrico do nordeste do Brasil, organizado por C. M. Delgado de Carvalho, chefe, em comissão, do serviço de estatística da Inspeção de Sêcas — Mapas pluviométricos gerais. Ano 1923 — Preço 5\$000.
- Número 54 — Série I, B, G — Atlas pluviométrico do nordeste do Brasil, organizado por C. M. Delgado de Carvalho, chefe, em comissão, do serviço de estatística da Inspeção de Sêcas — Mapas pluviométricos anuais. Ano 1924 — Preço 3\$000.
- Número 55 — Série I, B, G — Atlas pluviométrico do nordeste do Brasil, organizado por C. M. Delgado de Carvalho. Mapas pluviométricos mensais. Ano 1924 — Preço 5\$000.
- Número 56 — Série I, G — Determinação de coordenadas geográficas nos Estados de Paraíba, Pernambuco e Rio Grande do Norte, pela comissão chefiada pelo eng. civil, Arnaldo Pimenta da Cunha, eng. 1.ª classe, da Inspeção de Sêcas — Anos 1922-1923 — Preço 10\$000.
- Número 57 — Série I, A — Estudo Botânico do Nordeste do Brasil, por Philipp von Luetzelburg, botânico da Inspeção de Sêcas, em 3 volumes. Anos 1922-1923 — Preço de cada volume 12\$000.
- Número 58 — Série I, D — Serras e Montanhas do Nordeste pelo engenheiro de minas e civil Luciano Jaques de Moraes, geólogo da Inspeção de Sêcas. Estudos Petrográficos pelo engenheiro de minas e civil Djalma Guimarães, petrógrafo do Serviço Geológico e Mineralogia do Brasil, em 2 volumes. Ano 1924 — Preço 16\$000.
- Número 59 — Série I, B, G — Atlas pluviométrico do nordeste do Brasil, organizado por C. M. Delgado de Carvalho, chefe, em comissão, do serviço de estatística da Inspeção de Sêcas — Mapas pluviométricos de Percentagens e Isoamplitudes. Ano 1924 — Preço 5\$000.
- Número 60 — Série II, M — Relatório dos trabalhos executados durante o ano de 1922, apresentado ao Ministério da Viação em 1924 — Preço 4\$000.
- Número 61 — Série I, G — Estradas de rodagem do Nordeste, construídas pela Inspeção de Sêcas em 1923 — Preço 8\$000.
- Número 62 — Série II, M — Introdução ao Relatório dos trabalhos executados no ano de 1922-1923, apresentado ao Ministério da Viação — Preço 4\$000.
- Número 63 — Série II, M — Relatório dos trabalhos executados durante o ano de 1923-1924, apresentado ao Ministério da Viação — Preço 5\$000.
- Número 64 — Série I, D — Inscrições ruprestes no Brasil. Ano de 1924, por Luciano Jaques de Moraes, ex-geólogo da Inspeção de Sêcas — Preço 8\$000.



- Número 65 — Série II, M — Relatório dos trabalhos executados durante o ano de 1924, apresentado ao Ministério da Viação em 1925 — Preço 5\$000.
- Número 66 — Série II, M — Relatório dos trabalhos executados durante o ano de 1921, apresentado ao Ministério da Viação em 1924 — Preço 5\$000.
- Número 67 — Série II, M — Relatório dos trabalhos executados durante o ano de 1920, apresentado ao Ministério da Viação, em 1925 — Preço 5\$000.
- Número 68 — Série II, L — Catálogo de pares de estrelas para determinações da hora pelo método de "Zinger" organizado e calculado pelo engenheiro Alírio H. de Mattos, Assistente do Observatório Nacional e Assistente da Escola Politécnica do Rio de Janeiro — Preço 10\$000.
- Número 69 — Série II, J — Perfuração de Poços no Nordeste do Brasil, por Alceu de Lelis, Engenheiro civil e de minas, encarregado do Serviço de Perfuração e Aparelhamento de Poços da Inspetoria de Sêcas em 1926 — Preço 8\$000.
- Número 70 — Série II, M — Relatório dos trabalhos executados durante o ano de 1925, apresentado ao Ministério da Viação em 1926 — Preço 5\$000.
- Número 71 — Série I, G — Mapa do Estado do Rio G. do Norte, organizado pelo engenheiro Roberto Miller, engenheiro de 2.<sup>a</sup> classe da Inspetoria de Sêcas — 1928 — Preço 5\$000.
- Número 72 — Série II, M — Relatório dos trabalhos executados no triênio 1931-1933, apresentado ao Ministério da Viação em 1934 — Preço 8\$000.
- Número 73 — Série II, M — Relatório dos trabalhos executados em 1934, apresentado ao Ministério da Viação em 1935 — Preço 5\$000.
- Número 74 — Série II, M — Relatório dos trabalhos executados em 1935, apresentado ao Ministério da Viação em 1936 — Preço 8\$000.
- Número 75 — Série II, M — Relatório dos trabalhos executados em 1936, apresentado ao Ministério da Viação em 1937 — Preço 23\$000.
- Número 76 — Série I, G — Mapa do Estado do Ceará 1935 — Nova edição organizada pelo Inspetor técnico, adido, Tomás Pompeu Sobrinho, aproveitando os mais recentes levantamentos topográficos efetuados no 1.<sup>o</sup> Distrito, escala 1:500.000. Desenho de João Evangelista Alves de Melo e Mário Mesquita, desenhista de 3.<sup>a</sup> classe, da Inspetoria de Sêcas — Preço 15\$000.
- Número 77 — Série II, M — Relatório dos trabalhos executados em 1937, apresentado ao Ministério da Viação em 1938 — Preço 28\$500.