



MINISTÉRIO DA VIAÇÃO E OBRAS

620.05

B

E-2

P-4

DEPARTAMENTO NACIONAL DE
OBRAS CONTRA AS SÊCAS

BOLETIM

N.º 11 - Vol. 23 — Março de 1965

— Convênio DNOCS/SUDENE/USAID Para o Estudo de Bacias Hidrográficas no Nordeste	7
— Hidrologia do Rio Parnaíba	13
— Estudo Hidrogeológico do Brejo de São José, Arcoverde, Pernambuco	31
— Reconhecimento das Disponibilidades de Água Subterrânea em Picos	51
— Introdução ao Aero-Levantamento	81
— Projeto do Sangrador do Açude Público Cocorobó	107

SÉRIE: PLANEJAMENTO, ESTUDOS E PROJETOS

Este BOLETIM é uma publicação trimestral do DEPARTAMENTO NACIONAL DE OBRAS CONTRA AS SECAS (DNOCS) E distribuído gratuitamente.

Tôda correspondência deverá ser dirigida para :

— DNOCS — DPEP — Boletim
Rua Cônego Barata, 999 — Tamarineira
Recife, Pernambuco — Brasil.
End. teleg.: SECAVIA DPEP BOLETIM — Recife.

É permitida a livre transcrição de qualquer matéria, desde que seja citada a fonte, título, data e página.

This Bulletin is a quarterly publication of the National Department of Works Against Droughts — (DNOCS). It is given away free of charge.

Every mailing must be sent to :
— DNOCS — DPEP — Bulletin

Rua Cônego Barata, 999 — Tamarineira.
Recife, Pernambuco — Brazil

Cable address: SECAVIA DPEP BULLETIN — Recife.

It can be rewritten partly or entirely, since page, date, title and origin are mentioned.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE
OBRAS CONTRA AS SÊCAS

BOLETIM

FUNDADO EM 1934

REDAÇÃO

Rua Cônego Barata, n.º 999 — Tamarineira

Recife

-
-
- Solicitamos permuta com publicações congêneres.
 - Os conceitos emitidos em artigos assinados exprimem apenas opiniões de seus autores e são de sua exclusiva responsabilidade. Não serão devolvidos os originais recebidos, mesmo quando não publicados.
-
-

APRESENTAÇÃO

Fundado em 1934, à época da Inspeção Federal de Obras Contra as Secas - IFOCS, este *BOLETIM* foi publicação mensal até dezembro do ano seguinte, passando, depois, a ser impresso trimestralmente. Em 1942 teve sua publicação interrompida, voltando a circular no período 1958/1960.

Retornando, agora, novamente à circulação, mantém as mesmas diretrizes de órgão de divulgação técnica, e será publicado trimestralmente, em três séries, abrangendo os seguintes assuntos, ligados às atividades do DNOCS: "Planejamento, Estudos e Projetos", "Fomento e Produção", e "Obras".

Convênio DNOCS/SUDENE/USAID

Texto do Convênio celebrado entre o DNOCS, a SUDENE e USAID/Brasil, para o Estudo de Bacias Hidrográficas no Nordeste, assinado em 22 de maio de 1964.

LEVANTAMENTO DE RECURSOS NATURAIS
ESTUDO DE BACIAS HIDROGRÁFICAS NO NORDESTE

As partes dêste Convênio são a Superintendência do Desenvolvimento do Nordeste (SUDENE), o Departamento Nacional de Obras Contra as Secas (DNOCS) e a Agência para o Desenvolvimento Internacional (USAID/BRASIL), órgão do Governo dos Estados Unidos da América.

Este Convênio é celebrado segundo o "Acôrdo entre os Governos dos Estados Unidos do Brasil e dos Estados Unidos da América do Norte, sôbre a cooperação do Governo dos Estados Unidos da América do Norte na promoção do desenvolvimento social e econômico do Nordeste Brasileiro" assinado em Washington, D. C., no dia 13 de abril de 1962.

I — SITUAÇÃO ATUAL

Existem, no Nordeste Brasileiro, 23 bacias hidrográficas, variando em tamanho de 8.500 a mais de 600.000 quilômetros quadrados. O Segundo Plano Diretor, para o Desenvolvimento do Nordeste, determina a pesquisa sistemática e o aproveitamento dos recursos naturais de 19 dessas 23 bacias. Cumulativamente, a região do submédio São Francisco, o maior rio nordestino, é também contemplada no Plano Diretor da SUDENE. Entretanto, devido à sua extensão e complexidade, a bacia do São Francisco é considerada em projeto à parte, sendo objeto de convênio específico.

Das outras 19 bacias foram celebrados convênios para estudo, em Primeira Fase, das bacias dos rios Piranhas, Acaraú e Moxotó, sendo a bacia do Jaguaribe estudada, em caráter particular, pelos franceses. Estão, portanto, excluídas essas quatro bacias dos estudos a serem empreendidos segundo êste Convênio.

Estudos já realizados, para promover o desenvolvimento das 15 bacias restantes, indicam que seus recursos de solo e água não são suficientemente utilizados no sentido de atender à necessidade de incrementação da produção agrícola e de aceleração do processo de industrialização. Algumas investigações e obras foram levadas a efeito por órgãos do Governo Federal sem, entretanto, a necessária integração em um programa completo de desenvolvimento.

O DNOCS vem efetuando numerosos estudos e investigações, em relação ao aproveitamento dos recursos de solo e água das bacias, incluindo irrigação, hidrologia, navegação fluvial, mapeamento, e outros. O DNOCS mantém, em seus arquivos, os resultados desses estudos, bem como fotografias aéreas das diferentes bacias.

A SUDENE, com a assistência da USAID, através da Aliança para o Progresso, está expandindo o seu programa hidrológico, no sentido de obter informações mais detalhadas sobre fluxo e refluxo e, presentemente, inicia um programa de investigação de águas subterrâneas nas mencionadas bacias.

Durante mais de meio século, vultosos investimentos foram realizados para o desenvolvimento dessas bacias, através da construção de represas e outras obras, pelos órgãos do Governo Federal, que operam na área (principalmente o DNOCS). Muito embora esses investimentos não tenham sido bem coordenados, com respeito às possibilidades de um integral desenvolvimento, os seus resultados constituem acervo considerável, fornecendo uma base para que tal seja alcançado.

II — PLANO

O objetivo deste Convênio é o fornecimento de assistência técnica para a execução dos estudos, pesquisas e investigações necessários à determinação da viabilidade econômica de um programa de desenvolvimento para cada uma das seguintes bacias:

1. Bacia do Curu
2. Bacia do Paraíba
3. Bacia do Itapicuru, no Maranhão
4. Bacia do Apodi
5. Bacia do Pajeú
6. Bacia do Vaza-Barris
7. Bacia do Parnaíba
8. Bacia do Paraguassu
9. Bacia do Jequitinhonha
10. Bacia do Contas
11. Bacia do Pardó
12. Bacia do Capibaribe
13. Bacia do Poti
14. Rio e Canal Santo Alberto
15. Bacia do Itapicuru, na Bahia

Tais programas determinarão uma utilização mais eficiente dos recursos de solo e água da área, produzindo um efeito duradouro sobre a economia e elevando, através da incrementação da produção agrícola e da industrialização, os padrões de vida da população das respectivas bacias e áreas circundantes.

Esses programas de desenvolvimento serão planejados para execução em duas fases:

PRIMEIRA FASE

- a) Exame preliminar de cada uma dessas bacias, para determinar a conveniência de investigações posteriores;
- b) Nas bacias em que investigações posteriores serão realizadas:
 - 1) Serão examinados os dados já coligidos, relativos a abastecimento d'água, estudos de reservatório e represa, potencial hidro elétrico, fatos e economia geral, incluindo particularmente o potencial da produção agrícola e industrial das bacias;
 - 2) Serão examinados os projetos e planos de desenvolvimento, já existentes;
 - 3) Serão identificadas as bacias onde investigações futuras (Estudos em Segunda Fase) e possível desenvolvimento forem necessários e as bacias que não requeiram atividade posterior.

Para as bacias que não exijam os estudos da Segunda Fase serão feitas recomendações concernentes aos meios econômicos e tecnicamente viáveis para o desenvolvimento de seus recursos de solo e água.

Tais recomendações determinarão prioridade entre estes programas de desenvolvimento e o de outras bacias hidrográficas estudadas.

Um "Plano de Trabalho", para atender aos objetivos deste Convênio, será elaborado conjuntamente pela SUDENE, DNOCS, USAID/Brasil e a equipe técnica a ser contratada nos Estados Unidos da América, dentro de um mês, depois de sua chegada ao Brasil.

A assistência técnica, a ser fornecida nos termos deste Convênio, incluirá uma equipe de técnicos, com as qualificações necessárias para realizar esses estudos, a serem contratados nos Estados Unidos da América, de preferência no "Bureau of Reclamation". Esses técnicos terão experiência, entre outros, nos seguintes campos:

- a) Investigações de recursos d'água;
- b) Estudos de reservatório e controle de rios;
- c) Aproveitamento e distribuição de energia hidro elétrica;

- d) Industrialização e utilização de energia elétrica;
- e) Classificação do solo;
- f) Produção agrícola e agricultura irrigada;
- g) Desenvolvimento de sistemas de irrigação, inclusive sistemas de abastecimento e distribuição;
- h) Drenagem e controle de enchentes;
- i) Economia geral e desenvolvimento múltiplo do rio.

SEGUNDA FASE

Mediante acordo mútuo entre as partes deste Convênio, e com base nos resultados e recomendações da Primeira Fase, investigações posteriores detalhadas, estudos e pesquisas conforme acima mencionado, serão realizados para determinar a viabilidade econômica de possíveis projetos e elaborar Planos Diretores para o desenvolvimento dessas bacias, quando viáveis. O trabalho a ser executado, na Segunda Fase, não é financiado por este Convênio.

III — RESPONSABILIDADES

A. A SUDENE compromete-se a:

- 1) Designar pelo presente o DNOCS como órgão brasileiro responsável pela execução deste programa.
- 2) Pagar todas as despesas em cruzeiros da Fase I deste Convênio, quando não cobertas pela outra parte brasileira, ou especificamente incluída na "Ordem de Implementação de Projetos para Técnicos" (PIO/T), da USAID, emitida nos termos deste Convênio.
- 3) Designar técnicos de seu quadro para prestar assistência na execução deste projeto, de acordo com o "Plano de Trabalho" acima mencionado, e responsabilizar-se pelo pagamento dos salários e outras despesas desses técnicos.
- 4) Indicar à USAID pessoal de seu quadro, do DNOCS ou de outras instituições, com vistas a treinamento nos Estados Unidos da América ou em outros países.
- 5) Ajudar a obter o mais breve possível e sem ônus para a USAID/Brasil ou para os técnicos americanos, quaisquer licenças, permissões, ou outras autorizações necessárias à execução deste projeto.

B) O DNOCS compromete-se a:

- 1) Servir como órgão executor deste programa;
- 2) Fornecer, de acordo com o Plano de Trabalho acima mencionado, o

peçoal necessário à realização dessas pesquisas inclusive, pelo menos, dois engenheiros que falem inglês, para trabalharem com os técnicos americanos;

- 3) Responsabilizar-se pelos salários e outras despesas dos funcionários do DNOCS, designados para trabalhar neste projeto;
- 4) Quando solicitado pela equipe técnica ou pela SUDENE, e conforme estabelecido no "Plano de Trabalho", fornecer transporte, acomodações de escritório e mobiliário, bem assim os serviços administrativos necessários, inclusive serviço de tradução e intérprete, para a execução deste programa;
- 5) Pôr à disposição da equipe técnica todos os dados existentes sobre as bacias, tais como mapas, levantamentos, relatórios de investigação e dados sobre construção;
- 6) Efetuar limitadas pesquisas de campo, conforme sejam necessárias para esclarecer e completar os dados existentes;
- 7) Propor à SUDENE pessoal do seu quadro, a ser indicado pela SUDENE à USAID/BRASIL, para efeito de treinamento nos Estados Unidos da América ou outros países.

C. A USAID/BRASIL compromete-se a:

- 1) Pôr à disposição quantia não superior a US\$ 90.000 (noventa mil dólares e Cr\$ 50.000.000 (cinquenta milhões de cruzeiros), conforme descrito na "Ordem de Implementação de Projeto para Técnicos", emitida segundo este Convênio, para a contratação de técnicos dos Estados Unidos da América. Esses técnicos, solicitados pela SUDENE, prestarão assistência à execução da FASE I deste Convênio. Sujeito à disponibilidade de verbas e à execução satisfatória deste projeto, a USAID/BRASIL fornecerá recursos adicionais em anos fiscais subsequentes, conforme exigido pela equipe técnica;
- 2) Responsabilizar-se por todos os custos de treinamento, com exceção de salários e despesas de viagem internacional, do pessoal selecionado para programa de treinamento nos Estados Unidos da América, ou em outros países, conforme for mutuamente acordado pelas partes deste Convênio.
- 3) Fornecer à SUDENE e ao DNOCS, no prazo máximo de 3 meses após o término dos trabalhos de cada bacia, um relatório técnico completo (mínimo de 10 cópias) sintetizando os resultados dos estudos da FASE I, com recomendações para as atividades da FASE II.
- 4) Informar à SUDENE a data de chegada dos técnicos contratados, fornecendo, antes de partirem dos Estados Unidos da América, para sua aprovação, os dados biográficos (curriculum vitae) de cada um, contendo sua experiência profissional, nome, endereço, data de nas-

cimento, estado civil, idioma, educação, associações profissionais a que pertencer, publicações e outras informações de interesse.

IV — DISPOSIÇÕES GERAIS

- A — A troca de cartas entre a SUDENE e a USAID/BRASIL, de 4 de junho de 1962, sobre a utilização das doações em dólares e o Memorandum de Entendimento sobre Auditoria de 22 de abril de 1963, entre a USAID/BRASIL e o Governo Brasileiro serão incorporados como parte deste Convênio;
- B — As partes deste Convênio tomarão as medidas apropriadas para divulgar o progresso alcançado e os objetivos a serem atingidos como resultado deste programa, identificando-o claramente com a Aliança para o Progresso.
- C — Este Convênio entrará em vigor na data da última assinatura aqui aposta, assim permanecendo até 31 de dezembro de 1965, a menos que seja modificado por acordo mútuo ou cancelado, anteriormente àquela data, mediante aviso prévio, por escrito, de 30 dias, por quaisquer signatários.

Assinado em 22 de Maio de 1964.

- as) **General Manoel Expedito Sampaio**
SUPERINTENDÊNCIA DO DESENVOLVIMENTO
DO NORDESTE — SUDENE

- as) **Major Stanley Fortes Baptista**
Departamento Nacional de Obras Contra as Sêcas
— DNOCS

- as) **Mr. John Dieffenderfer**
Agência Para o Desenvolvimento Internacional
— USAID/BRASIL

HIDROLOGIA DO RIO PARNAÍBA

**INFORMAÇÕES PRELIMINARES SÔBRE AS
CARACTERÍSTICAS HIDROLÓGICAS
DO APROVEITAMENTO DA
BOA ESPERANÇA
NO
RIO PARNAÍBA**

**RELATÓRIO APRESENTADO AO DNOCS, EM 1962,
PELA FIRMA HIDROSERVICE**

I

DADOS DISPONÍVEIS

I.A — Dados fluviométricos

Infelizmente, as únicas observações diretas sobre o rio Parnaíba disponíveis para o presente estudo são as resultantes dos trabalhos hidrométricos realizados para o Departamento Nacional de Portos Rios e Canais pela firma Hidrologia Comercial Ltda., durante o período de maio de 1955 a dezembro de 1957.

Esses trabalhos consistiram da instalação e operação de 16 postos hidrométricos ao longo de toda a bacia do Parnaíba. Nesses postos, porém, além das observações linimétricas e pluviométricas diárias, foram efetuados durante todo esse período apenas 9 pares de medições de descarga.

Os elementos fluviométricos então obtidos apresentam uma série de deficiências devidas principalmente à baixíssima frequência com que foram efetuadas as condições de descarga e à localização inadequada de vários dos postos.

Dos postos então operados, 4 se encontravam próximos ou a montante de Boa Esperança e portanto interessam a este estudo: Uruquí, Nova Iorque e Veados no rio Parnaíba, e Forquilha no rio das Balsas.

Em 1958, o sinatário deste relatório analisou cuidadosamente os dados coletados até 1957 pelo que agora não serão feitas maiores considerações a respeito dos mesmos. Foram selecionados para este trabalho os dados do deflúvio médio diário de Nova Iorque resultantes dessa análise e que abrangem o período de 27 de maio de 1955 a dezembro de 1957.

I. B — Dados Pluviométricos

Dentro da bacia de drenagem do rio Parnaíba, em Boa Esperança, somente

se dispõe dos dados pluviométricos correspondentes ao período já citado de 1955-57 dos postos de Uruquí, Forquilha e Nova Iorque. Outros postos próximos com dados para esse período são os de Barra do Gurguéia e Floriano.

Para os estudos da regularização a que se refere o presente trabalho esses dados não apresentam grande interesse e por isso foram compilados os de outros postos na região que tivessem longo período de observação:

Foram examinados os dados dos seguintes postos:

POSTO	ESTADO	PERÍODO	ENTIDADE
AMARANTE	PIAUI	1913-58	DNOCS
BARRAS	PIAUI	1913-58	DNOCS
PARACURUCA	PIAUI	1913-58	DNOCS
S. RAIMUNDO NONATO	PIAUI	1911-58	DNOCS
SIMPLÍCIO MENDES	PIAUI	1914-58	DNOCS
TEREZINA	PIAUI	1920-53	S.M.
BARRA DO CORDA	MARANHÃO	1912-58	S.M.
GRAJAÚ	MARANHÃO	1914-58	S.M.
CAROLINA	MARANHÃO	1913-58	S.M.
PETROLINA	PERNAMBUCO	1912-58	DNOCS
REMANSO	BAHIA	1919-59	DNOCS
IBIPETUBA	BAHIA	1919-59	DNOCS

As análises preliminares efetuadas conduziram à adoção dos dados dos postos de Carolina (Ma), Barra do Corda (Ma), Simplicio Mendes (Pi) e Ibipetuba (Ba), para os estudos de caracterização dos períodos críticos de chuva média na bacia e extensão do histórico hidrológico.

Na ilustração 1 mostra-se a localização desses quatro postos fluviométricos em relação à bacia contribuinte ao reservatório de Boa Esperança.

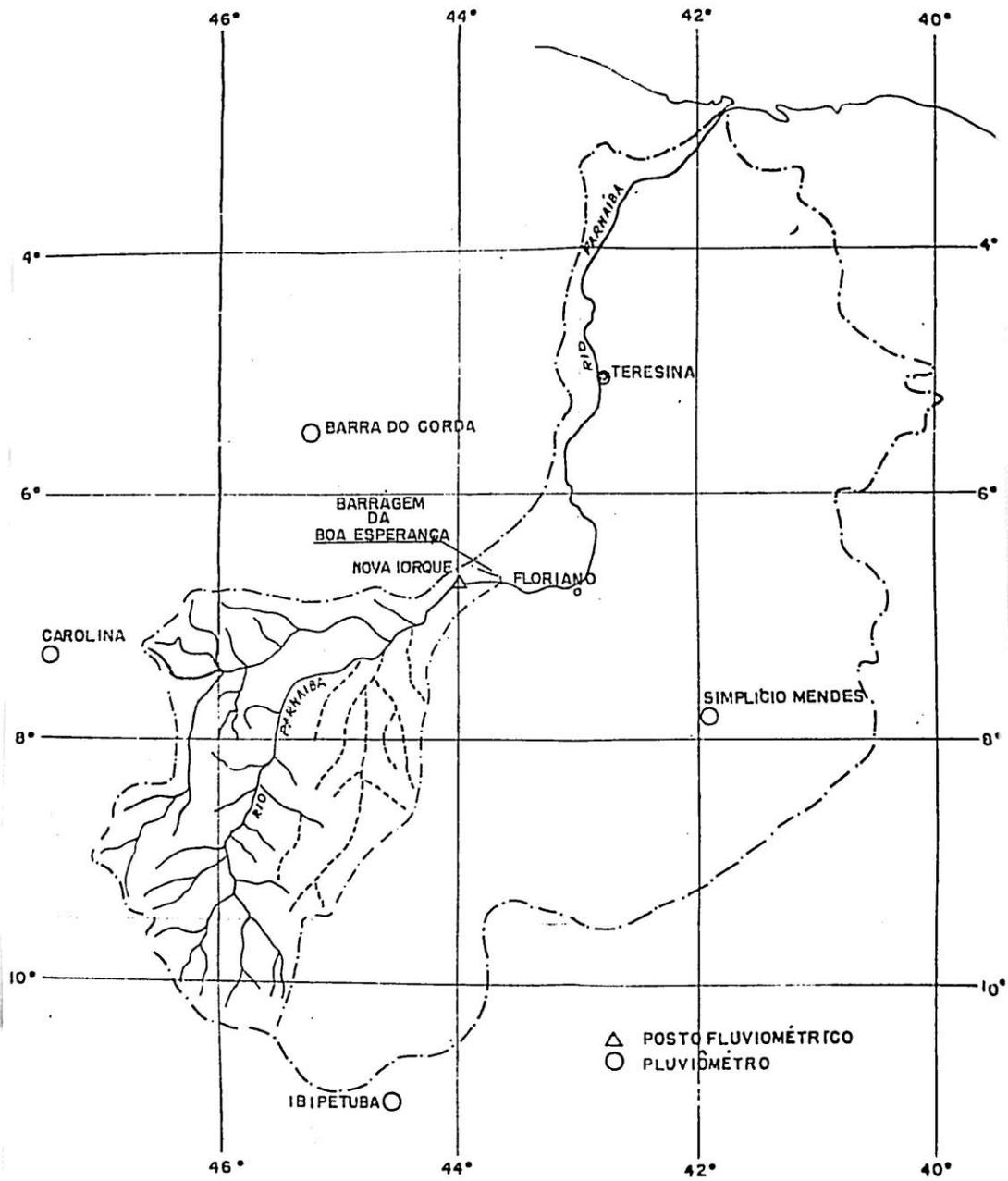
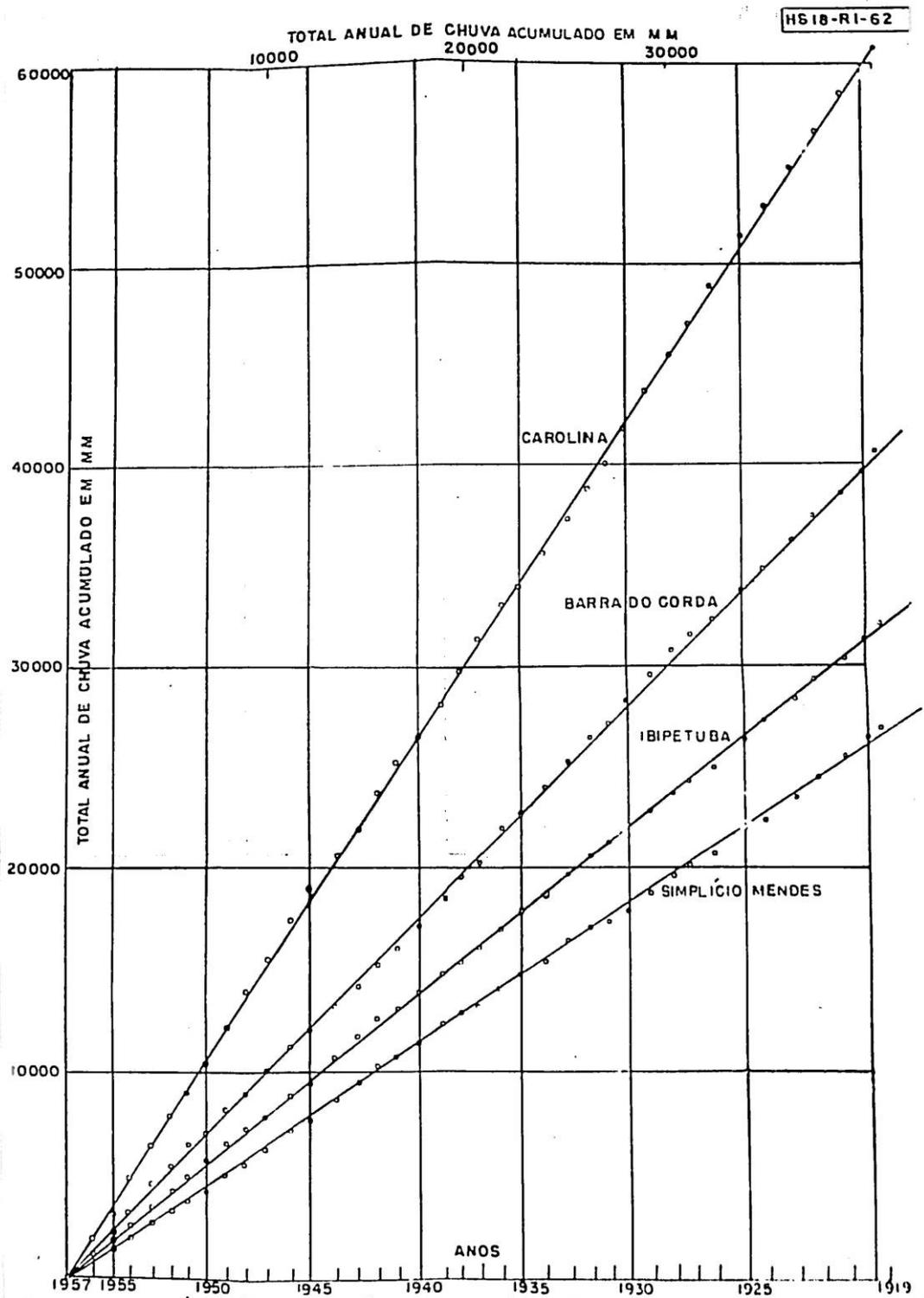


Ilustração 1 - Localização dos pluviômetros de CAROLINA BARRA DO CORDA, SIMPLICIO MENDES e IBIPETUBA em relação a bacia do rio PARNAIBA em BOA ESPERANÇA

HIDROSERVICE

D. N. O. C. B.



HIDROSERVICE

Ilustração 2 - Verificação da homogeneidade dos dados anuais nos postos de SIMPLICIO MENDES, IBIPETUBA BARRA DO CORDA e CAROLINA

D N O C S

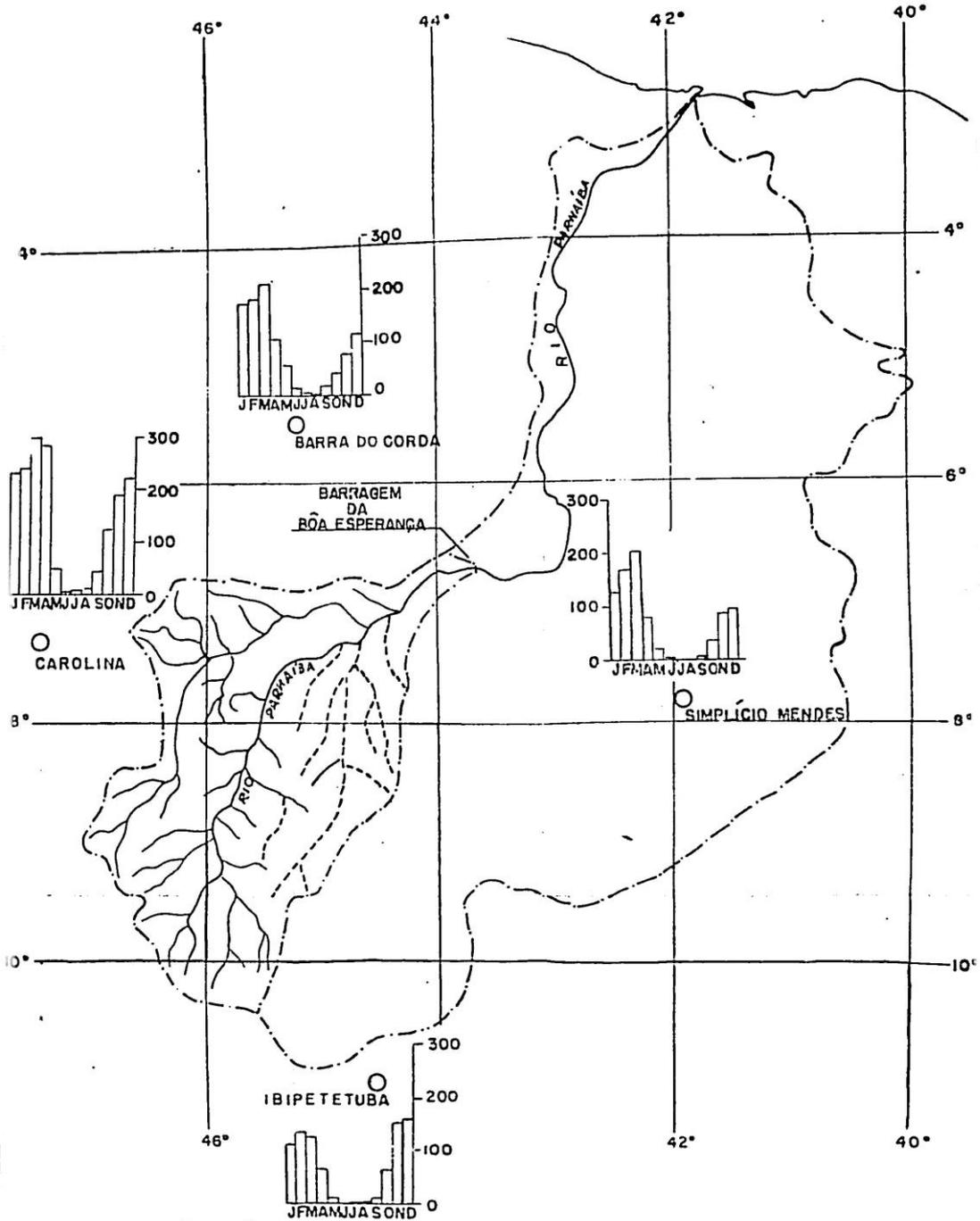


Ilustração 3 - Padrões de distribuição mensal das chuvas na região da bacia contribuinte do reservatório da BOA ESPERANÇA 1920-57.

HIDROSERVICE

D. N. O. C. S.

CARACTERÍSTICAS DAS CHUVAS NA BACIA

II.A — Verificação e Ajuste dos Dados

Antes de sua utilização foi levada a cabo uma verificação nos dados dos quatro postos já citados através de uma análise de homogeneidade dos totais anuais de chuva. Na ilustração 2 mostra-se o traçado das linhas duplo-acumulativas usadas para a efetuação dessa análise.

Os dados não tiveram que sofrer nenhum ajuste tendo sido os vários períodos considerados homogêneos.

II.B — Distribuição Anual das Chuvas

As chuvas na região, como é sabido, se distribuem dentro de dois períodos definidos conhecidos no Nordeste como "Inverno" e "Verão". O "Inverno", período essencialmente chuvoso, tem início em outubro e se estende até abril.

Na ilustração 3 apresentam-se os padrões de distribuição média mensal das chuvas em Barra do Corda, Carolina, Ibipetuba e Simplício Mendes, relativos ao período de 1920 e 1957. Esses padrões servem para indicar a distribuição média das chuvas na bacia do Parnaíba em Boa Esperança embora correspondam a postos situados fora da mesma. Outro elemento interessante que se pode mostrar por essa ilustração é a maior magnitude das chuvas no setor Piauiense da Bacia.

Na tabela I que segue são apresentados os valores médios mensais de chuvas desses 4 pontos. Na Tabela II mostra-se que, em média, cerca de 97% das chuvas ocorrem durante o período de outubro e abril nos postos de Ibipetuba e Simplício Mendes e entre 91 a 93% nos postos de Barra do Corda e Carolina.

TABELA I

BACIA DO PARNAÍBA

CHUVAS MÉDIAS MENSIS E ANUAIS EM MILÍMETROS

Períodos 1920-57

POSTO	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ	TOTAL
BARRA DO													
CORDA	178,5	184,5	217,5	160,0	58,2	13,9	4,7	3,6	19,0	41,5	78,0	117,9	1077,3
IBIPETUBA	112,0	134,9	125,6	66,2	10,6	0,9	1,0	1,7	10,8	66,4	152,5	160,6	843,2
CAROLINA	231,1	239,8	300,0	182,7	49,4	6,2	7,4	9,8	44,2	124,1	190,2	221,8	1606,7
SIMPLÍCIO													
MENDES	127,3	168,8	203,3	79,2	19,5	1,3	0,7	0,5	5,9	37,2	86,6	95,5	825,8

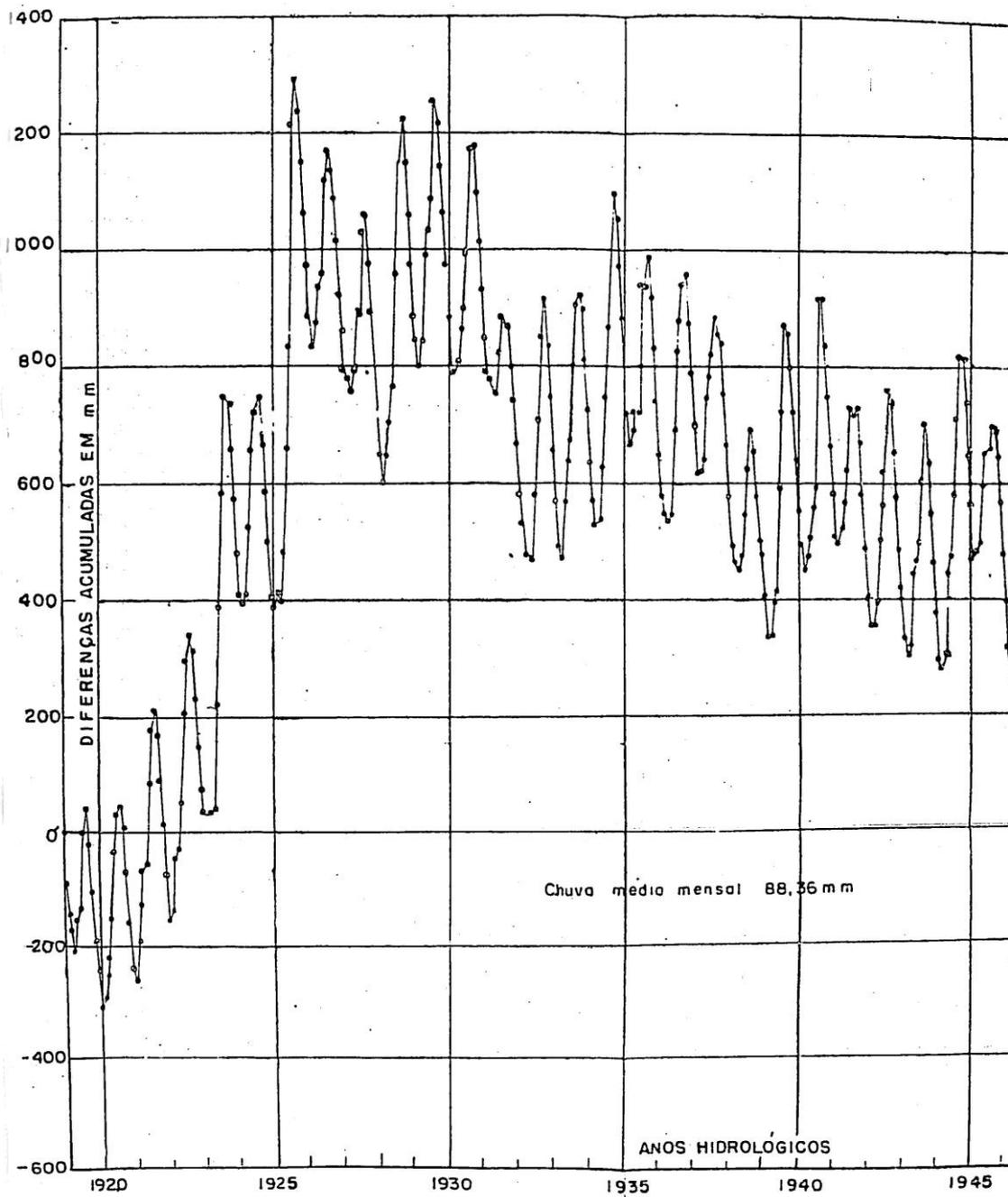


Ilustração 4 - Indicação das flutuações das
do rio PARNAIBA em BOA E
postos de CAROLINA, BARRA
e SIMPLICIO

HIDROSERVICE

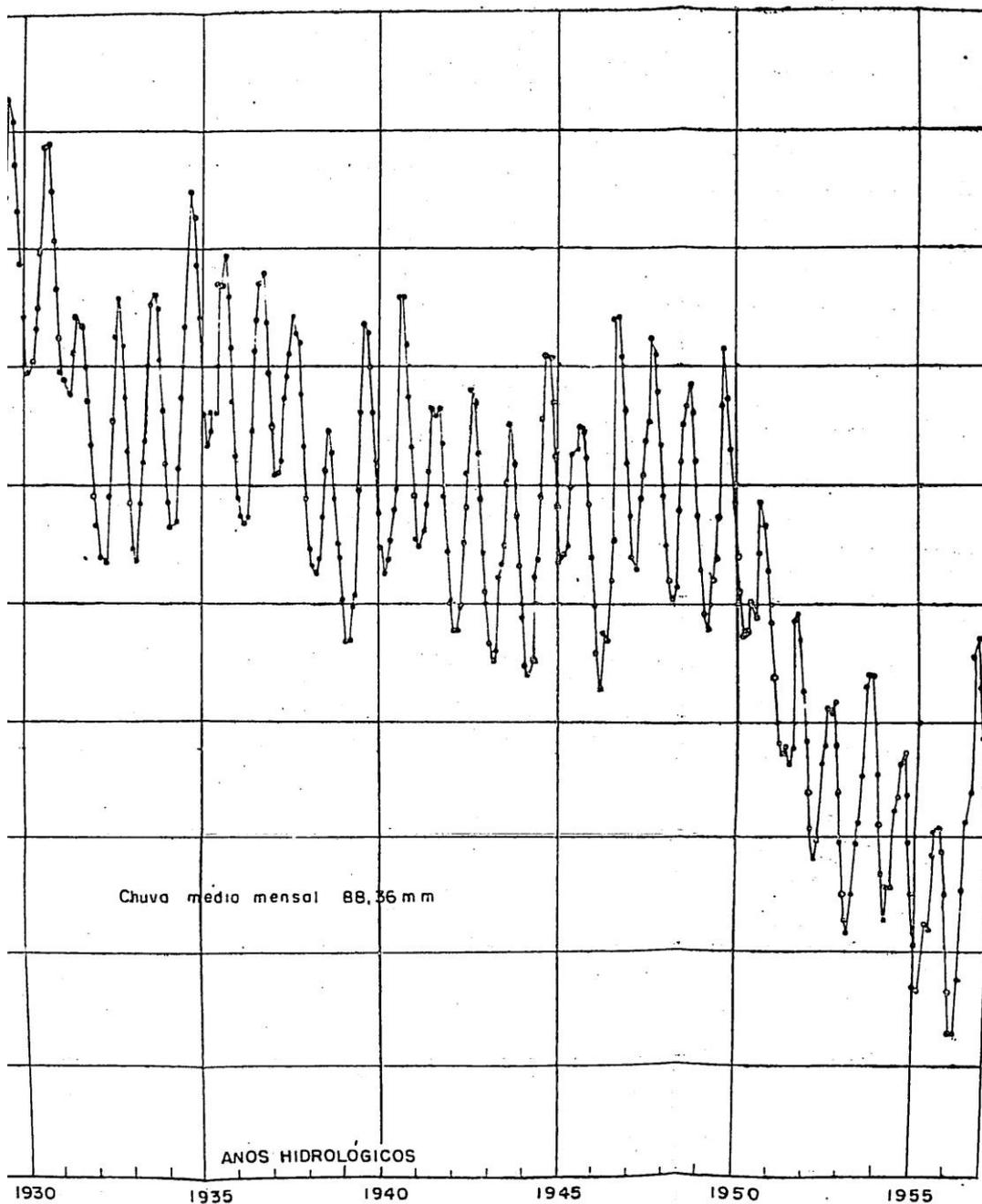


Ilustração 4 - Indicação das flutuações das chuvas mensais na bacia do rio PARNAIBA em BOA ESPERANÇA Media dos postos de CAROLINA, BARRA DO CORDA, IBIPETUBA e SIMPLICIO MENDES.

HIDROSERVICE

D. N. O. C. S.

TABELA II

PORCENTAGEM MÉDIA DAS CHUVAS NO "INVERNO" E "VERÃO"

Período: 1920-57

P O S T O S	Outubro-Abril	Maió-Setembro
	"Inverno"	"Verão"
BARRA DO CORDA	90,7%	9,3%
IBIPETUBA	97,0%	3,0%
CAROLINA	92,7%	7,3%
SIMPLÍCIO MENDES	96,6%	3,4%

II. C — Flutuações das Chuvas

Para programar a utilização da água através da regularização do regime fluvial a questão das flutuações das chuvas, e consequentemente dos deflúvios, adquire grande importância.

Para avaliar as capacidades de armazenamento necessários num reservatório para obter determinadas descargas regularizadas, é necessário localizar os períodos críticos observados no passado dentro de um histórico de observações hidrológicas o mais longo possível.

No Parnaíba são muito poucas as observações diretas. Como foi visto porém, os dados de chuva existentes na região (embora de postos fora da bacia) abrangem mais de 40 anos o que constitui um bom histórico.

A ilustração 4 serve para indicar as flutuações das chuvas mensais na bacia contribuinte ao reservatório de Boa Esperança. Elas são indicadas pela média aritmética das chuvas em Carolina, Barra do Corda, Ibipetuba e Simplicio Mendes.

É possível notar por essa ilustração a existência de dois períodos críticos principais: o primeiro, que poderá ser condicionante no caso de muito grandes descargas regularizadas, tem início por volta de 1930 e se desenvolve até 1957; o segundo, mais agudo e provavelmente o mais importante para o presente estudo, se desenvolve a partir de 1950. É interessante observar que o período de observações diretas do Parnaíba (1955-57) se situa justamente no fim do

período crítico. Esses dados não são, portanto, suficientes para definir as possibilidades de regularização em Boa Esperança.

II.D — Chuva Média Anual

Para todos os estudos a seguir descritos foram considerados anos hidrológicos com início em setembro de um ano e término em agosto do ano que segue.

São as seguintes as médias da chuva anual referentes ao período hidrológico de 1919 a 1957 nos quatro postos estudados:

CAROLINA	1601 mm
BARRA DO CORDA	1103 mm
IBIPETUBA	843 mm
SIMPLÍCIO MENDES	710 mm

Para estimar a chuva média anual na bacia foram utilizados os métodos de média aritmética e o Thiessen.

Pela média aritmética dos quatro postos acima, verifica-se um valor de 1064 milímetros, enquanto que pelos polígonos de Thiessen obtem-se uma média ponderada de 1250 milímetros.

Decidiu-se para êste trabalho, tomar a média aritmética como valor mais representativo das condições na bacia.

Para os anos hidrológicos 1955/56 e 1956/57 as médias correspondentes a esses postos foram, respectivamente, 976,8 e 1331,2 milímetros.

DEFLÚVIOS DO RIO PARNAÍBA EM BOA ESPERANÇA

III. A — Observações Diretas em Nova Iorque

Na Tabela III que segue são apresentados os deflúvios médios mensais estimados para o rio Parnaíba em Nova Iorque (A.D.—82.811 Km²), correspondentes ao período de observações diretas que tiveram lugar de junho de 1955 a dezembro de 1957.

TABELA III
DEFLÚVIOS MÉDIOS MENSAIS DO RIO PARNAÍBA
EM NOVA IORQUE
EM MCS

ANO	JAN	FEV	MAR	ABR	MAI	JUN	JUL	AGO	SET	OUT	NOV	DEZ
1955						275	247	228	213	282	331	451
1956	437	488	590	487	398	333	277	252	233	245	430	593
1957	689	532	863	911	451	376	333	302	284	296	369	429

A Tabela IV permite verificar a frequência com que foram observados os deflúvios médios diários durante os anos de 1956 e 1957.

TABELA IV
FREQUÊNCIA ACUMULADA DE DEFLÚVIOS MÉDIOS DIÁRIOS
DO RIO PARNAÍBA EM NOVA IORQUE

1956 — 57

Porcentagem dos dias do período em que os deflúvios indicados foram iguais ou excedidos	Deflúvio Médio Diário em MCS
100 %	225
90 %	250
70 %	312
50 %	385
30 %	472
20 %	550
10 %	690
2 %	1085

III.B — Extensão do Período de Observações Diretas

O estudo das flutuações das chuvas indicou a necessidade de efetuar-se uma extensão do histórico fluviométrico de modo a abranger pelo menos os períodos críticos observados nos últimos 30 anos.

Para êste trabalho resolveu-se efetuar essa extensão através de uma relação simples entre chuvas e deflúvios anuais obtida por meio da expressão:

$$ET = P - D + S, \text{ onde}$$

ET — Evapotranspiração média no ano na bacia

P — Precipitação média na bacia

D — Deflúvio anual

S — Parcela que leva em conta a diferença de um ano para outro no conteúdo de água armazenada na bacia.

Desprezando-se a parcela ΔS , obtém-se os seguintes valores de evapotranspiração (ET) correspondentes aos anos hidrológicos de 1955/56 e 1956/57:

A N O	INDICE DE PRECIPITAÇÃO		DEFLÚVIO	EVAPO TRANSPIRAÇÃO
	mm	(%)		
1955/56	976,8		143,4	833,4
1956/57	1330,9		186,8	1144,4

(*) — Média aritmética dos postos de Carolina, Barra do Corda, Ibi-
petuba e Simplício Mendes.

No ano de maior chuva a evapotranspiração é consideravelmente mais alta. Isto se explica, pois, na latitude em que se encontra a bacia é de se esperar uma elevada evapotranspiração potencial.

Verifica-se que em 1955/56 a evapotranspiração corresponde a 85,3% e em 1956/57 a 85,9% do índice de precipitação. Na falta de um maior número de anos de observação resolveu-se adotar como primeira aproximação um índice médio de evapotranspiração igual a 85,6% para estimar os deflúvios anuais de 1919 a 1954, com base nas médias das chuvas observadas nos 4 postos já citados.

Na Tabela V são apresentados os totais anuais de deflúvio estimados para o rio Parnaíba em Boa Esperança de acôrdo com êsse critério.

TABELA V

DEFLÚVIOS ANUAIS EM MILÍMETROS DO RIO PARNAÍBA EM BOA ESPERANÇA

(A.D. — 84.686 Km²)
1919/20 a 1956/57

VALORES ESTIMADOS PRELIMINARES

Ano Hidrológico	Deflúvio Anual	Ano Hidrológico	Deflúvio Anual
	mm		mm
1919/20	118	1938/39	128
1920/21	153	1939/40	173
1921/22	177	1940/41	157
1922/23	174	1941/42	127
1923/24	211	1942/43	153

1924/25	142	1943/44	148
1925/26	235	1944/45	179
1926/27	137	1945/46	128
1927/28	132	1946/47	176
1928/29	177	1947/48	145
1929/30	153	1948/49	147
1930/31	147	1949/50	156
1931/32	114	1950/51	124
1932/33	151	1951/52	124
1933/34	163	1952/53	127
1934/35	176	1953/54	170
1935/36	132	1954/55	123
1936/37	160	1955/56	140 (143) (*)
1937/38	135	1956/57	192 (187) (*)

(*) — Os valores entre parêntesis foram observados diretamente.

III. C — Deflúvios Médios

A média dos valores apresentados na Tabela V referentes ao período de 1919/20 e 1956/57 é de 152,68 milímetros que corresponde a um deflúvio médio de 410 mcs. O deflúvio médio observado durante o período de setembro de 1955 e agosto de 1957 (dois anos hidrológicos) foi de cerca de 443 mcs.

IV

POSSIBILIDADES DE REGULARIZAÇÃO DO RIO PARNAÍBA EM BOA ESPERANÇA

IV.A — FLUTUAÇÕES DOS DEFLÚVIOS

Foram estimados, como já foi descrito, os deflúvios anuais desde 1919. Dispõe-se dos valores mensais observados diretamente em Nova Iorque nos anos hidrológicos 1955/57.

Tendo em vista os valores armazenáveis no reservatório de Boa Esperança, o período crítico mais importante para estudar as possibilidades de regularização é aquele que tem início por volta de 1949 e se estende até 1957.

É necessário para o estudo de regularização considerar a variação mensal dos deflúvios. Por isso, para todo o período anterior a 1955, utilizou-se o seguinte padrão médio de distribuição mensal dos deflúvios, baseado na média dos valores observados durante os dois anos de 1955 e 1957.

MES	% do DEFLÚVIO ANUAL
Setembro	4,29
Outubro	5,15
Novembro	7,46
Dezembro	9,92
Janeiro	10,58
Fevereiro	9,82
Março	13,71
Abril	12,98

Maio	8,15
Junho	6,80
Julho	5,84
Agosto	5,30

Lançando mão desse padrão médio, foram determinados valores mensais até agosto de 1955 que, combinados com os valores observados até 1957 permitiram um estudo de primeira aproximação das flutuações dos deflúvios do rio Parnaíba, abrangendo os períodos críticos observados desde 1919, inclusive o que mais interessa ao presente trabalho. Esse estudo se encontra apresentado na ilustração 5.

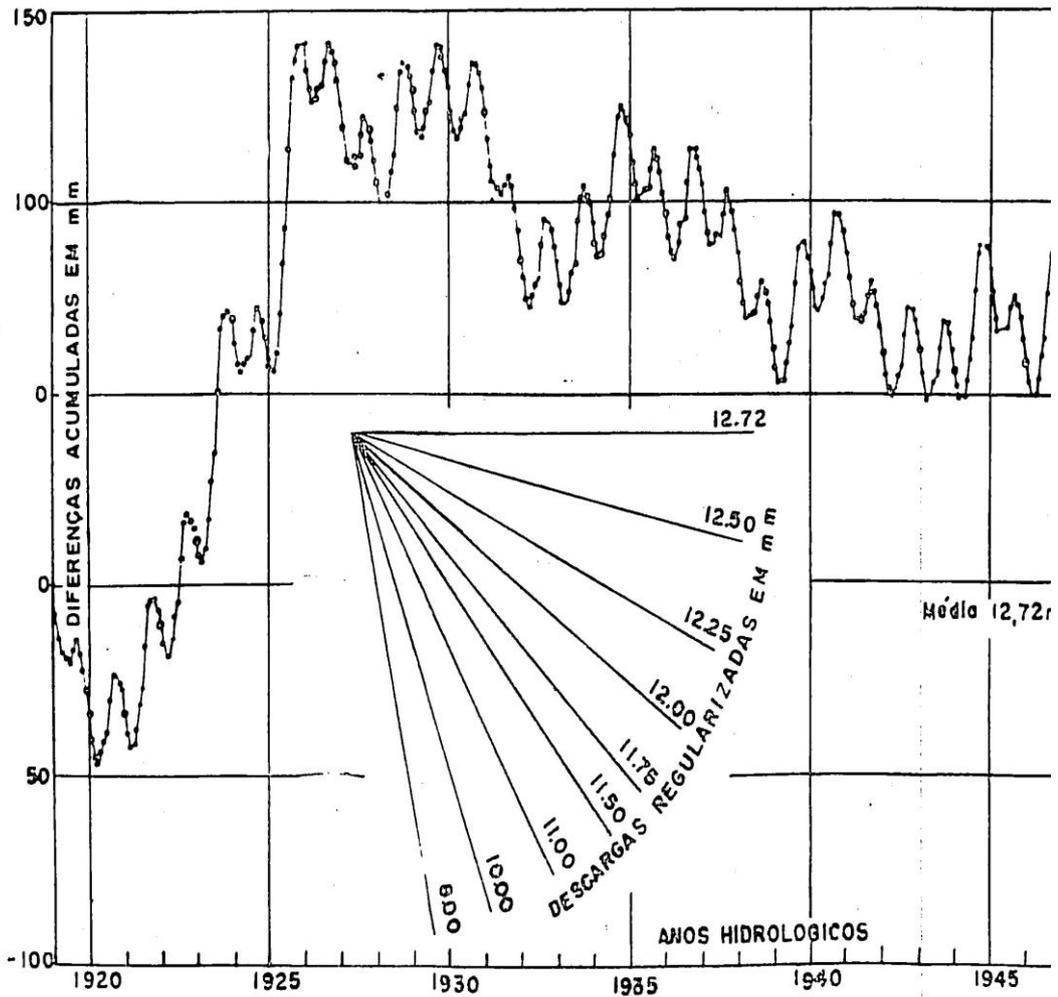
IV.B — Estudo das Possibilidades da Regularização do rio Parnaíba em Boa Esperança sem considerar as perdas por evaporação

Levando em conta todos os dados estimados e observados, foram estudadas as possibilidades de regularização em Boa Esperança considerando diversas descargas regularizadas contínuas.

Na ilustração 6, uma das curvas apresentadas mostra uma relação entre descargas contínuas regularizadas e volumes úteis de armazenamento em Boa Esperança necessários para mantê-las, sem que haja deficit durante o período considerado de 1919 a 1957. Para a determinação desta curva não foram consideradas as perdas por evaporação.

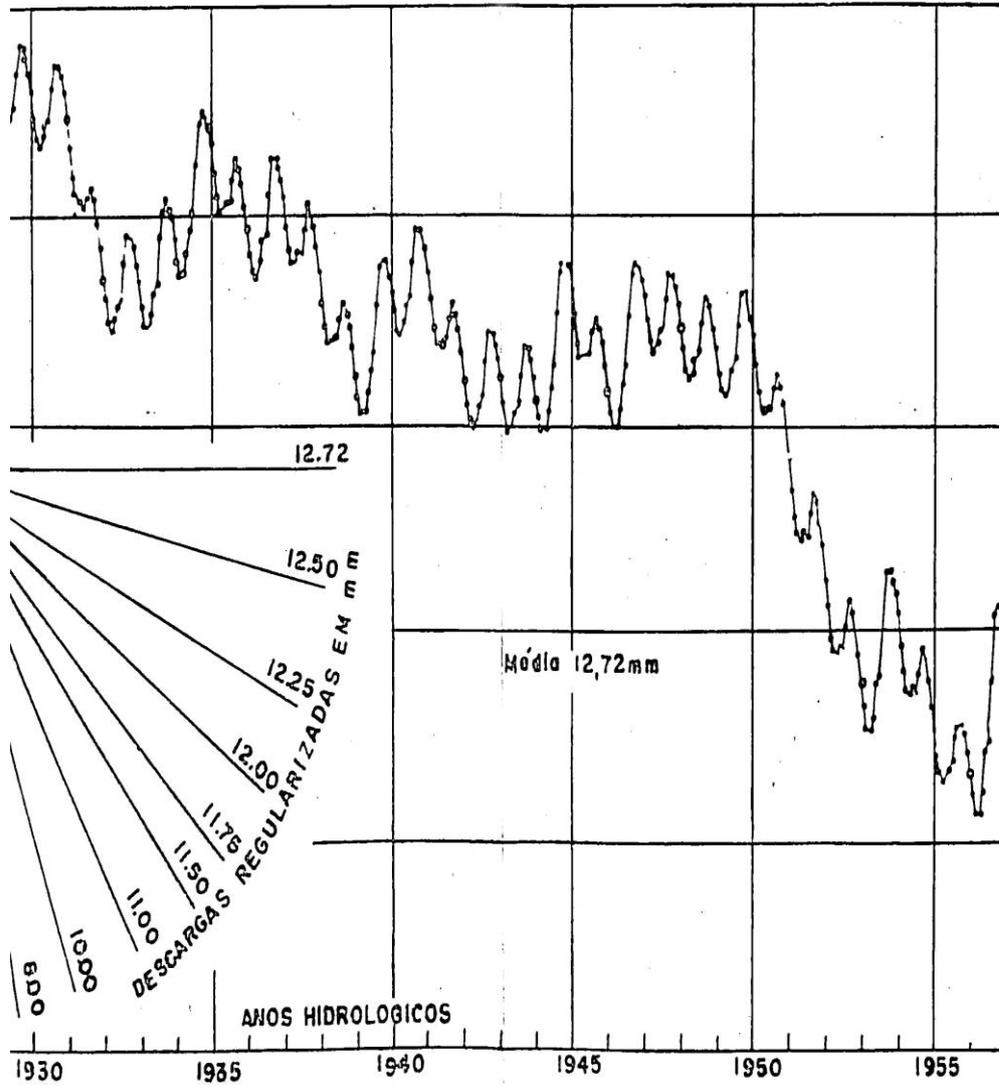
Os valores resultantes podem ser resumidos no seguinte quadro:

PERÍODO CRÍTICO	D E S C A R G A REGULARIZADA		ARMAZENAMENTO ÚTIL NECESSÁRIO PARA "ATRAVESSAR" O PERÍODO CONSIDERADO
	mm	MCS	9 3 10 m
Julho 26 — Out. 56	12,72	410	15,735
Maio 30 — Out. 56	12,50	403	9,764
Maio 50 — Out. 56	12,25	395	7,571
Maio 50 — Out. 53	12,00	387	6,394
Maio 50 — Out. 53	11,75	379	5,521
Maio 50 — Out. 53	11,50	371	4,641
Maio 50 — Out. 52	11,00	354	3,176
Abril 52 — Nov. 52	10,00	322	1,711
Maio 52 — Out. 52	9,00	290	1,166
Maio 52 — Out. 52	8,00	258	0,7427

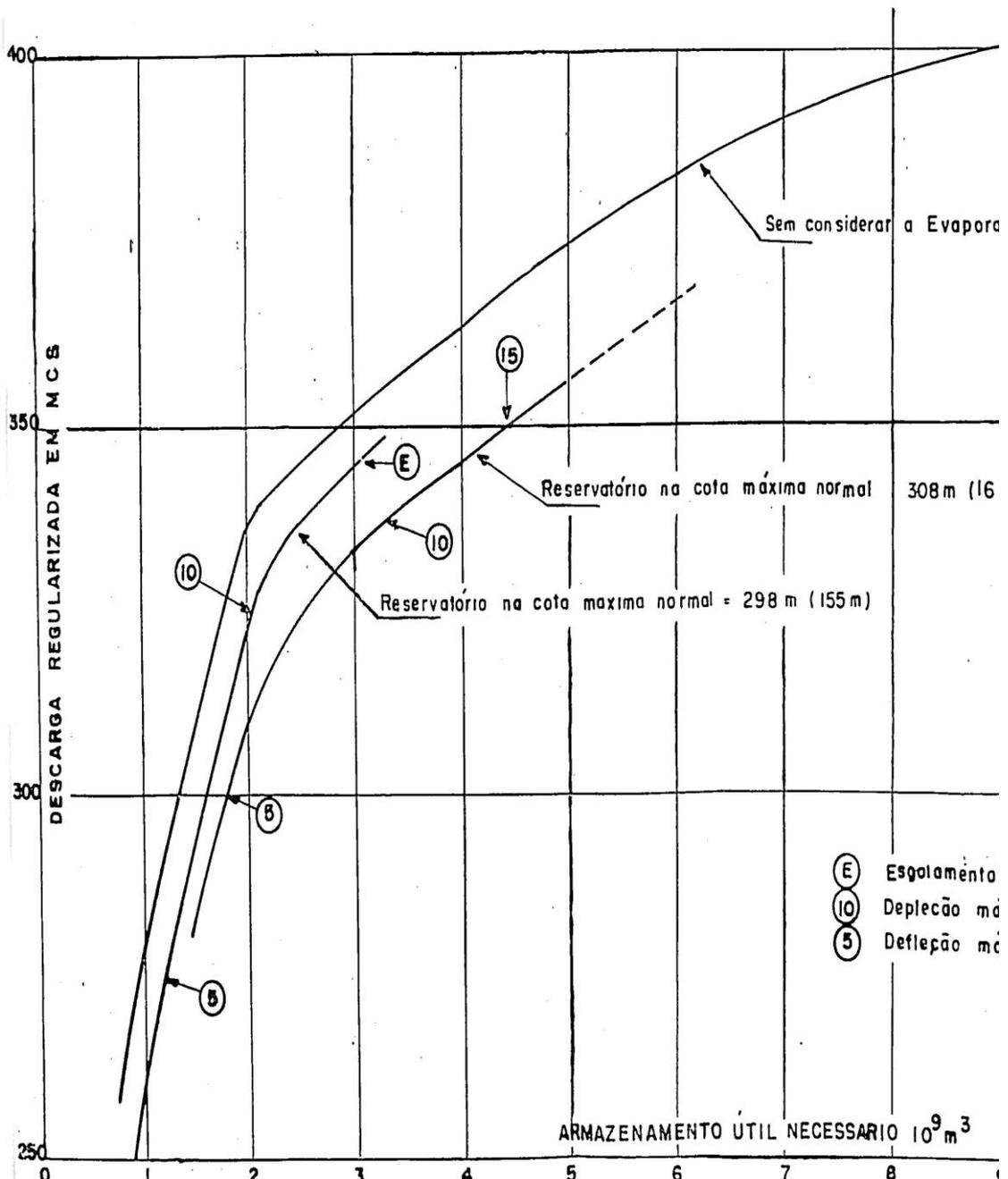


HIDROSERVICE

Ilustração 5 - Flutuações dos deflúvios do rio PARNAIBA em BOA ESPERANÇA. O gráfico compreende valores estimados.

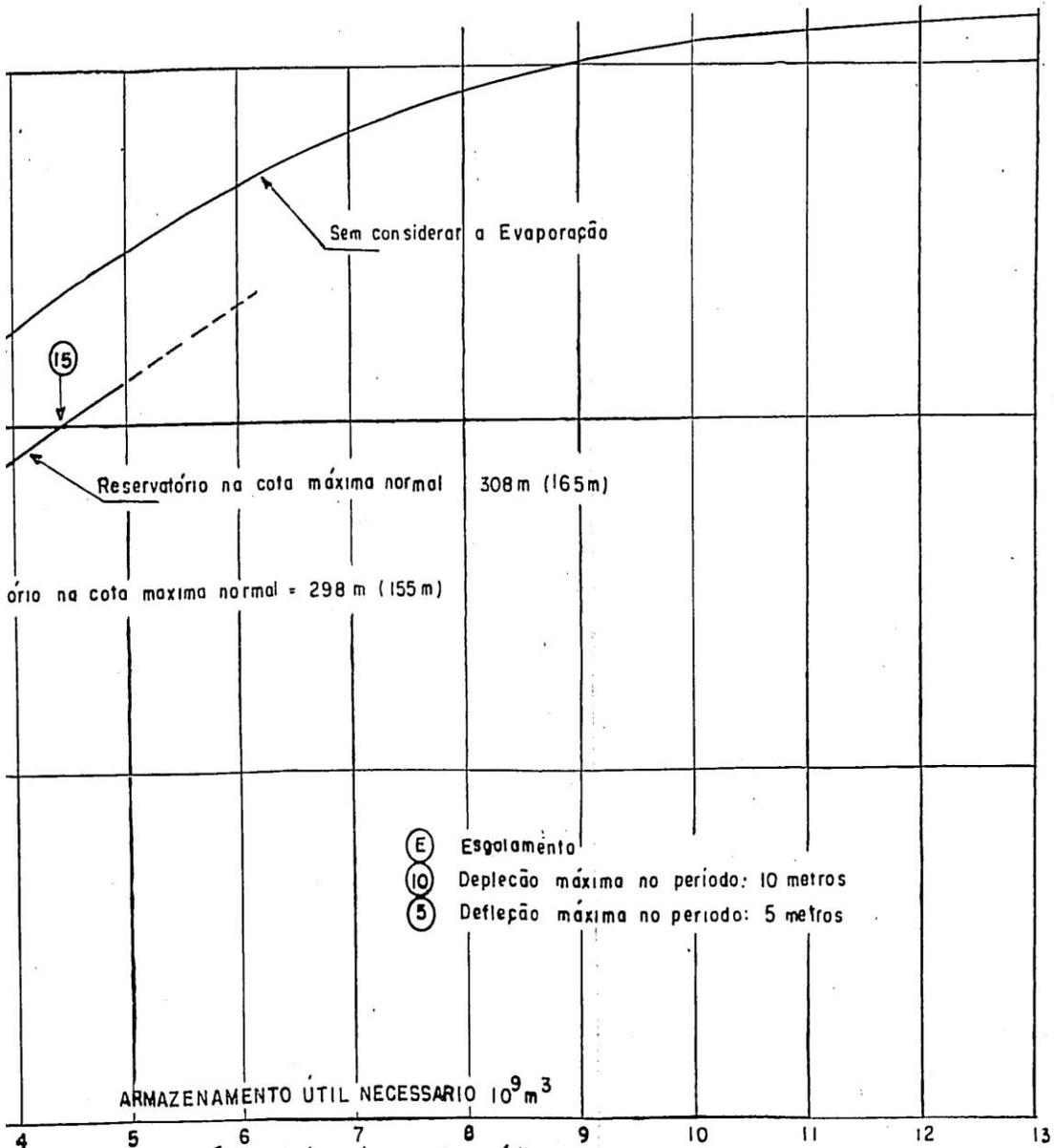


dos defluvios de rio PARNAIBA em BOA ESPERANCA. O período de 1919 a 1954-
compreende valores estimados.

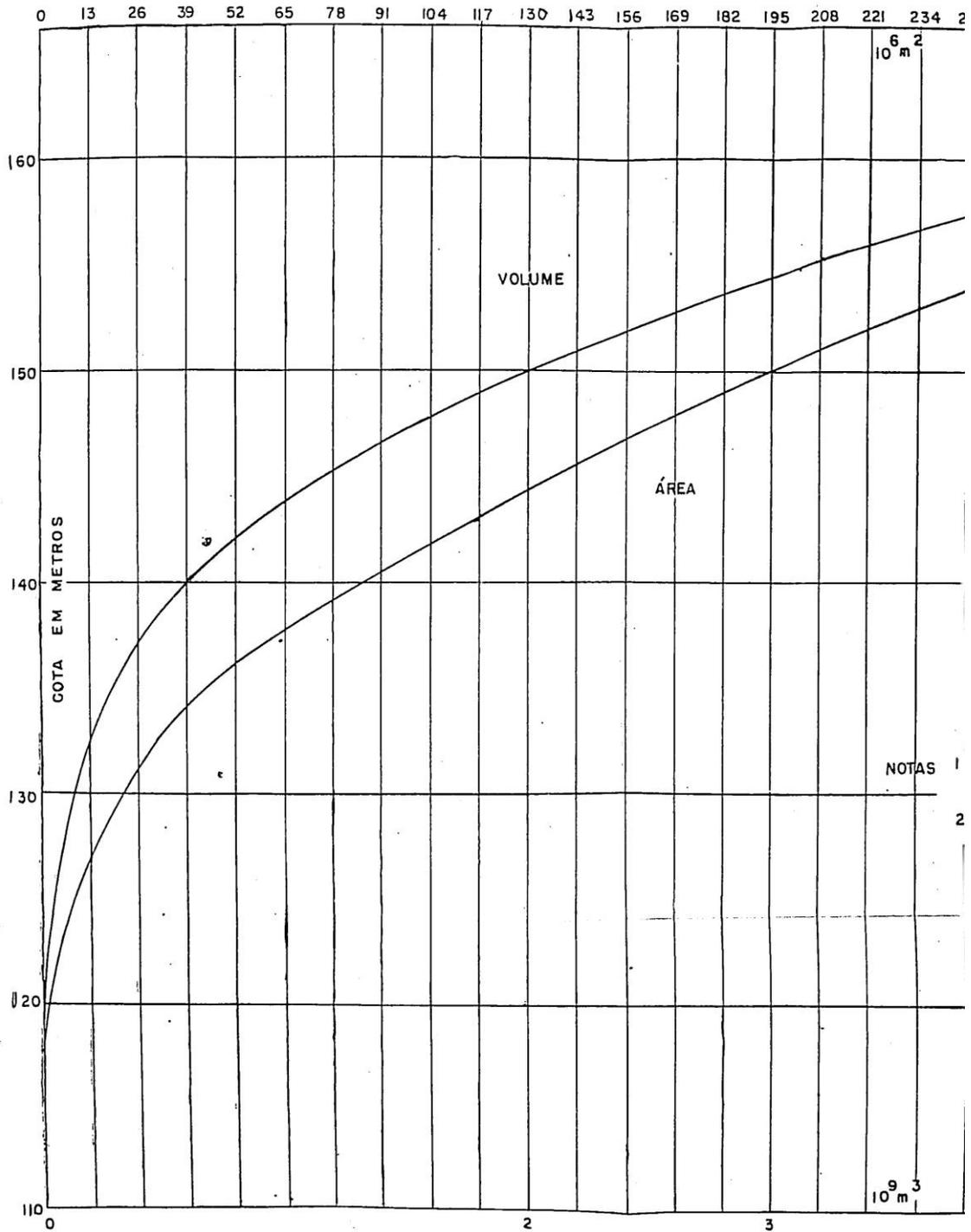


HIDROSERVICE

Ilustração 6 - Relações entre descarga contínua regularizada e volume útil de para mantê-las no rio PARNAIBA em BOA ESÍ Período considerado 1919-1957 (dados estim)



entre descarga contínua regularizada e volume útil de armazenamento necessário para mantê-las no rio PARNAIBA em BOA ESPERANÇA
Período considerado 1919-1957 (dados estimados)



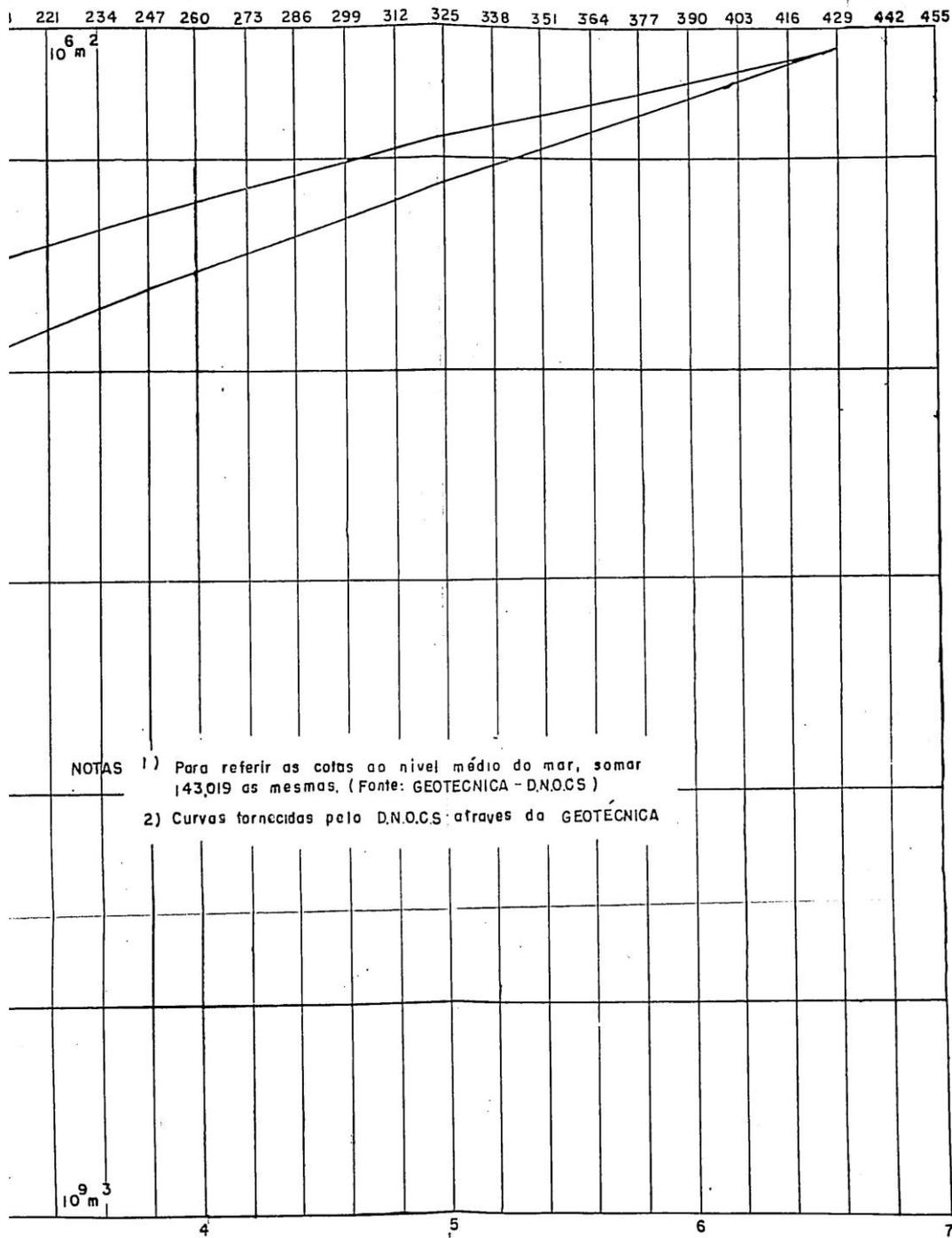


Ilustração 7 - Diagramas de área e volume do reservatório de BOA ESPERANÇA no rio PARNAÍBA fornecidos pelo D.N.O.C.S. (sujeitos a modificação)

HIDROSERVICE

D.N.O.C.S.

IV. C — Possibilidades da Regularização Considerando as

Perdas por Evaporação

Na falta de elementos de observação direta, foi adotado para este estudo preliminar um valor anual médio de evaporação de 2220 milímetros. Supõe-se também, para simplificar o problema, que a evaporação seja igual de mês para mês, obtendo-se um valor médio mensal de 185 milímetros.

Para levar em conta as perdas anteriores à formação do reservatório na área a ser inundada e as chuvas no futuro lago, descontaram-se da evaporação mensal 60% das chuvas médias mensais observadas no posto de Simplicio Mendes, obtendo-se os seguintes valores de perdas líquidas por evaporação:

MÊS	PERDA
	mm
Janeiro	120
Fevereiro	100
Março	82
Abril	145
Maió	175
Junho	184
Julho	184
Agosto	185
Setembro	182
Outubro	166
Novembro	141
Dezembro	137
Total	1801

Para verificar o efeito de evaporação, há necessidade de considerar as características topográficas do reservatório. A ilustração 7 apresenta os diagramas de área e volume do reservatório de Boa Esperança. Essas curvas foram fornecidas pelo DNOCS.

Até ser efetuado o presente trabalho não se tinha ainda decidido quanto aos possíveis níveis de operação do futuro reservatório, mesmo porque não se dispunha de informações topográficas completas.

Para estudar o problema, a HIDROSERVICE considerou duas alternativas de nível máximo normal de evaporação: uma, na cota 298 e outra na cota 308.

É conveniente dar ênfase ao fato de que essas cotas correspondem a níveis máximos normais de operação e não a cristas de barragem ou a níveis

máximos extraordinários de enchente. Convém também mencionar que essas alternativas foram tomadas considerando apenas as indicações de elevação do nível d'água apresentadas na ilustração 7 sem levar em conta a possibilidade econômica de se construir a barragem em cotas iguais ou superiores às estudadas.

Na ilustração 6 apresentam-se também além da curva já citada, duas outras correspondentes às relações entre descargas contínuas regularizadas e volumes úteis de armazenamento necessários para mantê-las considerando as duas hipóteses de nível-d'água máximo normal.

Aparecem também indicações sobre amplitudes máximas do rebaixamento do nível-d'água no reservatório. Verifica-se, por exemplo, que para o caso do reservatório na cota 298, si se pretende manter uma descarga regularizada contínua de cerca de 325 mcs, ter-se-á uma depleção máxima de 10 metros no intervalo mais crítico do período de 1919-57, que corresponde ao uso de um volume útil de cerca de 2 bilhões de metros cúbicos. Para a descarga de 275 mcs a depleção máxima seria de 5 metros.

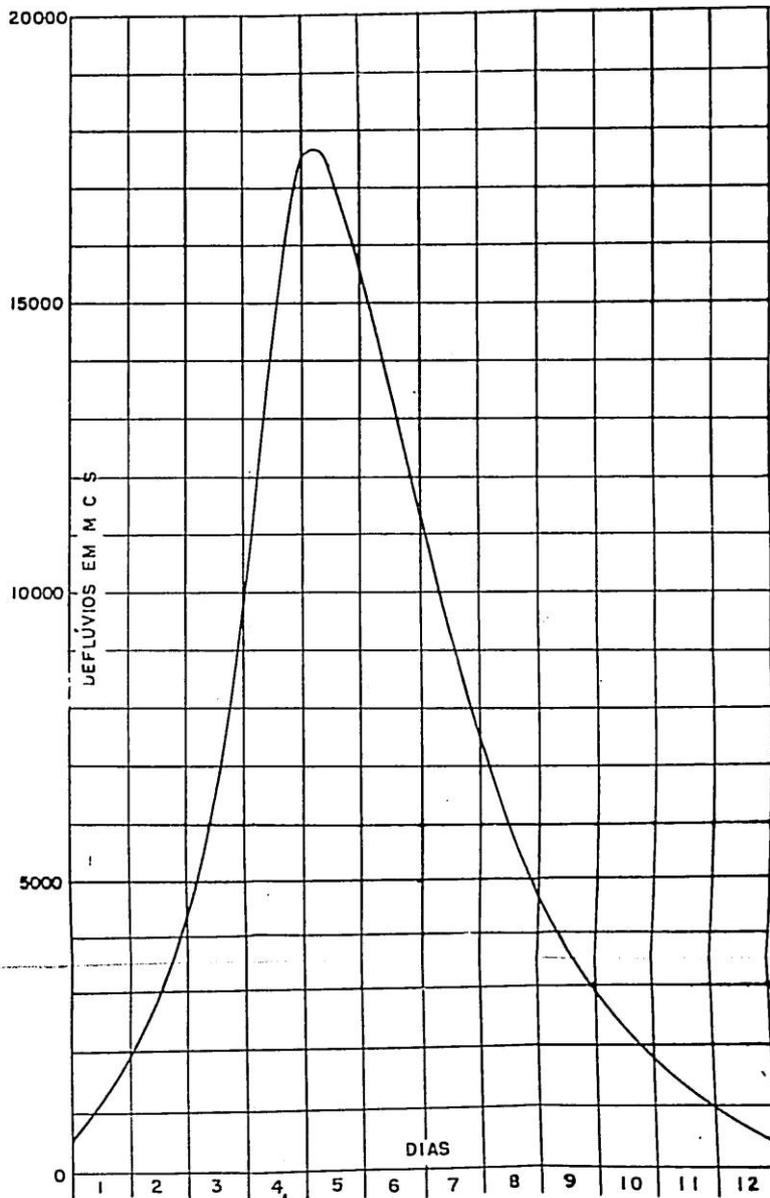
Com a mesma depleção máxima de 10 metros poder-se-ia manter uma descarga de cerca de 337 mcs com o reservatório na cota 308, usando portanto

$9 \frac{3}{10}$
cerca de 3,3 m 10 m .

Permitindo-se um rebaixamento máximo de 15 metros a descarga regularizada firme possível seria de 350 mcs com o reservatório na cota 308.

Essas descargas são os valores firmes que podem ser obtidos nos períodos mais críticos do histórico estudado, com os rebaixamentos indicados. Trata-se de regularização para manter descargas firmes, isto é, descargas mínimas garantidas sem que haja déficit nos períodos mais deficientes da série de anos considerada. É evidente que com esse método de operação, nos anos de maior deflúvio, a capacidade de armazenamento não será completamente utilizada.

O estudo de possibilidade de um maior uso do reservatório nestes anos envolveria outras considerações que fogem ao escopo deste primeiro relatório.



HIDROSERVICE

Ilustração 8 - Indicação preliminar da máxima enchente para o projeto da barragem da BOA ESPERANÇA. Hidrograma provisório de atluência.

D. N. O. C. S.

**INDICAÇÃO PRELIMINAR DA ENCHENTE MÁXIMA
DO PROJETO**

Em agosto de 1961 a HIDROSERVICE encaminhou à projetista da obra, GEOTÉCNICA S. A., uma indicação da máxima enchente provável do projeto.

A ilustração 8 apresenta o hidrograma referente a essa enchente. Trata-se de uma primeiríssima estimativa, baseada quase que exclusivamente no tamanho da bacia e no critério do hidrólogo.

O hidrograma provisório de afluência tem um período de ascensão de 4 dias, uma base de 12 dias e um volume total de $6,9 \times 10^9 \text{ m}^3$. Este volume corresponde a um deflúvio direto de cerca de 80 milímetros sobre a área de drenagem.

ESTUDO HIDROGEOLÓGICO DO BREJO DE SÃO JOSÉ, ARCOVERDE, PERNAMBUCO

INTRODUÇÃO

A pedido da Direção Geral do DNOCC, a Secção de Hidrogeologia do Grupo de Estudos do vale do Jaguaribe (GEVJ) foi levada a estudar o problema do abastecimento de água da cidade de Arcoverde.

Arcoverde, que conta atualmente com uma população de 20.000 a 25.000 habitantes, necessita de uma vazão constante de 50 l/s, ou seja 100 l/s bombeando-se 12 h/24 e dentro de 10 anos, quando contará, no ritmo atual de crescimento demográfico, com 40.000 habitantes, necessitará de 100 l/s, em vazão constante, ou seja 200 l/s, bombeando-se 12 h/24.

A instalação existente no Brejo São José produzia, em janeiro de 1963, apenas cerca de 8 l/s em vazão constante.

O problema consistia, então, em estudar, numa primeira fase, as possibilidades de melhoramento da vazão desta instalação; numa segunda fase, pesquisar eventuais recursos complementares, caso as reservas do Brejo fossem insuficientes.

As atividades da Secção de Hidrogeologia do GEVJ se restringem à primeira fase, ou seja, ao estudo do próprio Brejo São José e à preparação de um programa de pesquisas mais sistemáticas da segunda fase.

O presente estudo foi realizado pelo pessoal da Secção de Hidrogeologia do Grupo de Estudos do Vale do Jaguaribe:

Jean Gaspar, chefe da secção, Perito da Cooperação Técnica Francesa (SCET-COOP HIDROLOGIA)

Jean Paul Garau, Perito adjunto da Cooperação Francesa, sondador (SCET-COOP HIDROLOGIA)

Pierre Guilhot, Perito adjunto da Cooperação Francesa (SCET-COOP HIDROLOGIA)

Aldo da Cunha Rebouças, hidrogeólogo (SUDENE)

João Manoel Filho, hidrogeólogo (SUDENE)

Nelson da Franca Ribeiro dos Anjos, hidrogeólogo (SUDENE).

Colaborador: Oleg W. Tscheltzoff — Chefe do Departamento de Hidrologia da SCET — Coop; Paris.

HISTÓRICO DOS TRABALHOS DO GEVJ

A intervenção da Secção de Hidrogeologia do GEVJ, ficou decidida em 29 de janeiro de 1963, por ocasião de uma visita ao Brejo de São José, realizada pelo Dr. Kitover, Co-Diretor do GEVJ e J. Gaspary, Chefe da Secção de Hidrogeologia, acompanhados pelo Prof. Amaury Araújo, Assessor do Diretor do DNOCS e Dr. João Marques de Souza, Chefe do 3.º Distrito do DNOCS.

Até o mês de abril, os trabalhos consistiram do reconhecimento hidrogeológico da região e estudo específico do Brejo (colocação de manômetro nas bombas, medidas piezométricas etc.).

Em 23 de abril, M. ZANOTTI, especialista de sondagens e consultor do GEVJ chegou a Arcoverde para decidir em que condições seria realizada a primeira sondagem de reconhecimento.

Esta sondagem (N.º 9) foi executada entre 6 e 28 de maio de 1963.

Duas outras sondagens foram em seguida realizadas:

N.º 3A de 26-6-63 a 19-7-63

N.º 4A de 01-9-63 a 26-9-63

SITUAÇÃO HIDROGEOLÓGICA DO BREJO SÃO JOSÉ

A primeira etapa do trabalho envolvia o estudo das condições hidrogeológicas da atual instalação, pois não existia, neste sentido, nenhum dado do DNOCS.

Este estudo envolve uma região sedimentar de cerca de 250 km², limitada a leste pela rodovia Arcoverde - Buique. Todos os elementos descritos em seguida são válidos exclusivamente para esta região.

A — G E O L O G I A

A formação sedimentar onde foram executadas as sondagens do Brejo,

constitui a borda leste terminal de uma bacia cretácea que se estende pelo Vale do São Francisco e que foi descrita, mais a oeste, com o nome de Série Jatobá.

Devido à inexistência de fotografias aéreas, este estudo baseou-se apenas em caminhamentos efetuados pela região e nos resultados das sondagens. A inexatidão da única carta topográfica (fôlha de Garanhuns, na escala: 1:250.000) existente da região torna duvidosa a precisão do croquis geológico anexo...

I — ESTRATIGRAFIA

A série compreende, de baixo para cima:

- 1 — Arenitos (cêrca de 30 m de espessura) geralmente brancos, alternados em bancos finos e grosseiros, com intercalações argilosas e lentes de margas compactas e finamente estratificadas de vários metros de espessura (sondagem 3A).
Êstes arenitos são caracterizados pela sua irregularidade na estratificação, sendo frequentemente lenticulares e exibindo perfís litológicos distintos em cada sondagem. São as águas dêstes arenitos que são captadas no Brejo.
- 2 — Siltitos e folhelhos (15 a 20 m de espessura), cinzentos, compactos e estratificados, com intercalações arenosas, que parecem ocorrer apenas localmente.
- 3 — Arenitos amarelos (30 m de espessura?), grosseiros, com estratificação cruzada e que se apresentam em bancos delgados.
- 4 — Arenitos vermelhos (50 m de espessura?), mais finos, com estratificação igualmente cruzada. Entretanto, êste nível não ocorre numa altura constante dentro da série.
- 5 — Arenitos brancos (espessura superior a 50 m) bastante finos, sacaroides em bancos maciços, apresentando, quando erodidos, um aspécto ruíniforme característico.

O nível do solo no Brejo, situa-se no tôpo da formação de folhelhos e siltitos, praticamente no contato dos arenitos amarelos. As formações arenosas superiores constituem escarpas que dominam o Brejo e se prolongam formando numerosos testemunhos...

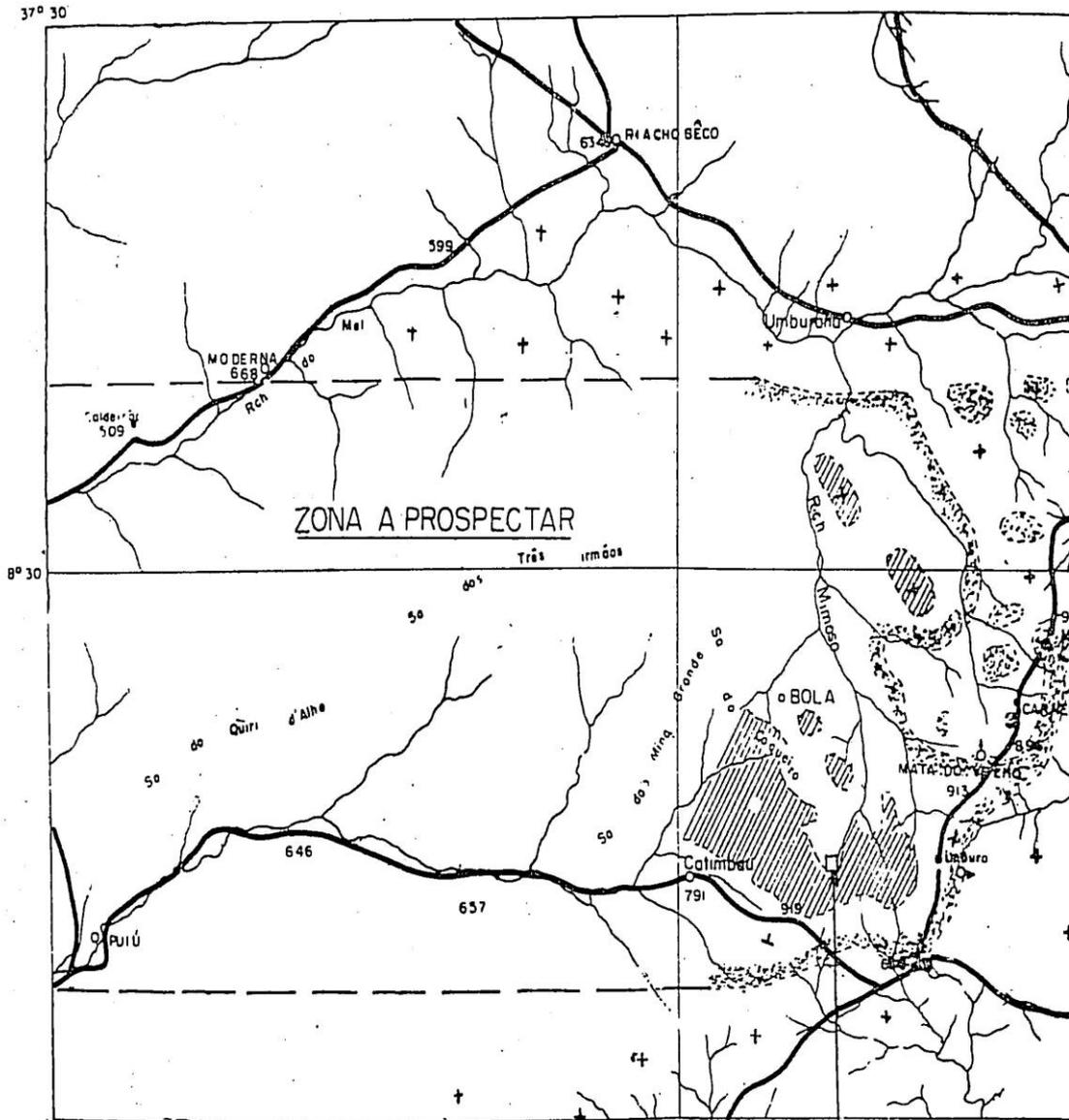
De agora em diante, neste relatório, os níveis 1 e 2 serão agrupados com o nome de "arenitos inferiores" e os níveis 3, 4 e 5 constituirão os "arenitos superiores".

O solo do Brejo é recoberto, irregularmente, por aluviões fluviais grosseiros, podendo atingir 3 metros de espessura, marcando o antigo leito do rio.

A determinação exata da extensão dêstes aluviões não está ao alcance dêste estudo.

CROQUIS GEOLÓGICO

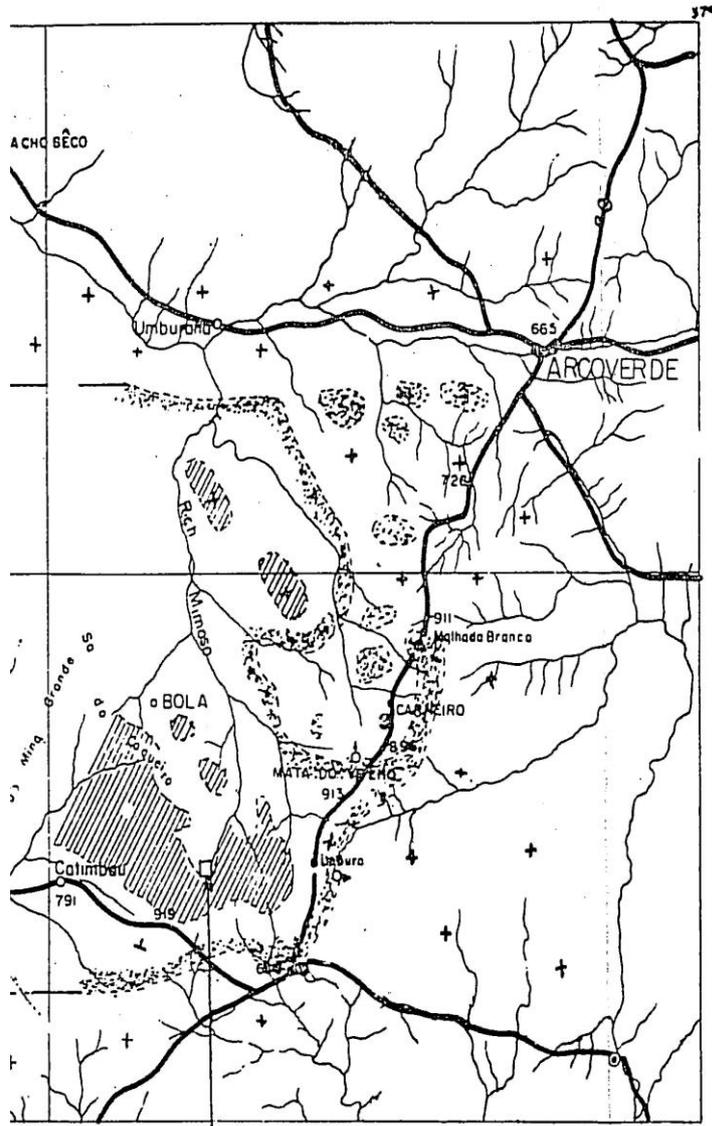
ESCALA 1:250.000



BREJO DE SÃO JOSÉ

S GEOLÓGICO

A 1.250.000



LEGENDA

-  ARENITO SUPERIOR
-  ARENITO INFERIOR
-  EMBASAMENTO
-  MERGULHO
-  MERGULHO HORIZONTAL
-  CONTATO GEOLÓGICO
-  FONTE
-  POÇO

BREJO DE SÃO JOSÉ

II. — TECTÔNICA

- 1 — As formações cretáceas ocupam uma depressão do embasamento cristalofiliano que remonta, circulando a depressão, ao Nordeste, ao Sul e a Leste da zona do Brejo, para atingir mais ou menos a altitude do tópo dos arenitos superiores.
- 2 — A primeira vista, e na falta de um estudo mais detalhado, baseado em dados geofísicos e em fotografias aéreas, parece que o cretáceo não foi afetado por movimentos tectônicos importantes. A chapada de arenitos superiores, pelo menos, é mais ou menos horizontal, com movimentos quase insensíveis, observados na escarpa. Apenas raras fraturas puderam ser observadas no terreno. É, todavia, possível que o fundo do vale do Brejo corresponda a algum acidente que afetou os arenitos de base. Haveria então o problema de uma discordância na série, antes ou depois dos siltitos e folhelhos, impossível de resolver, no estado atual dos conhecimentos.

B — ÁGUAS SUBTERRÂNEAS

As águas subterrâneas se apresentam, nesta situação geológica, em dois sistemas:

1.º — As águas subterrâneas dos arenitos superiores, no contato dos folhelhos e siltitos pouco permeáveis, produzindo algumas fontes no sopé da escarpa, com vazão muito fraca (cêrca de 1/2 l/s): Ex: Catimbau, Brejo...

No caso das fontes do Brejo, as águas se infiltram no antigo leito do rio (sondagem n.º 9). Devido à fraca extensão dos arenitos superiores nesta zona, as águas subterrâneas que êles contêm, apresentam, verdadeiramente, reservas insignificantes, conforme se constata pela raridade e pela fraca vazão das fontes.

2.º — As águas subterrâneas dos arenitos inferiores, no contato com o embasamento pouco permeável, exploradas no Brejo.

a) Topograficamente, a bacia é fechada a leste sem exutório dêste lado. É preciso, entretanto, aí assinalar algumas fontes, com vazão muito fraca, difícil de medir (Campinho, Leste de Imbura) onde apenas a de Imbura corre todo o ano. Estas fontes parecem constituir apenas anomalias locais no escoamento geral.

Todavia, seria interessante, posteriormente, estudar o esgotamento. Devido ao fechamento da bacia a Leste êste escoamento geral só poder ser realizado para NW, com uma inclinação piezométrica, média máxima de 1% (valôr deduzido das cotas de Imbura e da superfície das águas subterrâneas do Brejo).

Nenhum mapa da superfície das águas subterrâneas é realizável para tôda a região, pois não existem outros poços além dos do Brejo, exceto a sondagem de Bola, situada 7 km a NW do Brejo.

- b) A avaliação dos recursos hídricos utilizáveis na zona e a evolução da superfície das águas subterrâneas, no tempo, só poderá ser feita após um estudo detalhado do Brejo; este problema será retomado no capítulo seguinte.

Porém, antes deste estudo de detalhe, um certo número de elementos permitiram supor que as reservas eram muito insuficientes para a cidade de Arcoverde:

- fraca zona de alimentação a montante do Brejo: 50 km²
- fraca profundidade do embasamento: 50 a 60 m
- pluviometria aceitável: média de 770 mm p/ano em Buique (calculada em 5 anos). Porém, forte escoamento superficial (portanto fraca infiltração) como indicado pelo facies de erosão.

ESTUDO DO BREJO DE SÃO JOSÉ

I — CONSIDERAÇÕES GERAIS:

- A) — As condições em que foram levados a efeito os estudos do Brejo, não foram fáceis.

- 1 — Um bom número de sondagens estavam obstruídas e, portanto, inutilizáveis: de 36 poços perfurados, 16 estavam obstruídos.

- a) Com efeito, a partir de 1939 — época da primeira sondagem — foram realizadas 30 perfurações no perímetro do DNOCS (cêrca de 8 hectares):

21 destas 30 perfurações, constituem grupos de 6, reunidos em tôrno de uma perfuração central, distantes umas das outras de 50 cm. São os grupos A, B, C.

GRUPO A: Tôdas as 7 sondagens obstruídas: — 1 por desmoronamento, 3 por queda de trépano e haste, 3 por causas desconhecidas.

Grupo B: 2 sondagens obstruídas: 1 pelo trépano e haste, 1 por um alargador.

GRUPO C: 3 sondagens obstruídas: — das quais uma pelo trépano e pela haste, que não foi possível separar do cabo...

Ou seja, um total de 12 poços entupidos.

Dos 9 poços restantes, apenas 1 está obstruído.

b) 6 sondagens foram efetuadas nas proximidades imediatas de perímetro do DNOCS, dos quais 3 estavam obstruídas.

2 — Os dados existentes, relativos às sondagens, eram inutilizáveis:

— devido à incerteza sobre a numeração de certos poços
— perfis geológicos falsos, particularmente no que concerne à profundidade do embasamento cristalino. Estes perfis presumiam uma profundidade muito maior do que a verdadeira.

3 — Nenhum ensaio sistemático e prolongado havia sido efetuado:

— os únicos ensaios de vazão foram feitos com esvaziador; porém sem que fossem anotados os tempos e os rebaixamentos, salvo raras exceções.

— No caso dos ensaios executados com bombas elétricas os rebaixamentos não eram medidos, devido à inexistência de manômetros.

B — Um programa de trabalho, foi estabelecido como se segue:

1 — Primeiramente, estudar os níveis estáticos e dinâmicos das sondagens, após a instalação de manômetros; as vazões das sondagens equipadas, e a influência de umas sobre as outras.

2 — Em seguida determinar o perfil geológico exato e as características hidrodinâmicas dos terrenos, por uma nova sondagem, onde seria realizado um ensaio de bombeamento de longa duração: sondagem n.º 9.

As outras 2 sondagens (3 e 4), realizadas em seguida, tiveram por objetivo esclarecer as anomalias da superfície piezométrica detectadas nas vizinhanças.

3 — Por fim, a partir dos trabalhos precedentes e do estudo regional, tentar estimar as reservas disponíveis no Brejo e modificar, conseqüentemente, a instalação atual.

II — EXECUÇÃO DAS SONDAGENS:

A — Sondagem n.º 9

1 — A posição desta sondagem é dada pela planta anexa. Sua cota é de 696,50m em relação ao nível do mar. Foi perfurada com uma sonda a percussão simples KEYSTONE, com um diâmetro uniforme de 10"; a profundidade é de 76,4 m.

Seu objetivo — como já foi mencionado — era determinar com precisão o perfil geológico de arenitos inferiores do Brejo e suas características hidrodinâmicas; eventualmente, esta sondagem seria captada.

Não foi, entretanto, possível revesti-la, em consequência de seu fraco rendimento e da consistência dos terrenos encontrados. O nível piezométrico estava a 9,20 m de profundidade no dia 28-5-63 e as águas subterrâneas estão em carga; o aquífero foi atingido a 23 m de profundidade.

2 — O perfil geológico determinado é o seguinte:

- 0 — 4 m : Solo
- 4 — 6 m : Aluviões bastante grosseiros, contendo grãos de quartzo arredondados, 76% dos quais superiores a 2mm; fraca porção argilosa.
- 6 — 23 m : Siltitos e folhelhos de cor cinza, micáceos, ligeiramente calcáreos e compactos.
- 23 — 27 m : Arenitos de cor cinza, granulação média (média dos grãos 0,30 mm), micáceos.
- 27 — 55,5 m : Arenitos brancos de granulometria variável, caracterizados por grãos de quartzo arredondados, raros grãos de feldspato e muito pouca mica.
- 55,5 — 58 m : Embasamento: clorita-xisto
- 58 — 67 m : Embasamento: gnaisse a biotita, compacto, ligeiramente alterado.
- 67 — 76,4 m : Embasamento: gnaisse a biotita, compacto, não alterado.

3 — Ensaio e bombeamento:

- Realizou-se um ensaio de bombeamento nesta sondagem (do qual se falará mais adiante) que foi parado com uma vazão de 4,5 l/s com o filtro de aspiração da bomba a 60 m de profundidade.
- Esta vazão se manteve, após o fim do ensaio, durante 36h; depois o nível baixou bruscamente e a bomba estancou. Este fenômeno se explica pelo rápido decréscimo da transmissividade (função da espessura das águas subterrâneas) a partir do momento em que o nível piezométrico atingiu o teto do aquífero (23 m de profundidade) onde, portanto, as águas subterrâneas não estavam mais sob pressão (em carga).
- A vazão da bomba ficou então reduzida a 3 l/s, retirando-se turbinas e fixando-se o regime de 10 h/24.

B.—Sondagem 3 A.

1 — Esta sondagem foi executada para elucidar a anomalia piezométrica da zona "sondagem 3 — sondagem C".

Ao mesmo tempo, ela deveria substituir a sondagem 3 (distante de 6 m) cujo desvio, abaixo do nível piezométrico, provocava numerosos acidentes de bomba.

Esta sondagem foi feita com a mesma sonda que o poço n.º 9, igualmente em 10"; sua profundidade é de 75,0 m.

O nível piezométrico estava a 35,00 m. em 10/7/63 e as águas não em carga.

2 — O perfil geológico realizado, é o seguinte:

0 — 2 m : Solo

2 — 5 m : Arenito amarelo de granulação média

5 — 9 m : Siltitos cinzentos, micáceos e finamente extratitificados.

9 — 11 m : Arenito branco, compacto, de granulação fina.

11 — 12 m : Arenito fino, de cor cinza, finamente estratificado.

12 — 13 m : Folhelhos silticos, micáceos, compactos.

13 — 16 m : Arenito cinza, fino, micáceo e compacto.

16 — 21 m : Siltitos cinza escuros micáceos e compactos em plaquetas delgadas.

21 — 25 m : Arenito cinza, fino e micáceo.

25 — 27 m : Arenito amarelado, de granulação média a fina.

27 — 53 m : Folhelhos silticos cinza escuros, bem estratificados e muito micáceos, contendo restos vegetais (?)

53 — 54 m : Arenito fino, amarelo, compacto e em plaquetas.

54 — 55 m : Siltitos cinzentos e compactos.

55 — 61 m : Arenito branco, compacto, contendo passagens argilosas.

61 — 75 m : Cristalino: gnaïsse (?) alterado, de cor rósea.

3 — Ensaio de bombeamento:

a) Efetuou-se, no dia 17-7-63 um ensaio com o esvaziador, o nível piezométrico, estabelecido a 35,00m de profundidade, antes do ensaio, baixou a 42,00m após 1h ou seja, um abaixamento de 7,00m para um volume bombeado de 2.700Lts.

b) Uma bomba elétrica foi, em seguida, instalada no poço:

— a uma profundidade de 60m ela estancou em 6 minutos.

— a uma profundidade de 70m a bomba ficou no limite de es-

tancamento com uma vazão de 2 l/s ou seja, uma vazão específica de 0,06 l/s/m, índice de uma formação pouco permeável.

O poço 3 A é, atualmente, explorado neste regime.

C — Sondagem 4 A

1 — a) O n.º 4A foi provisoriamente adotado, por se ignorar a nomenclatura do DNOCS.

A sondagem foi executada para estudar um prolongamento, na direção N, do aquífero explorado no poço n.º 4 da zona, que de acordo com a carta piezométrica, aparecia como a mais favorável. O poço foi locado fora do perímetro do DNOCS.

b) A sondagem foi executada em 10", com a mesma sonda KEYS-TONE. Sua profundidade é de 73m.

O nível piezométrico estava a 32,00m em 25-9-63 e as águas não em carga.

2 — O perfil geológico é o seguinte:

- 0 — 5 m : Solo e, em seguida, areia branca, fina a grosseira, com seixos de quartzo rolados. (antigo leito do rio)
- 5 — 6 m : Arenito amarelo fino
- 6 — 13 m : Arenito cinza fino
- 13 — 25 m : Argila cinza esverdeada, compacta.
- 25 — 26 m : Arenito argiloso de cor cinza.
- 26 — 29 m : Arenito cinza, médio a fino
- 29 — 47 m : Arenito branco, médio a fino, heterogêneo
- 47 — 49 m : Margas argilosas de cor cinza
- 49 — 57 m : Arenito cinza médio e fino
- 57 — 60 m : Cristalino: gnaisse, muito alterado
- 60 — 73 m : Cristalino: gnaisse

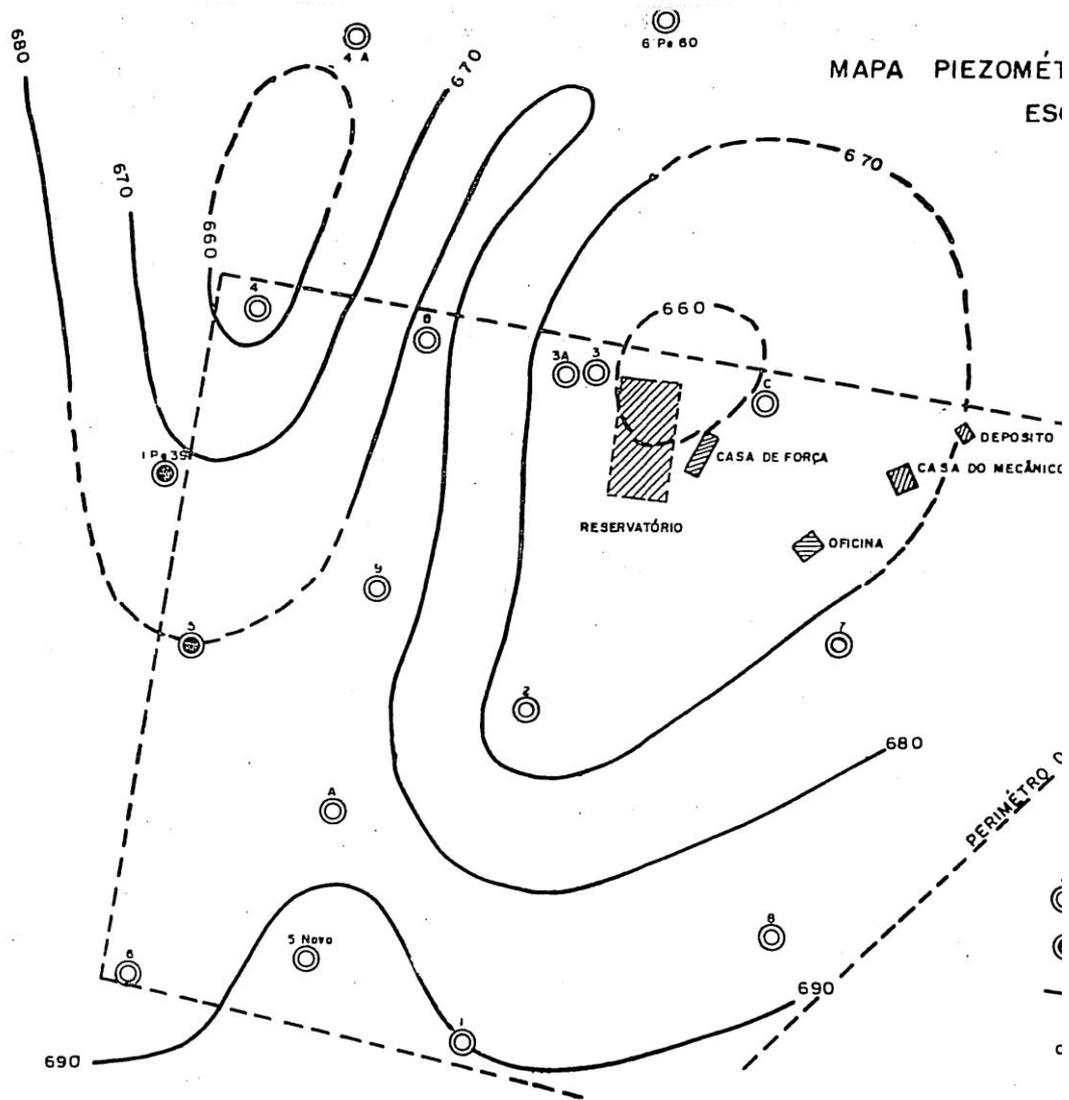
3 — Ensaio de bombeamento:

Um ensaio, com esvaziador, foi realizado na sondagem 4A em 26-9-63 e, em 15 minutos, a mesma esvaziou, sendo o abaixamento de 41 m

III — ANÁLISE DA CARTA PIEZOMÉTRICA

Foram necessários vários meses para estabelecer um mapa da superfície das águas subterrâneas do Brejo, em repouso, aproveitando-se a parada das

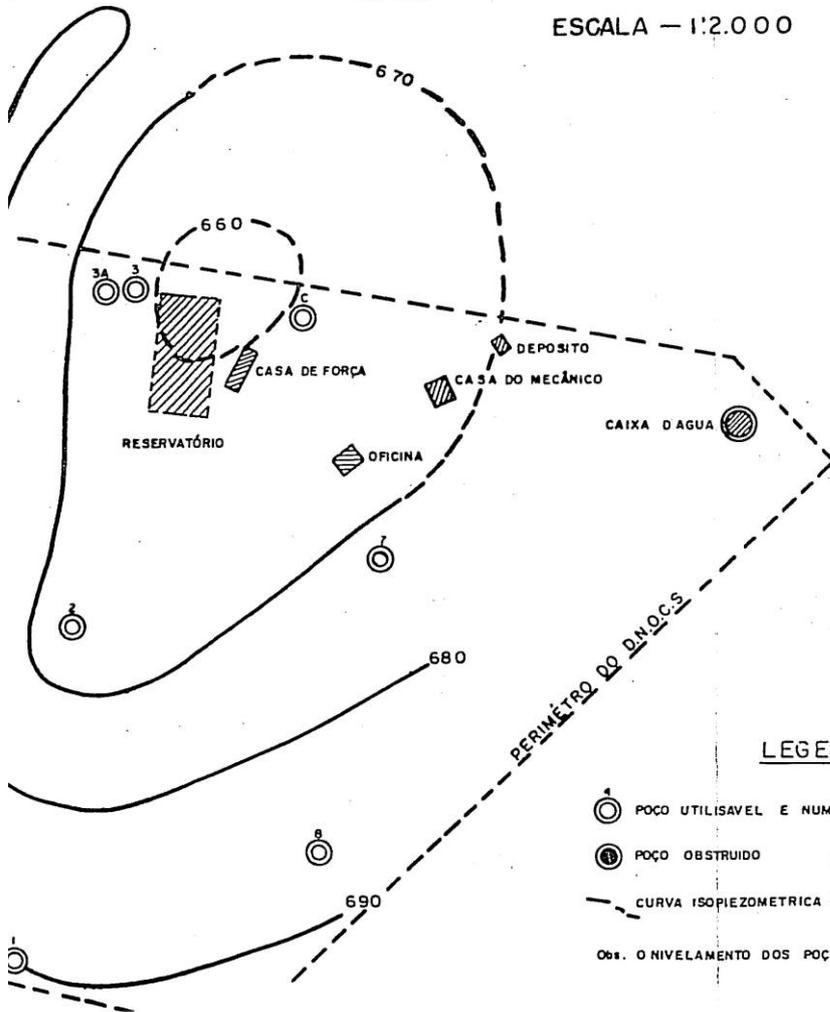
MAPA PIEZOMÉTRICO



6 Pa 60

MAPA PIEZOMÉTRICO DO BREJO SÃO JOSÉ

ESCALA - 1:2.000



LEGENDA

-  POÇO UTILISAVEL E NUMERO
 -  POÇO OBSTRUIDO
 -  CURVA ISOPIEZOMETRICA CERTO, SUPOSTO E SUA COTA
- Obs. O NIVELAMENTO DOS POÇOS FOI EFETUADO PELO D.N.Q.C.S

bombas. As medidas efetuadas são, realmente, influenciadas pelas outras bombas em funcionamento, mas os erros são muito fracos.

1 — A carta piezométrica apresenta uma aresta sôbre a linha 5N-9-B e duas depressões:

- uma localizada na zona das sondagens 4 — 4A,
- e a outra, localizada na zona das sondagens 2 — 3 e C.

2 — A aresta 5N-B pode indicar:

a) uma anomalia estrutural, porém esta hipótese parece pouco provável, pois o embasamento se encontra a uma profundidade aparentemente uniforme.

b) — Uma linha de separação das águas, resultante da interferência dos cones de rebaixamento provocados pelas sondagens 4 e 2-3-C. A forte inclinação dos cones seria devida, em parte, ao fato de que as águas, nas duas depressões não estão mais em carga, enquanto que o estão na aresta. Esta zona em carga está, certamente, evoluindo para as condições de não em carga.

3 — A forma da superfície piezométrica na zona 2-3-C, onde as curvas 670 e 660 são certamente fechadas, (com efeito nenhum exutório, para o N, é possível nesta parte) mostra uma superexploração das águas subterrâneas nesta zona. É possível que as condições sejam ligeiramente diferentes na zona da sondagem 4 e que as curvas piezométricas se abram para o Norte, o que indicaria um exutório de vazão muito fraca nesta direção.

A situação atual resulta, praticamente, de 10 anos de super-exploração (as sondagens 2, 3 e 4 foram, com efeito, executadas em 1944-1945) período no qual os níveis piezométricos baixaram regularmente.

Pode-se citar, para dar um exemplo, as variações dos níveis piezométricos de 2 sondagens.

Sondagem 2 Pe 44	20-02-44	699,76m
	11-06-63	693,78m

ou seja, um abaixamento de 6 m.

Sondagem 1 Pe 43	20-11-43	692,15m
	11-06-63	687,35m

ou seja um abaixamento de 5 m.

IV — ESTUDO HIDRODINAMICO

1 — Ensaio de Bombeamento da Sondagem n.º 9

A) Condições do ensaio:

— O bombeamento começou em 12-6-63 às 10,30h e foi parado às 20,00h. A recuperação dos níveis piezométricos, após a parada do bombeamento, foi observada até 13-6-63 à 01,00h.

Foi utilizada uma bomba elétrica Refaga cuja base ficou a 57,2m de profundidade. O nível estático, antes do ensaio, estava à 9,20m de profundidade.

— As medidas das vazões foram feitas, a intervalos regulares, durante toda a duração do ensaio, com um tonel de 215 litros. A vazão, que era de 7 l/s no início do ensaio, fixou-se, em seguida, em 4,55 l/s.

— Deve-se ressaltar que as variações de intensidade da corrente elétrica provocaram variações de vazão visíveis nas curvas.

— As variações do nível piezométrico, no poço, foram medidas por intermédio de um manômetro de mercúrio, acompanhando-se o nível, a cada instante, com uma precisão de 1 cm.

— A influência do bombeamento foi observada nos poços 5N e B, cujos níveis foram medidos com sonda acústica.

B) Análise do ensaio.

A interpretação foi feita pelo método de Theis, acompanhando-se o abaixamento e a recuperação do nível piezométrico no poço de bombeamento e nos poços de observação.

Curvas de Abaixamento

A fórmula utilizada é a de Theis:

$$s = \frac{Q}{4\pi T} \left\{ -Ei \left\{ -\frac{R^2 S}{4Tt} \right\} \right\}$$

Na qual:

s — é o rebaixamento em relação ao nível piezométrico inicial, medido a uma distância, R do poço de bombeamento (m)

Q — a vazão bombeada (m³/s)

T — transmissividade dos terrenos aquíferos (m²/s)

S — o coeficiente de restituição (%)

Ei — o símbolo da função exponencial integral

t — o tempo (em segundos) decorrido depois do início do bombeamento.

Segundo o método de Jacob, quando t é suficientemente grande, pode-se

negligenciar certos termos da função exponencial integral e a equação passa a ser a seguinte:

$$s = \frac{2,303Q}{4\pi T} \log \frac{2,25Tt}{R^2S}$$

Para cada ponto de observação pode-se, então, escrever:

$$\frac{\delta s}{\delta (\log t)} = \frac{2,303 Q}{4\pi T} \quad \text{ou} \quad \frac{\delta \left(\frac{s}{Q} \right)}{\delta (\log t)} = \frac{0,183}{T}$$

ou seja $T = \frac{0,183}{\frac{\delta \left(\frac{s}{Q} \right)}{\delta (\log t)}}$

Para utilizar esta fórmula coloca-se em um gráfico semi-logaritmo os valores $\frac{s}{Q}$ em função de t .

T é deduzido do coeficiente angular da porção retilínea da curva $\left(\frac{s}{Q} ; \log t \right)$.

S é obtido no ponto de coordenadas $\left(\frac{s}{Q} = 0, \log t \right)$ onde a parte retilínea, prolongada, intercepta o eixo das abcissas.

Nêste caso, com efeito:

$$\log \frac{2,25 Tt}{R^2 S} = 0$$

Então:

$$\frac{2,25 Tt}{R^2 S} = 1$$

Donde:

$$S = \frac{2,25 Tt}{R^2}$$

Esta fórmula é aplicada para os poços de observação, e não para o poço de bombeamento, uma vez que ela depende de R.

Curvas de recuperação

Quando cessa um bombeamento de Vazão Q, tudo se passa como se o bombeamento continuasse, porém com uma injeção de água de vazão— Q em virtude do princípio de superposição dos escoamentos. Sendo t o tempo entre o início e a parada do bombeamento e t' o tempo decorrido depois da parada, demonstra-se que a fórmula de Theis é a seguinte:

$$\frac{s}{Q} = \frac{2,303}{4 \pi t} \log \left(\frac{t}{t'} + 1 \right)$$

Para utilizar esta fórmula constrói-se, num diagrama semi-logarítimo, a curva das variações de $\frac{s}{Q}$ em função de $\left(\frac{t}{t'} + 1 \right)$

Como no caso anterior, T é dado pela declividade da reta obtida.

C) Resultados obtidos:

PONTOS DE OBSERVAÇÃO	ABAIXAMENTO	RECUPERAÇÃO
Sondagem n.º 9 (Poço de bombeamento)	Ta = 1,9. 10 ⁻⁴ m ² /s	Tr = 2,0. 10 ⁻⁴ m ² /s
Sondagem n.º B (Poço de observação)	Ta = 2,0. 10 ⁻³ m ² /s S = 3,5. 10 ⁻³	
Sondagem 5 N (Poço de observação)	Ta = 3,5. 10 ⁻⁴ m ² /s S = 1,9. 10 ⁻⁴	

Os valores encontrados se dividem em 2 grupos:

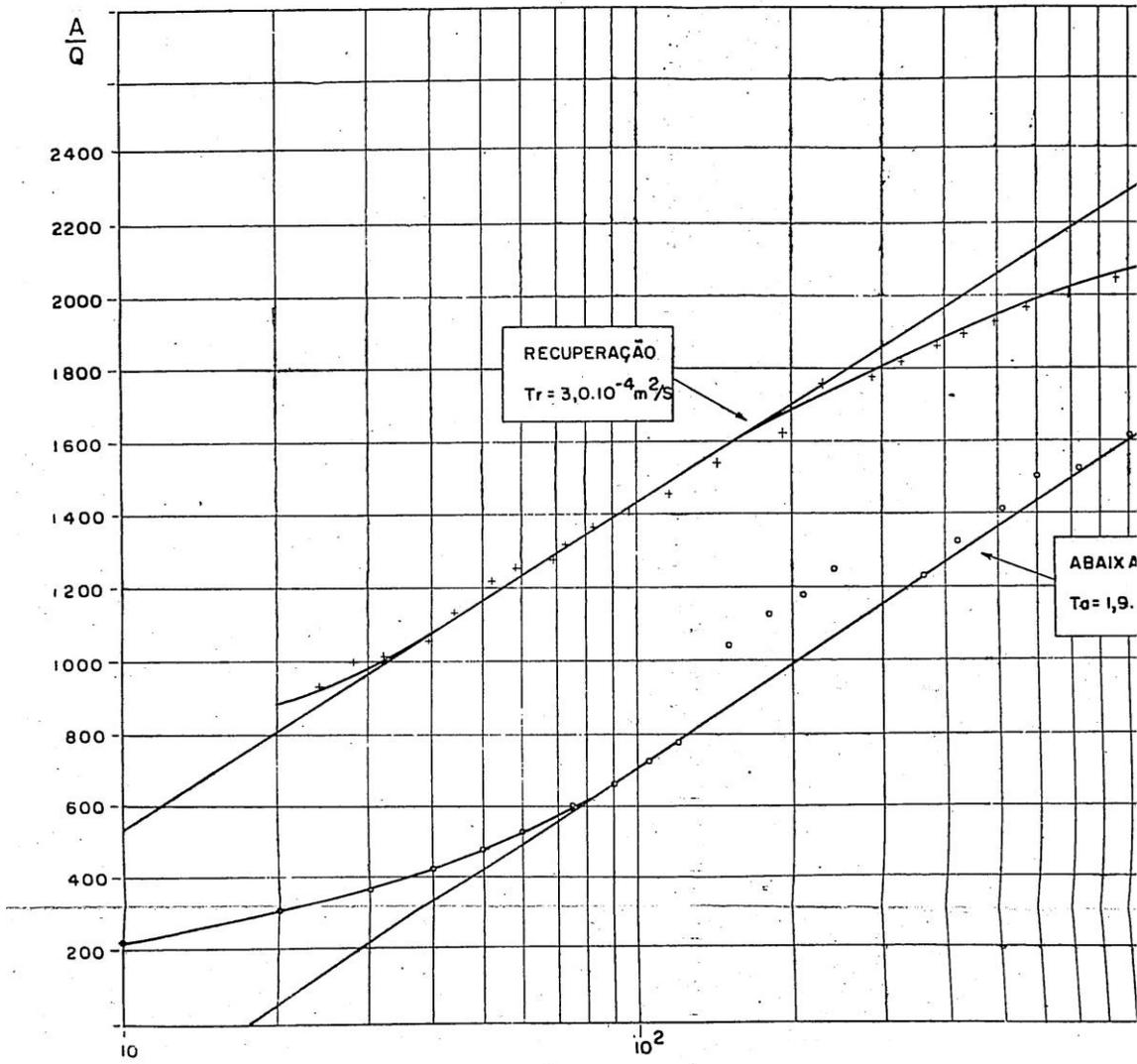
— valores similares para a sondagem n.º 9 e sondagem 5 N, dos quais pode-se admitir como média:

$$T = 2,5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{s} \text{ donde } K = 8 \cdot 10^{-6} \text{ m/s}$$

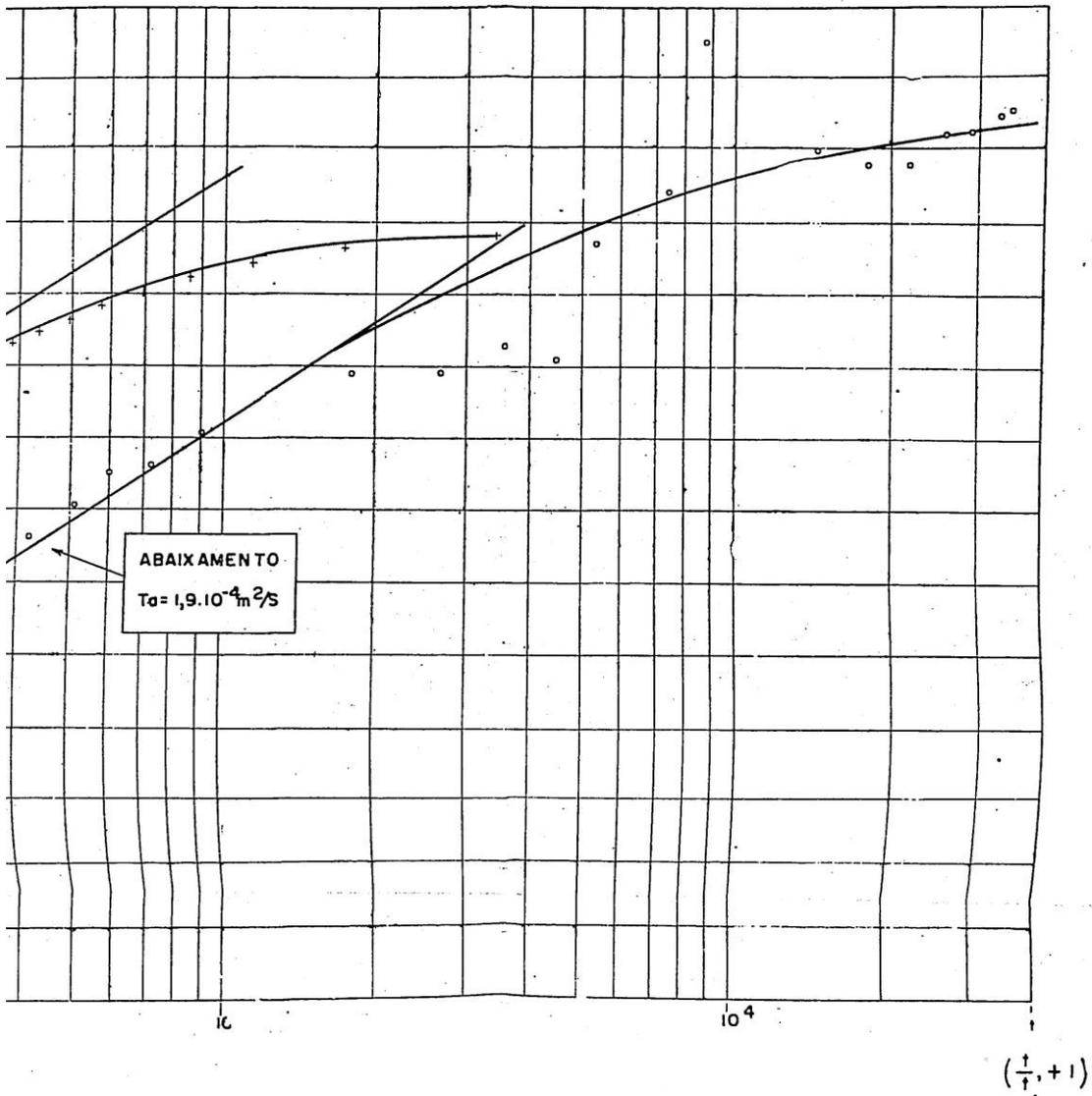
$$S = 2 \cdot 10^{-4}$$

$$\frac{T}{S} = 1,2$$

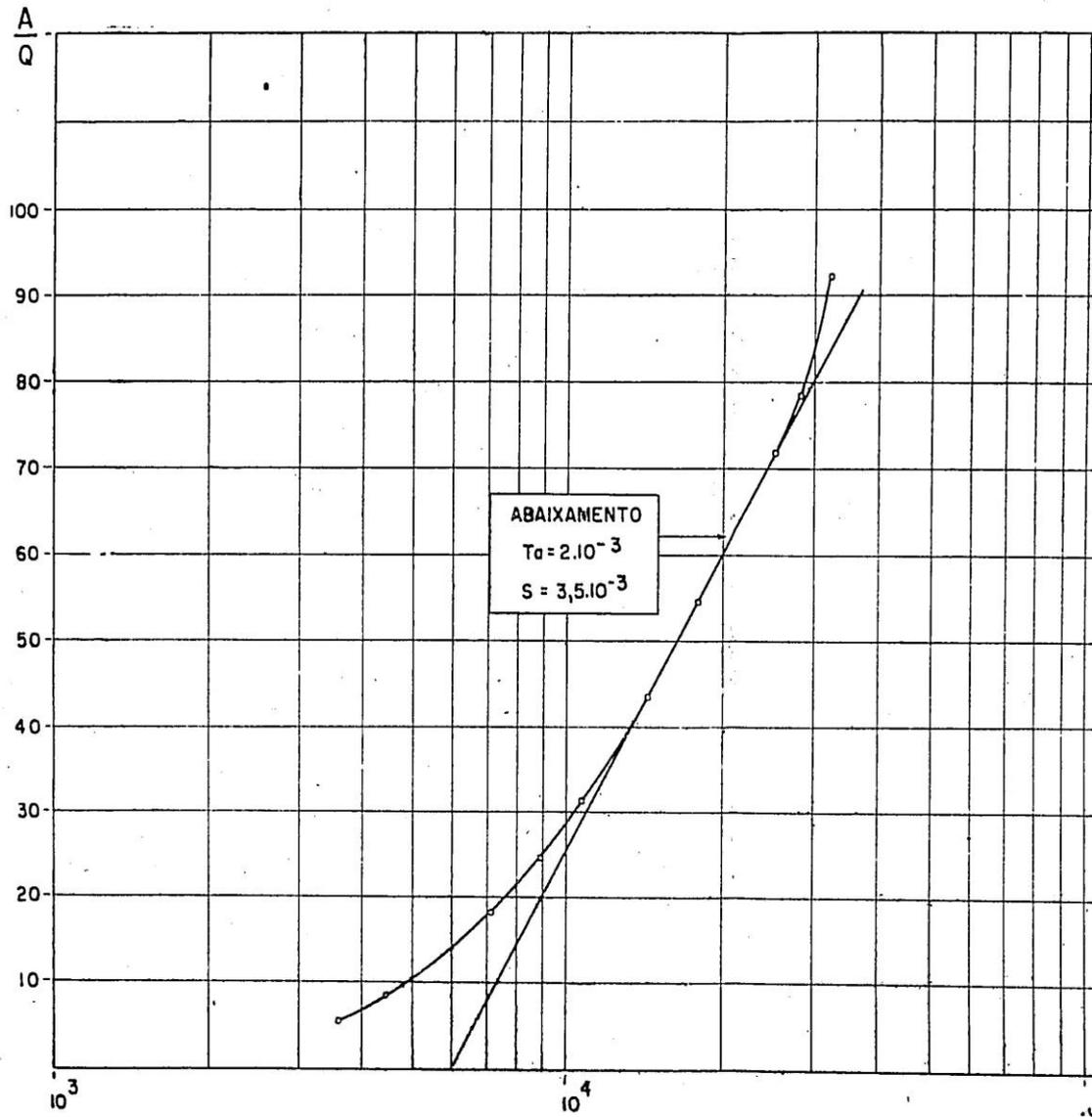
POÇO Nº9
(POÇO DE BOMBEA



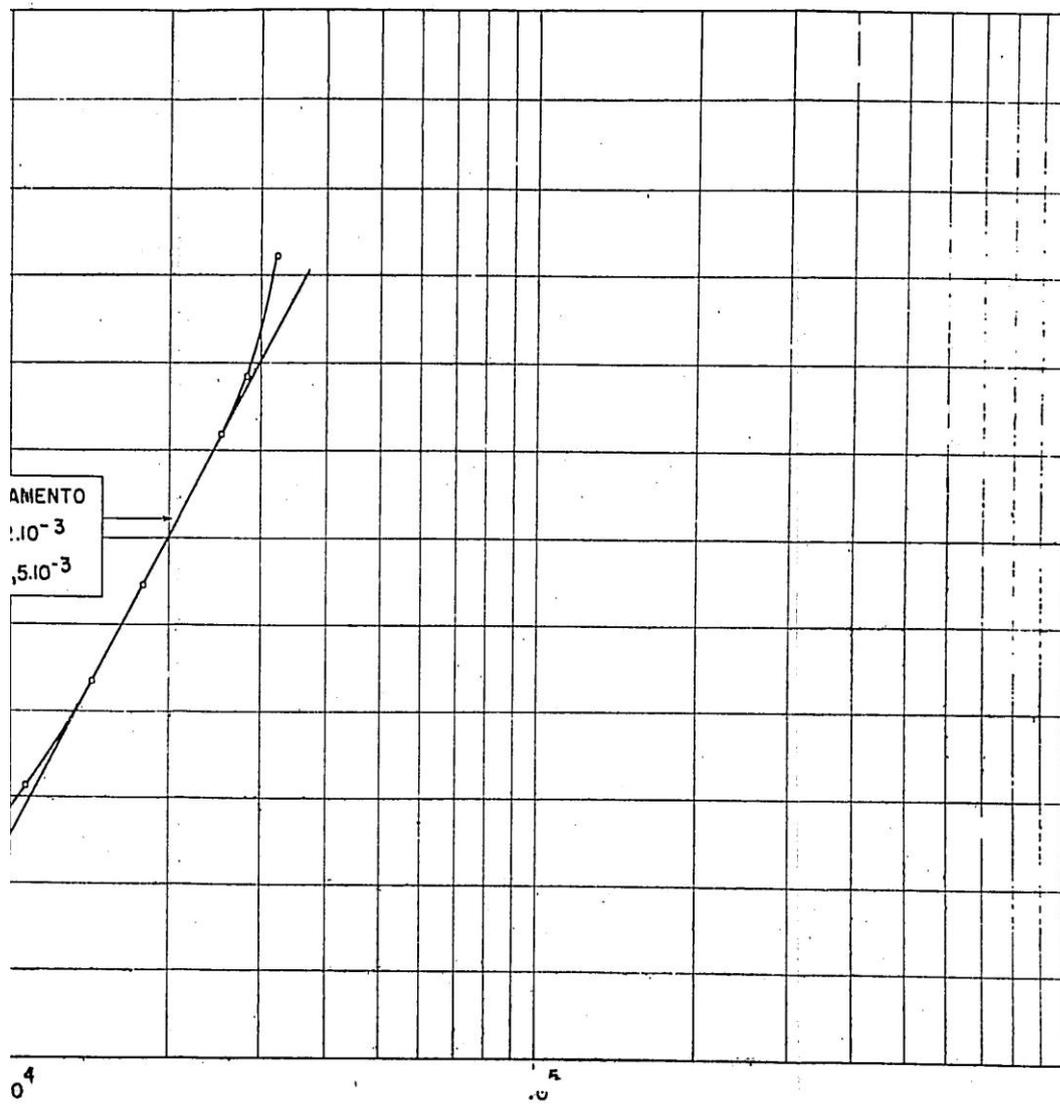
POÇO N°9
(POÇO DE BOMBEAMENTO)



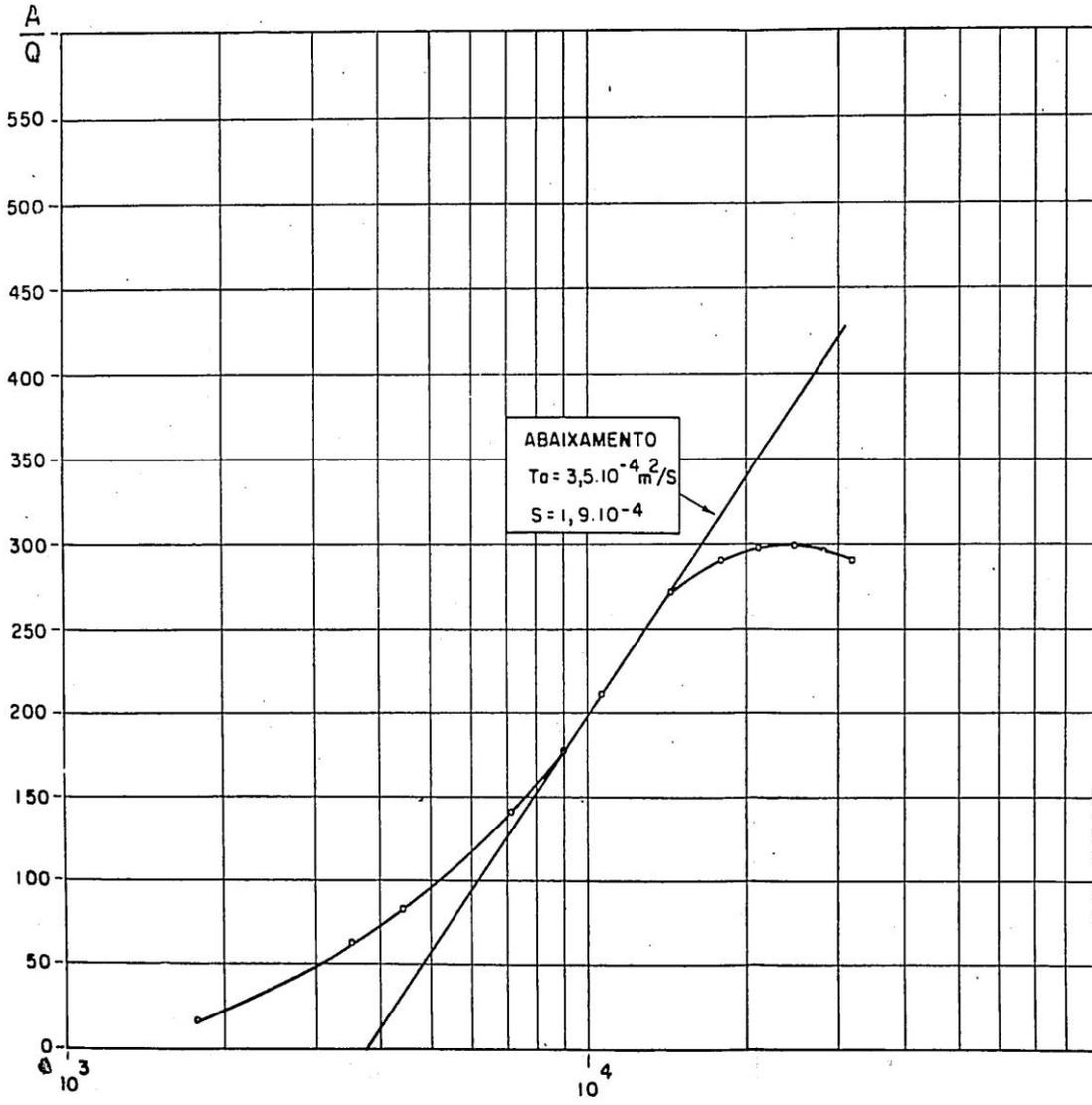
POÇO-B
(PIEZOMETRO)



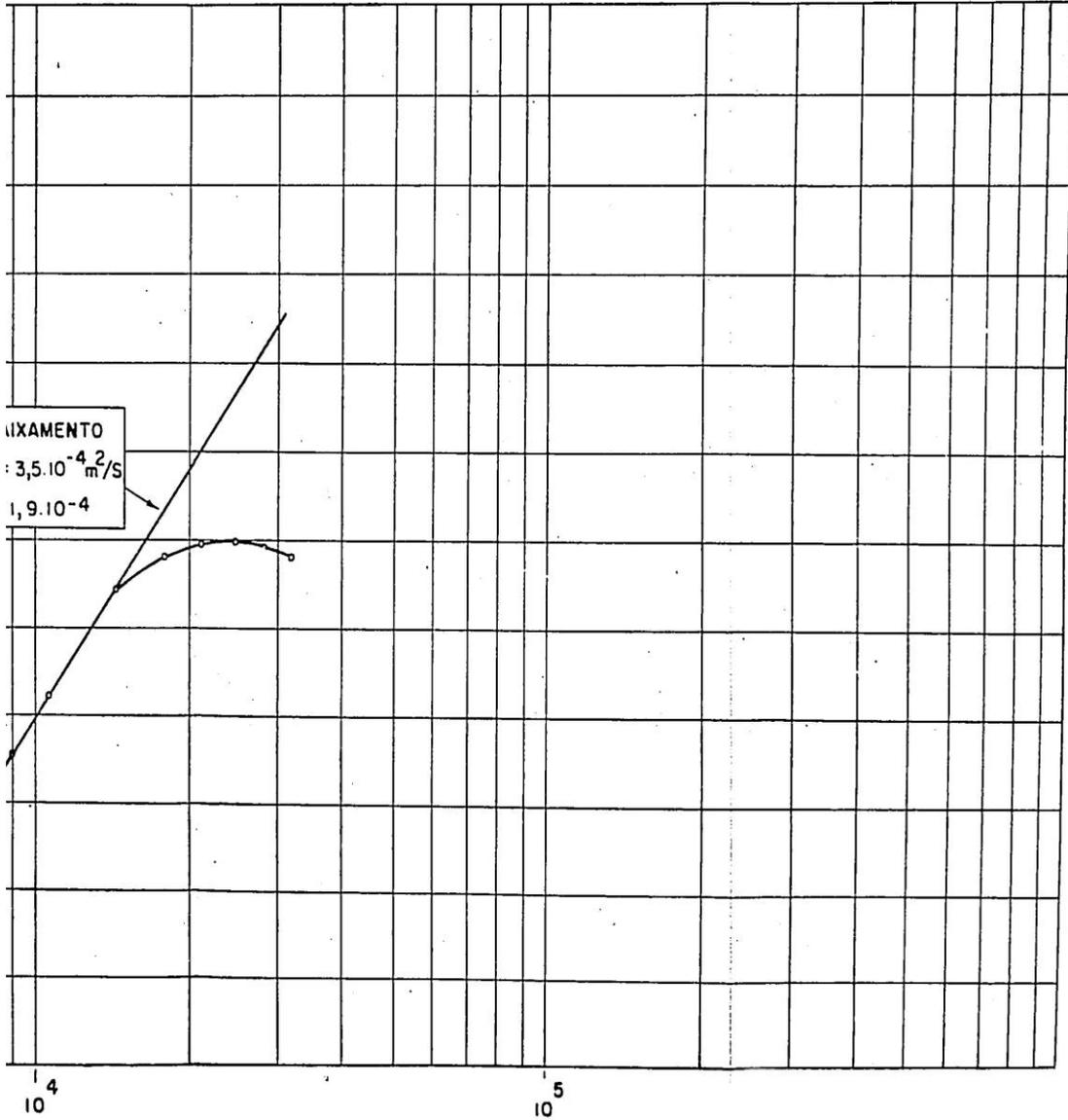
POCO-B
(PIEZOMETRO)



POÇO 5 N.
(PIEZOMETRO)



POÇO 5 N.
(PIEZOMETRO)



— Valores da sondagem B, diferentes dos precedentes:

$$T = 2.10^{-3} \text{ m}^{-2}/\text{s}$$

$$S = 3,5.10^{-3}$$

T

$$\frac{T}{S} = 0,6$$

S

2 — Interpretação geológica do ensaio

a — A sondagem B pareceu indicar, no fim do ensaio, uma reflexão da onda provocada pelo bombeamento da sondagem 9, o que indicaria uma limitação lateral do aquífero: falha, bixel de lente limite sedimentar-cristalino.

b — Os valores das características hidrodinâmicas (transmissividade, coeficiente de armazenamnto) mostram uma anisotropia do meio aquífero, do sul para o norte; as transmissividades são mais fracas ao sul do que ao norte e o valor de T/S, que condiciona a velocidade de propagação da onda provocada pelo bombeamento, é duas vezes mais forte na zona sul (sondagens 5 N, 9) que na zona norte (sondagem B).

c) — A reação das sondagens 1, 2 e 4, durante os ensaios (suas vazões permaneceram constantes durante o bombeamento), enquanto a reação das sondagens 5N e B era nítida, é sem dúvida, devida ao fato de que nas duas zonas das sondagens 1, 2, 3 e da sondagem 4, as águas subterrâneas não estão mais em carga; neste caso, com efeito, a velocidade do cone de rebaixamento, provocado pela sondagem, é muito lenta.

CONCLUSÃO E PROGRAMA

A super-exploração, — deduzida da carta piezométrica — e a mediocridade das características dimensionais e hidrodinâmicas do aquífero, deduzida dos ensaios de bombeamento — não justificam uma análise matemática detalhada das eventuais e novas condições de exploração.

A) pode-se, mesmo sem estudo matemático, concluir pela impossibilidade de aumentar, de uma maneira duradoura, as vazões atuais, estimadas em 10 l/s e passando já, naturalmente, as possibilidades do Brejo, isto é, ultrapassando o volume regular, anual, das águas subterrâneas provenientes da alimentação regular: chuvas, etc.

Retiram-se, portanto, as reservas armazenadas no aquífero durante períodos geológicos: há uma super-exploração que se traduz por um abaixamento da superfície das águas subterrâneas.

B) A exploração do Brejo, no ritmo atual de 10 l/s, deve ser considerada como provisória, pois ela corresponde a uma super-exploração, aguardando-se a escolha de uma nova solução, cujo programa é definido em seguida.

Ela poderá, eventualmente, continuar alguns anos, durante os quais o volume das águas subterrâneas diminuirá regularmente.

Esta exploração poderia limitar-se às sondagens 1, 3, 4, 9 e, se houvesse a necessidade de substituir algumas das bombas, atualmente utilizadas, seria preciso adotar, para as novas bombas, as características seguintes:

Sondagem n.º 1 — Bomba com 60 m de tubos, vazão de 5 m³/h, para 52 m de elevação; diâmetro 6".

Sondagem n.º 3 — Bomba com 60 m de tubos, vazão de 8 m³/h para 56 m de elevação; diâmetro 6".

Sondagem n.º 4 — Bomba com 60m de tubos, vazão de 15 m³/h para 52 m de elevação, diâmetro 6".

Sondagem n.º 9 — Bomba com 66 m de tubos, vazão de 8 m³/h para 56 m de elevação; diâmetro 6".

C) Assim, surge a necessidade de se encontrar uma outra solução para o abastecimento d'água da cidade de Arcoverde e, portanto, de efetuar uma segunda fase de pesquisas.

1 — Parece, à primeira vista, que esta solução dificilmente poderia ser encontrada com a construção de uma barragem: com efeito, Arcoverde se encontra praticamente no limite das bacias das rédes hidrográficas que escoam no Atlântico e no Rio São Francisco. Daí a dificuldade de se encontrar, para a barragem, próximo de Arcoverde, afora o local de construção, uma bacia hidrográfica suficiente.

Por outro lado, a abundância de formações xistosas, na região, leva a presumir uma forte salinidade das águas superficiais.

2 — A solução apontada é aproveitar as águas subterrâneas que, somente um estudo hidrogeológico sistemático, possibilitaria encontrar.

a) A zona a prospectar seria a bacia sedimentar a oeste de Arcoverde, em toda a sua largura, numa distância aproximada de 50km, ou seja até o meridiano 37º30'.

Com efeito, é possível que a bacia, para oeste, seja favorável às águas subterrâneas: o embasamento se aprofunda rapidamente e atinge mais de 1.800 m de profundidade em Ibimirim (sondagem PETROBRÁS) situada a 100km de Arcoverde. Isto é igualmente comprovado pelo mergulho, para oeste, dos arenitos superiores, visível ao longo da rodovia Arcoverde-Riacho Sêco.

b) O estudo hidrogeológico, propriamente dito, deve ser precedido de um estudo fotogeológico detalhado. Seria preciso, ao que parece, executar a cobertura aerofotogramétrica (pelo menos da parte ainda não coberta). A escala 1:70.000 seria a indicada.

c) Este estudo deverá ser completado por uma prospecção geofísica, pelo método de sondagens elétricas, destinadas a seguir o aprofundamento do embasamento.

À primeira vista, para esclarecer o problema, bastariam 2 perfis E-W de um lado e do outro da zona axial dos arenitos superiores (Serra do Quiri d'Alho, da Mina Grande, do Coqueiro), um passando pelo Brejo, e o outro por Catimbau.

A distância entre as sondagens elétricas e o comprimento da linha ainda devem ser precisadas; todavia, o comprimento da linha aumentará de leste para oeste.

d) O estudo hidrogeológico seria, sobretudo, baseado na observação dos exutórios da bacia, isto é das fontes, rios que saem, e eventuais medidas de esgotamento; observação dos poços existentes na região e, finalmente, sondagens de reconhecimento, que a fotogeologia e a geofísica permitirão localizar, bem como ensaios de bombeamento prolongados, que fornecerão as características hidrodinâmicas dos possíveis aquíferos.

**NIVEIS ESTÁTICOS DAS SONDAGENS DO
BREJO DE SÃO JOSÉ**

Nº. das Sondagens	Cota do Solo	Cota Nível Est.	Data
A — ?	698,33	687,58	11-6-63
B — ?	695,07	682,52	11-6-63
C — ?	699,76	661,06	11-6-63
1 — 7 Pe 44	701,85	690,45	11-6-63
2 — 6 Pe 44	696,64	665,34	09-7-63
3 — 7 Pe 45	697,45	660,65	11-6-63
4 — 4 Pe 44	695,48	655,40	09-7-63
5N — ?	699,11	692,54	11-6-63
6 — 3 Pe 44	701,11	687,76	11-6-63
7 — 14 Pe 60	702,58	673,23	11-6-63
8 — 7 Pe 61	708,24	688,59	11-6-63
9 — ?	696,50	687,30	29-5-63
? — 1 Pe 43	693,75	687,35	11-6-63
? — 2 Pe 44	704,06	693,78	11-6-63
? — 6 Pe 60	694,88	679,53	15-5-63
? — ? (Propriedade do Coronel)	686,16	680,46	11-6-63
? — ? (Bola)	685,58	673,00	28-5-63

RECONHECIMENTO DAS DISPONIBILIDADES DE ÁGUA SUBTERRÂNEA EM PICOS — PIAUÍ

RAMIRO KOATZ
ENGENHEIRO

ANTÔNIO SERGIO FERREIRA
ENG. AGRÔNOMO

JOSÉ ALVES TENÓRIO
GEÓLOGO

I — INTRODUÇÃO

1.1 — CONTEÚDO

O presente relatório é o resultado da 1.^a etapa dos trabalhos que servirão de base para um estudo detalhado, visando o aproveitamento de águas subterrâneas, para fins de irrigação, no município de Picos, Estado do Piauí.

Os trabalhos foram conduzidos de maneira a fornecer dados estimativos, possibilitando formular uma apreciação acêrca da viabilidade do programa em mente.

As tarefas consistiram, essencialmente, em um reconhecimento litológico e estratigráfico da região, com a finalidade de se prever o comportamento hidrogeológico da mesma, tendo em mente o caráter quantitativo dos lençóis; reconhecimento agrológico, com o fito de se classificar os diferentes tipos de solos existentes na região em aprêço, tendo por base as características morfológicas dos perfis estudados e, finalmente;

uma ligeira apreciação econômica da região, com ênfase em dados estatísticos, preferencialmente nos fundamentos da economia agrícola, no que tange à produção, pecuária, etc.

Da área em questão demarcamos o limite da formação Pimenteiras, favorável à captação de águas subterrâneas, sob efeito artesiano.

Utilizamos, para tal tarefa, uma base planimétrica fornecida pela agência do IBGE local, na escala 1:250.000.

A exatidão do esboço geológico está condicionada, em grande parte, à precisão da planta topográfica.

Infelizmente, por não contarmos com dados altimétricos dos poços perfurados, não nos foi possível construir o mapa piezométrico da região.

1.2 — GENERALIDADES DA REGIÃO

O município de Picos está situado cêrca de 330 kms. de Terezina, tendo uma área de 3.681 km².

Sua população é avaliada (31/12/63) em 60.000 habitantes, distribuídos em 12.500 edificações diversas, conforme podemos verificar no quadro abaixo:

P O P U L A Ç Ã O				P R É D I O S		
TOTAL	URB.	SUB.	RURAL	TOTAL	URB./S.	RURAL
60.000	11.340	4.160	44.500	12.500	3.500	9.000

Suas coordenadas geográficas são:

7.º 04' 08" Lat. Sul;
41.º 29' 00" Long. oeste de GW.

A sua altitude, com referência ao nível do mar, é da ordem de 230 m. É dotado de uma rede de comunicações onde se destacam as seguintes vias:

Br-52, que liga a capital do Estado à fronteira de Pernambuco (principal fonte de escoamento), e a NE Brasília.

O principal coletor da região é o rio Guaribas, de regime intermitente, assim como seus tributários, que são em pequeno número.

A região estudada é parte integrante da bacia sedimentar do Parnaíba e os depósitos sedimentares que a constituem desempenham importante papel na vida econômica da região, consequência dos caracteres hidrogeológicos da mesma.

II — GEOLOGIA

2.1 — LITOLOGIA

O pacote de rochas sedimentares, que ocorre na região estudada, segundo dados estratigráficos já consagrados, foi classificado sob a denominação de formação Serra Grande e formação Pimenteiras, constituída pelos membros Itaim e Picos, segundo a ordem cronológica de deposição.

a — Formação Serra Grande — tem pouca ocorrência na área estudada.

Esta formação consiste de rochas areníticas, grosseiras e conglomeráticas, dispostas em bancos espessos, sub-horizontais.

Apresentam-se, algumas vezes, um tanto friáveis, devido principalmente à pouca consistência do material ligante (caulínico), que não preenche os vazios da rocha, totalmente, conferindo-lhe, por isso, um bom índice de porosidade, aliado ainda ao fato do sistema de diáclase, presente na mesma, que lhe atribui caráter permeável.

A cor dos arenitos é esbranquiçada, predominantemente.

b — Formação Pimenteiras:

Esta formação ocorre para toda região de Picos e é constituída por dois membros, com caracteres litológicos bastante similares.

b¹ — Membro Itaim

b² — Membro Picos

O membro Itaim é caracterizado por ser constituído de um arenito grosseiro, de cimento argiloso, apresentando certo teor micáceo.

De um modo geral, apresenta-se homogêneo; rôxo e amarelo são as cores predominantes.

O Membro Picos constitui uma alternância de rochas areníticas, de granulção muito fina, siltitos, folhelhos siltíticos, associados com argilas.

Os arenitos são predominantemente finos, muito homogêneos e compactos, apresentando-se sob forma de camadas, relativamente espessas, com estratificação nitida, dispostas sub-horizontalmente.

Estes arenitos assumem uma coloração vermelho-tijolo, variando para amarelo e rôxo.

Superficialmente, são observadas manchas de óxido de ferro, parecendo este material ser parte integrante do elemento cimentício, que se parece tratar de argila.

As rochas sílticas se caracterizam pela homogeneidade quanto à côr, granulometria, pela disposição essencialmente horizontal, e se apresentam sob forma de lâminas bem delgadas.

Os folhelhos apresentam-se, algumas vêzes, sob forma estilhaçada e assumem tonalidade eregrecida, variando nos limites de rôxo e preto.

Ocorrem, geralmente, no nível do sólo.

Em tôda esta sequência, é bem acentuada a porcentagem de argila, quer sob forma de elemento cimentício, quer sob forma de lâminas delgadas, intercaladas na mesma.

III — ESTRUTURA

O que caracteriza estruturalmente a área estudada é o comportamento uniforme dos sedimentos, que apresentam suas camadas, mergulhando suavemente para o interior da bacia, com um ângulo variando entre 2.º e 3.º.

Este estado sub-horizontal das camadas traduz um regime de sedimentação, em ambiente tranquilo.

Algumas vezes, é perceptível um suave dobramento nas camadas mais delgadas devido, principalmente, ao peso dos sedimentos superiores.

Não são perceptíveis na área estágios tectônicos que viessem refletir na estrutura das rochas locais; apenas é digno de nota o sistema de diáclase que está presente na formação Serra Grande.

Este sistema de diáclase se dispõe essencialmente perpendicular à direção das camadas.

Este traço estrutural, apresentado pelas rochas que constituem a formação Serra Grande, aliado ao caráter excessivamente permeável das mesmas, é fator favorável para percolação d'água subterrânea.

Outro fator positivo que contribui para facilitar a infiltração d'água é a natureza do elemento cimentício, que, algumas vezes, não preenche totalmente os vazios das rochas, dando às mesmas condições de boa porosidade.

IV — HIDROGEOLOGIA

A região de Picos está subordinada a dois grandes sistemas hidrogeológicos, com caracteres bem distintos:

a — Lençol, tendo por substractum aquífero os horizontes argilosos e folhelhos da formação Pimenteiras;

b — Lençol de formação Serra Grande, cujo substractum aquífero é constituído, provàvelmente, pelo cristalino ou lentes argilosas da formação.

4.1 — ALIMENTAÇÃO DO LENÇOL

a — As águas subterrâneas, subordinadas à formação Pimenteiras, têm, indubitavelmente, sua zona de alimentação restrita às precipitações diretas sobre o impluvium, que constituem os sedimentos da mencionada formação.

As condições litológicas e texturais desta formação permitem, à primeira vista, sugerir as poucas possibilidades de armazenamento d'água, sob o ponto de vista quantitativo.

1 — Camadas de pouca espessura, associadas ainda ao fato de apresentarem grande teor argiloso, diminuindo, assim, sua porosidade e, consequentemente, sua capacidade de infiltração;

2 — Níveis de alta impermeabilidade, tais como folhelhos silticos, siltitos e argilas, intercalados na mencionada formação.

3 — Precipitação aceitável, da ordem de 600 mm/ano, com fraco poder de infiltração, devido ao escoamento superficial (rio Guaribas); vegetação de porte médio, mais ou menos densa, sistema de cultura bem desenvolvida, evaporação intensa, etc.

b — O lençol aquífero, da formação Serra Grande, tem um comportamento diferente do anterior e representa uma reserva de grande importância, sob o aspecto hidrogeológico.

O lençol da formação Serra Grande tem sua zona de alimentação nas regiões limítrofes do município, como Jaicós, onde a mesma predomina.

Devido às condições geológicas predominantes na mesma, a alimentação do lençol é essencialmente oriunda das precipitações diretas sobre o impluvium, que os arenitos desta formação constituem.

Os dados pluviométricos do município de Jaicós, revelam que o mesmo é da ordem de 665 mm/ano.

O volume de água precipitado, correspondente a esta pluviometria, sendo a superfície de Jaicós de 3.599 km², é anualmente: $3.599.000.000 \times 0,665 = 2.393.335.000 \text{ m}^3$.

Apesar de não se ter dados sobre o coeficiente de alimentação hidrogeológica da formação Serra Grande, mas, dado o seu caráter altamente poroso e permeável, pode-se supôr, para efeito de cálculo estimativo, que o mesmo seja da ordem de 15% a 20%, ou, em termos numéricos, que o volume d'água, que realmente beneficia o lençol, está compreendido entre:

359.000.250 m³ e 478.667.000 m³.

Todos êstes dados são puramente estimativos, visando unicamente dar um limite provável da reserva d'água da formação Serra Grande.

O substratum aquífero da formação Serra Grande tem, possivelmente, seus horizontes em grande profundidade, da ordem de algumas centenas de metros.

Estas águas encontram-se isentas de contaminação superficial e apresentam fraco poder de evaporação devido, principalmente, à sua profundidade e às camadas impermeáveis da formação Pimenteiras, que lhes dão condições de artesianismo.

Porém todo o volume d'água da formação Serra Grande não apresenta condições de exploração, sob efeito artesianiano.

Estas condições de exploração estão subordinadas diretamente à altimetria, limitando, desta maneira, sua área de exploração.

As cotas que apresentam condições mais favoráveis para exploração, sob efeito de artesianismo, são as fixadas abaixo de 230 m. (côta de Picos), as quais limitamos em uma faixa.

A faixa que apresenta condições favoráveis à exploração d'água subterrânea, sob efeito artesianiano, representa uma parte da área total, da ordem de grandeza de 120 Km², limitando, por conseguinte, a disponibilidade das reservas aquíferas.

Dentro desta faixa já foram executados poços, em número de 40, sendo 21 sob efeito artesianiano e o demais tubulares.

Os poços apresentam uma vazão que varia entre os limites de 3.000 l/h a 40.000 l/h; sendo a vazão mais regular a fixada em 15.000 l/h.

Infelizmente, dada a insuficiência de elementos indispensáveis para a confecção de um trabalho conclusivo, que fornecesse dados reais sobre as re-

servas aquíferas da região, não podemos fixar o número de poços capazes de serem abertos na área, nem tão pouco estabelecer sobre as vazões de cada um dêles, de maneira a atender às necessidades da área irrigável, sem comprometer a vida útil dos lençóis.

No entanto, para suprir tal deficiência, sugerimos, nas páginas finais do presente relatório, um programa de trabalho cuja realização, naturalmente, exigirá estudos demorados e perseverantes.

Todavia, os resultados de tais estudos trarão compensações de transcendental alcance, podendo-se afirmar, com segurança, as reservas aquíferas da região, possibilitando assim a elaboração de um programa de locação de poços para captação de água subterrânea, com a finalidade de irrigar a área prevista.

V — AGROLOGIA

5.1 — ASPECTO DO ESTUDO

O período de dias que levamos na execução do reconhecimento agrológico do vale impossibilitou-nos de apresentar um estudo perfeito, tendo-se em vista que os tipos de solos encontrados poderão ser melhor classificados, desde que se faça um estudo minucioso.

Na determinação dos tipos de solos mais representativos da área estudada obedeceu-se o critério de agruparmos as unidades de solos para partirmos a uma classificação, representada por características próprias, de maneira que os solos pudessem ficar individualizados por seus caracteres de gênese e morfologia.

Os principais tipos de solos, mais representativos da região, incluem: ALUVIÃO FLUVIAL, ALUVIÃO ARGILOSO, MASSAPÉ E ALUVIÃO DE ENCOSTA.

Deixamos de caracterizar a presença de sais por não dispômos dos reativos comerciais de campo e da ponte eletrolítica, impossibilitando-nos de determinar a reação de salinidade de todos os horizontes dos perfis.

5.2 — O RECONHECIMENTO

Para o estudo do reconhecimento do vale, localizamos a cidade de Picos, como divisor de dois setores, para assim melhor facilitar o trabalho.

Procuramos adotar este sistema porque acima da cidade de Picos, isto é, seguindo o sentido contrário do rio, o vale apresenta-se em sua maior largura, podendo o rio desenvolver facilmente o seu percurso, atingindo assim um trajeto de área bem maior, devido as condições topográficas serem mais ou menos planas.

Na determinação do cálculo de área, para os dois setores, orientamo-nos

apenas, em dados estimativos, fornecendo assim uma apreciação da área irrigável do vale.

Como ponto de partida do primeiro setor localizamos o lugar chamado Lagôa Grande. Com o velocímetro do veículo em que nos locomovíamos e procurando dar um valor médio para a largura das duas margens do rio, incluímos este setor com uma área aproximada de 800 a 1.000 Ha.

O rio tem, nas suas duas margens, larguras muito variáveis, o que nos faz perder de vista uma precisão da largura média.

Para a área estudada (800 a 1.000 Ha), o Massapê ocupa uma área aproximada de 180 Ha, o Aluvião Fluvial predomina com 450 Ha, e o Aluvião Argiloso com 270 Ha.

A vestimenta vegetal, encontrada neste setor, tem uma densidade baixa, embora possamos encontrar agrupamentos fechados, constituídos de carnaúbas e, entre outras espécies vegetais, citamos o Pereiro, o Juazeiro e o Angico, com uma vegetação bem espaçada.

As condições topográficas do terreno são mais ou menos planas, existindo pequenas depressões, alterando-se assim o aspecto morfológico nestes locais; contudo, sem ter um valor muito significativo em dados de áreas.

Os solos compreendidos dentro deste primeiro setor tendem a enquadrar-se nas classes texturais argilosas, para os tipos de solos mais pesados, como o Massapê e o Aluvião Argiloso e texturas argilo-arenosa, areno-limosa e arenosa.

Estes dados elementares texturais foram realizados no campo, pela impressão do contacto do solo com os dedos.

O segundo setor estudado ficou compreendido pela cidade de Picos, até alguns quilômetros, após o encontro do Riacho-Vermelho com o rio Guaribas, numa extensão aproximada de 12 Kms.

Os principais tipos de solos, mais representativos deste setor, são: Aluvião Fluvial e Aluvião Argiloso, sendo que o Aluvião de Encosta e o Massapê entram, também, em pequenas proporções.

Para este setor, o rio é muito sujeito às condições topográficas, pois, é totalmente contornado pelas encostas em suas duas margens, ficando muito condicionado ao seu próprio leito, sem que possa vir a alterar em muito o regime do seu trajeto.

A largura das duas margens é muito variável, dependendo muito do fechamento das embocaduras e da aproximação do rio com estas encostas que o margeiam. Há locais em que a parte da baixada tem uma configuração nula, onde o rio aproxima-se ao pé das encostas e, em outros locais, observamos uma largura bem considerável.

Nesta segunda parte do estudo fizemos o cálculo aproximado da área, compreendendo os tipos de solos já mencionados.

Para o Aluvião Argiloso fez-se um cálculo aproximado de 250 Ha; Alu-

vião Fluvial predomina com uma área aparente de 350 Ha, sendo que o Mas-sapê estima-se em 100 Ha e o Aluvião de Encosta em 130 Ha.

Uma nota a ser observada, quanto aos fatores que determinam a formação do Aluvião: Um dos fatores de maior importância é a influência do rio. Os solos ficam a receber sucessivas superposições de materiais, trazidos pelas inundações do rio, muito embora não se acentue a frequência de uma inundação total. Outro fator de formação pedológica pode-se incluir nos materiais erosivos, trazidos pelas enxurradas das encostas, que limitam a parte do Aluvião Fluvial, ficando muito inclinado a uma mistura desses dois tipos de formação de solos.

Pela própria constituição de um perfil geológico, pode-se constatar uma semelhança entre alguns horizontes dos perfis dos solos estudados, com relação aos constituintes integrantes do perfil geológico.

Os solos, compreendidos neste setor, enquadram-se nas mesmas classes texturais analisadas para os tipos de solos do primeiro setor, verificando-se sempre texturas arenosas e argilo-arenosas.

A topografia do terreno é mais orientada no sentido de uma pequena declividade das encostas para o rio, observando-se também as depressões existentes no terreno.

Neste estudo, deixamos de incluir, separadamente, o Aluvião de riacho, considerando-o de origem aluvial, no qual ficou englobado como Aluvião Fluvial. Citamos apenas os nomes dos riachos Santo Antônio, Macacos e Vermelho, como uns dos principais contribuintes na formação dos solos de baixadas.

A vestimenta vegetal apresenta-se mais acentuada.

Domina, na vestimenta dos solos, a Carnaúba, distribuindo-se a mesma por toda a área deste setor, numa densidade bem representativa com relação ao outro setor.

5.3 — ESTUDO DAS SONDAGENS

Os resultados obtidos pelo exame morfológico dos perfis estudados, dos solos mais representativos da região, são apresentados com a descrição das características dos perfis e de cada sondagem estudada.

ALUVIÃO ARGILOSO

Fizemos duas sondagens neste tipo de solo. A primeira foi feita à margem esquerda do rio Guaribas, no local chamado Junco, apresentando as seguintes características:

Propriedade	—	D. Sinhá
Topografia	—	Plana
Veg. Nativa	—	Espaçada
Cultivo	—	Milho

Produtividade	—	Nada
Origem	—	Aluvião
Denominação	—	Aluvião Argiloso
Cobertura	—	Feijão Bravo, capim de galinha, malvinha, pé de ciúme
Camada permeável	—	Todo perfil
Observação	—	Lençol freático além de 1,60 mts.; raízes encontradas até à profundidade 1m e 20 cm.

Características do perfil

Horizonte:	A	B
Espessura	9-0,20 mt	0,20-1,60 mt.
Coloração	Amarelada	Laranja parda
Estrutura	Blocos (frágeis)	Peq. blocos
Consistência	Pouco compacta	Compacta
Textura	Areno-argiloso	Argiloso
Porosidade	Poroso	Poroso
Raízes	Muitas	Poucas
Drenagem	Boa	Regular

Horizonte A: — Apresenta-se areno-argiloso, com uma pequena percentagem em argila. Sua coloração é amarelada, tendendo para um escuro, sendo as raízes mais abundantes.

Horizonte B: — Argiloso, com uma coloração laranja-pálida, de consistência compacta no estado seco e, quando umedecida, plástica. A estrutura desfaz-se em pequenos blocos que oferecem resistência ao serem pressionados pelos dedos, mas, uma vez partidos, subdividem-se em outros pequeninos blocos, dando como resultado uma areia fina. Esta areia, ao ser molhada, fica com uma consistência plástico-arenosa, produzindo uma coloração pardo-escura. Este Horizonte, ao ser cortado por picarêta, no contacto do corte, fica com uma cor brilhosa e lisa.

A segunda sondagem, realizada no Aluvião argiloso, localizada a 300 mt da margem esquerda do rio, nas proximidades da cidade, no lugar chamado Vila Juazeiro, apresentou as seguintes características do perfil estudado:

Propriedade	—	José Menezes
Topografia	—	Plana
Veg. Nativa	—	Muito espaçada
Cultivo	—	Milho
Origem	—	Aluvial
Denominação	—	Aluvião Argiloso

Cobertura	Pé de ciúme, bredo, feijão bravo, Pé de galinha
Camada Permeável	Todo Perfil
Observação	Lençol freático além da profundidade da sondagem e presença de raízes até 1,20 mt. O perfil apresentou, em seu estado sêco, até a profundidade de 1,0 mt., fendilhamentos muito finos no sentido vertical.

Características do perfil

Horizonte:	A	B
Espessura	0-0,15 mt.	0,15-1,05 mt.
Coloração	Amarelada	Pardacenta
Estrutura	Blocos (frágeis)	Blocos
Consistência	Pouco fôfa	Compacta
Textura	Areno-argiloso	Argiloso
Porosidade	Boa	Poroso
Raízes	Muitas	Poucas
Drenagem	Boa	Regular
Horizonte:	C	D
Espessura	1,05-1,30	1,30-1,80
Coloração	Amarelo-Castanha	Amarelo-alaranjada
Estrutura	Blocos	Indefinida
Consistência	Pouco compacta	Muito pouco compacta
Textura	Argilo-arenosa	Areno-argilosa
Porosidade	Boa	Boa
Raízes	Mui poucas	—
Drenagem	Boa	Boa

Horizonte A: — Sempre encontramos uma camada arenosa, com pequena proporção de argila, dando uma consistência pouco compacta.

Horizonte B: — Comporta-se mais ou menos com os mesmos característicos do horizonte B da sondagem anterior. A coloração tendeu mais para pardacenta, sendo sua consistência também compacta e os blocos de sua estrutura oferecem os mesmos indícios de resistência, ao serem pressionados pelos dedos.

Horizonte C: — A consistência é menos resistente, por apresentar uma textura argilosa com uma percentagem relativa de areia. A drenagem neste horizonte é muito boa, facilitando a lixiviação da água gravitacional.

Horizonte D: — Tem mais ou menos uma camada arenosa com pequena percentagem de argila. Este horizonte oferece ótimas condições para drenagem d'água gravitacional.

A vegetação nativa, encontrada neste tipo de solo, é muito espaçada e como representação da vestimenta citamos as espécies:

Pereiro (*Aspidosperma pirifolium*-Apocynacea)

Carnaúba (*Copernicia cerifera*-Palmacea)

Juazeiro (*Zizyphus joazeiro*-Ranáceas)

Pela consideração dos perfis estudados verifica-se que as camadas dos primeiros horizontes são mais caracterizadas por depósitos deixados pelo transporte de materiais erodidos.

Os horizontes B, dos perfis estudados, têm para o conteúdo de argila valores suficientes para entrarem na expressão de uma definição de solos barrentos, com texturas moderadamente finas. Este horizonte B é muito solicitado na extração do barro para a fabricação de telhas, tijolos, etc.

Procuramos nos absorver, no estudo físico deste horizonte, que constituía a camada mais impermeável do perfil, indicando assim as propriedades físicas com condições suficientes para permitir uma drenagem interna. Vale salientar que estas conclusões são análise de campo, pois, os dados necessários, como o coeficiente de dispersão da argila, ascensão capilar, percentagem de argila, estão faltando para que pudessemos garantir as condições reais das propriedades físicas de um solo.

Levando em atenção a não determinação do teor de salinidade, consideramos este tipo de solo muito próprio para a lavoura irrigada, devendo ser incluído no aproveitamento agrícola do vale, como solo de 1.^a ou 2.^a classe, dependendo do resultado de análises.

Tivemos oportunidade de ver no campo boas culturas de milho, arroz e algodão, com produtividade excelente, cultivadas em terreno deste tipo.

MASSAPE

A sondagem foi realizada no Massapê, a 100 mts. da margem direita do rio Guaribas, em uma localidade chamada Ipueiras, distante 1 km da cidade.

A escolha do local desta sondagem era a mais indicada, no que diz respeito às características peculiares a este tipo de solo.

No estudo de campo, foram considerados os seguintes dados:

Propriedade	—	Faz. Almeida Guimarães
Localidade	—	Ipueiras
Topografia	—	Plana
Veg. Nativa	—	Dispersa
Cultivo	—	Arroz
Produtividade	—	—
Origem	—	Aluvial
Denominação	—	Massapê
Cobertura	—	Quebra pedra, barba de bode, capim de planta

Camada permeável — Horizonte A, C e D
 Observação — Lençol freático a 1,30 mt.

A superfície do terreno é totalmente fendilhada, encontrando-se fendas de até 2 cms. de largura.

Características do perfil:

Horizonte	A	B
Espessura	0-0,12 mt	0,12-0,92
Coloração	Amarelo-pardacenta	Parda
Estrutura	Blocos	Blocos grandes
Consistência	Compacta	Muito compacta
Textura	Argilosa	Argilosa
Porosidade	Regular	Pouco porosa
Raízes	Regular	Poucas
Drenagem	Regular	Insuficiente
Horizonte	C	B
Espessura	0,92-1,12 mt	1,12-1,30 mt
Coloração	Amarelo ferruginosa	Amarelo-escuro
Estrutura	Blocos grandes	Blocos
Consistência	Compacta	Compacta
Textura	Argilo-arenosa	Argilo-arenosa
Porosidade	Regular	Boa
Raízes	—	—
Drenagem	Regular	Regular

Horizonte A: — Constituído por uma argila de cor amarelo-pardacenta, ficando escura quando umedecida. Neste Horizonte existe regular quantidade de raízes, encontrando-se fendilhado no sentido vertical.

HORIZONTE B: — Argiloso, quando umedecido, fica inteiramente liguento. Sua cor é parda, apresentando sinais de concreções, sendo considerado como Horizonte iluvial. É o mais compacto de todos os Horizontes, pela grande percentagem de argila em seu material. As raízes vão-se tornando escassas, até o seu limite inferior, quando se encontram ainda raízes muito finas. Depois da sondagem aberta, o Horizonte apresenta pequenas fendas no sentido horizontal. O seu estado é úmido. A capacidade de área é insuficiente.

Horizonte C: — Argilo-arenoso, com coloração amarelo-ferruginosa. Pode ser considerado um Horizonte de drenagem das camadas superiores, acusando indícios de camada de acumulação.

Horizonte D: — Argilo-arenoso em sua textura, podendo-se localizar

somente uma espessura de 18 cm., pois, à altura de 1,30 mt. o lençol freático estabeleceu-se a este nível.

A vegetação nativa, neste tipo de sólo, é conjunta para determinadas áreas e em outras com baixa densidade.

A espécie dominante da vestimenta é caracterizada pela Carnaúba (*Copernicia cerifira-palmacea*).

Com relação ao estudo morfológico do perfil, pode-se concluir que ele não apresenta condições ideais, no que diz respeito às suas propriedades físicas. Mas, devido seu solo hidromórfico, muito aconselhado para o cultivo do arroz, podemos classificá-lo neste reconhecimento como um tipo de solo de 2.^a classe para fins de irrigação, embora desconhecamos o estudo químico do perfil e sem levar em consideração o teor de salinidade dos horizontes, por não termos os dados.

A cultura de maior expressão, efetuada neste tipo de solo, é o arroz, com um rendimento ótimo.

ALUVIÃO FLUVIAL

O Aluvião Fluvial concentra-se, em faixas estreitas ou largas, às margens do rio Guaribas.

Fizemos duas sondagens neste tipo de solo.

Horizonte A: — Constituído por uma argila de cor amarelo-pardacenta, ficando escura quando umedecida. Neste Horizonte existe regular quantidade de raízes, encontrando-se fendilhado no sentido vertical.

Horizonte B: — Argiloso, quando umedecido, fica inteiramente liguento. Sua cor é parda, apresentando sinais de concreções, sendo considerado como Horizonte iluvial. É o mais compacto de todos os Horizontes, pela grande percentagem de argila, em seu material. As raízes vão-se tornando escassas, até o seu limite inferior, quando se encontram ainda raízes muito finas. Depois da sondagem aberta, o Horizonte apresenta pequenas fendas no sentido horizontal. O seu estado é úmido. A capacidade da área é insuficiente.

Horizonte C: — Argilo-arenoso, em coloração amarelo-ferruginosa. Pode ser considerado um Horizonte de drenagem, nas camadas superiores, acusando indícios de camada de acumulação.

Horizonte D: — Argilo-arenoso em sua textura, podendo-se localizar somente uma espessura de 18 cm., pois, à altura de 1,30 mt., o lençol freático estabeleceu-se a este nível.

A vegetação nativa, neste tipo de sólo, é conjunta para determinadas áreas e em outras com baixa densidade.

A espécie dominante da vestimenta é caracterizada pela Carnaúba (*Copernicia cerifira-palmacea*).

Com relação ao estudo morfológico do perfil, pode-se concluir que ele não apresenta condições ideais, no que diz respeito às suas propriedades físicas. Mas, devido seu solo hidromórfico, muito aconselhado para o cultivo do arroz, podemos classificá-lo, neste reconhecimento, como um tipo de solo de 2.^a classe para fins de irrigação, embora desconhecamos o estudo químico do perfil e sem levar em consideração o teor de salinidade dos horizontes, por não termos os dados.

A cultura de maior expressão, cultivada neste tipo de sólo, é o arroz, com rendimento. ótimo.

ALUVIÃO FLUVIAL

O Aluvião Fluvial concentra-se em faixas estreitas ou largas, às margens do rio Guaribas.

Fizemos duas sondagens neste tipo de solo.

A primeira sondagem, à margem direita do rio Guaribas, na propriedade de Antônio Marques, na localidade Aroeira, a dois km abaixo da cidade de Picos, apresentou as seguintes características do estudo morfológico do perfil:

Propriedade	—	Antônio Marques
Localidade	—	Aroeira
Topografia	—	Plana
Veg. Nativa	—	Espaçada
Cultivo	—	Algodão
Produtividade	—	—
Origem	—	Aluvial
Denominação	—	Aluvião fluvial
Cobertura	—	Capim de burro, hervança, carrapicho de cigano, bamburral, etc.
Observação	—	Lençol além da profundidade do perfil. Raízes até 1,15 mt.

O estudo do perfil apresentou três Horizontes, sendo dois bem definidos e um de transição.

Características do perfil.

Horizonte:	A	B	C
Espessura	0-0,20 mt.	0,20-0,50 mt.	0,50-1,60 mt.
Coloração	Amarela	Amar.-pardacenta	Escura
Estrutura	B. Fragmentares	Blocos	B. Grandes
Consistência	P. Compacta	P. Compacta	Compacta
Textura	Areno-limosa	Argilo-arenosa	Argilosa

Porosidade	Poroso	Poroso	Poroso
Raízes	Muitas	Regular	Muito pouca
Drenagem	Boa	Regular	Imperfeita

Horizonte A: — Este Horizonte é arenoso.

Sua coloração é amarelada, raízes abundantes, variando muito em seu estado sêco, os blocos são muito fragmentares, dando uma areia mais ou menos fina. Ao ser molhada, dá uma impressão de textura areno-limosa.

Horizonte B: — Apresenta-se como uma fase de transição entre os limites dos Horizontes superior e inferior. Sua coloração é pardacenta, misturada com a cor amarela do Horizonte superior. Sua consistência é mais compacta que a do 1.º Horizonte e sua estrutura desfaz-se em blocos perfeitos. Sua textura tende mais para uma argila, com boa percentagem de areia.

Horizonte C: — Argiloso com pequena proporção de areia. Compacto, com pouca presença de raízes, até os seus 65 cms. A estrutura desfaz-se em blocos grandes, que oferecem pouca resistência ao se partirem, por estarem em estado úmido, dando como resultado final pequenos grânulos escuros de areia argilosa. Umedecido, fornece uma consistência plástica, podendo-se formar na mão pequenas bolas de cêra. Sua drenagem é imperfeita. Foram encontrados fragmentos granulados de arenito vermelho. Sua iluviação é definida.

A segunda sondagem no aluvião apresentou as seguintes características:

Propriedade	—	Localidade Paquetá
Topografia	—	Plana
Veg. Nativa	—	Espaçada
Cultivo	—	Algodão
Produtividade	—	—
Origem	—	Aluvial
Denominação	—	Aluvião fluvial
Cobertura	—	Carrapicho de cigano, pé de galinha, bamburral
Cam. Permeável	—	Todo o perfil
Observação	—	Presença de raízes até 1,50. Lençol freático não encontrado até 1,70 mts.

Características do perfil:

Horizonte:	A	B	C
Espessura	0-0,60 cms.	0,60-0,80	0,80-1,70
Côr	Castanho	Amar.-pardacenta	Amar.-escuro
Estrutura	Blocos	Blocos fragmentares	Blocos fragmentares
Consistência	P. Compacto	P. Compacto	Pouco fôfa
Textura	Areno-argiloso	Areno-limoso	Arenoso

Porosidade	Poroso	Poroso	Poroso
Raízes	Regular	Poucas	Poucas
Drenagem	Boa	Boa	Boa

Horizonte A: — Areno-argiloso com uma camada bem uniforme de 60 cms. Sua consistência pouco compacta e estrutura em blocos.

Horizonte B: — Areno-limoso, de consistência pouco compacta, com estrutura em blocos fragmentares. Seu estado é úmido.

Horizonte C: — Arenoso, em estado úmido, com uma coloração amarelo escura. Sua estrutura é quase indefinida, apresentando uma drenagem muito boa.

Pelo estudo destas duas sondagens, no Aluvião fluvial, pode-se constatar que uma diferencia-se da outra por suas condições de textura, consistência, estrutura e drenagem, tornando-se evidente a variação dos Horizontes inferiores: uma argilosa e a outra arenosa. Dentro desta própria unidade de classe ter-se-iam, então, solos apresentando propriedades físicas diferentes.

Para a sua classificação, com finalidades à irrigação, poderíamos incluí-lo como solos de 1.^a e 2.^a classes, dependendo dos resultados das análises químicas.

Este tipo de solo abrange uma área bem representativa da região, tendo-se como cultivo, preferido no plantio, o milho, o feijão e o algodão, com regulares colheitas.

5.4 — OBSERVAÇÕES GERAIS:

Pela análise dos diferentes tipos de solos, através do estudo morfológico dos perfis de observações de campo, podemos incluir, neste rápido reconhecimento, todos os tipos de solos, como aproveitáveis na lavoura irrigada. Mostramos os valores do solo, determinando-os em classes, de acordo com o critério adotado para fins de irrigação.

O cálculo da área irrigável, abrangida pelo estudo do reconhecimento, é estimado entre 2.000 a 2.500 Ha, fazendo-se uma observação de que o vale se estende até o limite do encontro do rio Guaribas com o rio Itaim e, considerando o estudo detalhado dos Aluviões do riacho, abrangeria uma área aproximada de 5.000 Ha. Para precisarmos a capacidade de irrigação do vale do rio Guaribas tínhamos que condicionar a disponibilidade de água e a superfície total de terras irrigáveis.

Para sentirmos o efeito do aproveitamento da água de poços artesianos, para irrigação, apresentamos um pequeno cálculo estimativo de disponibilidades de água, baseado na relação de 40 poços existentes na região, fornecida pelo 6.^o Distrito de Obras do DNOCS.

VII — AGRICULTURA E PECUÁRIA

7.1 — POLICULTURA E PEQUENAS PROPRIEDADES

Picos caracteriza-se, de maneira nítida, pela diversificação de sua agricultura, com os demais municípios do Piauí, onde praticamente impera a monocultura, ou melhor, a indústria extrativa vegetal de babaçu, oiticica e carnaúba.

A divisão da propriedade em Picos é outro caráter marcante que a distingue, em contraposição às imensas glebas de todo o Estado e mesmo dos seus mais próximos vizinhos. Há em Picos, aproximadamente, 9.000 propriedades agrícolas. A área média dessas propriedades é da ordem de 40 Ha, o que já representa um ótimo índice de fracionamento, se observarmos a existência de uma parcela de chapadas, úteis tanto para a pecuária como para a agricultura, onde a propriedade é menos dividida.

A renda do município, pois, apresenta um aspecto interessante: é extremamente subdividida, dando lugar a uma população medianamente próspera, um caso raro no Nordeste, algo semelhante ao que se passa em regiões coloniais do sul do país.

7.2 — PRODUÇÃO AGRÍCOLA

A produção agrícola do município tem se desenvolvido rapidamente, graças à abundância d'água — o rio Guaribas e poços artesianos. Os poços artesianos, nas propriedades agrícolas, constituem pequenos núcleos agro-pecuários, apesar de sua utilização não obedecer a quaisquer normas técnicas.

A produção agrícola relativa ao ano de 1963 foi:

PRODUTOS	UNIDADE DE REFERÊNCIA	QUANTIDADE	VALOR (CR\$)
Algodão em caroço .	Arroba-15 kgs	855.000	855.000.000,00
Feijão (grão)	Sc. 60 kgs.	336.000	840.000.000,00
Milho (grão)	Sc. 60 kgs.	345.000	517.500.000,00
Alho	Arroba-15 kgs	35.000	210.000.000,00
Arroz (com casca) . .	Sc. 60 kgs.	60.000	180.000.000,00
Cebola	Arroba-15 kgs	40.000	84.000.000,00
Mandioca (raíz)	Tonelada	71.000	71.000.000,00
Cana de Açúcar . . .	Tonelada	47.000	37.600.000,00
TOTAL			2.795.100.000,00

PRODUÇÃO AGRÍCOLA TRANSFORMADA

PRODUTOS	UNIDADE DE REFERÊNCIA	QUANTIDADE	VALOR (CR\$)
Farinha de mandioca:	Sc. 60 kgs.	300.000	300.000.000,00
Rapadura	Quilo	3.200.000	160.000.000,00
Goma de mandioca . .	Quilo	3.000.000	150.000.000,00
Aguardente de cana .	Litro	130.000	16.900.000,00
TOTAL			626.900.000,00

Ainda são produzidos, em pequena escala, batata doce, fumo, tomate, banana, melancia, abóbora, etc. A produção extrativa vegetal, ocupando embora um lugar secundário na economia do município, é também ponderável, produzindo-se nêle, aproximadamente, 6% da cêra de Carnaúba do Estado.

A produção agrícola, estimada para 1964, deverá ter um incremento apreciável, principalmente de algodão (cêra de um milhão e trezentas mil arrobas, de quinze quilogramas). Há ainda, no município, um pôsto Agro-pecuário e um silo, ainda não em funcionamento, com capacidade para armazenar 4.500 toneladas de cereais.

7.3 — PROPRIEDADES AGRÍCOLAS

O número de propriedades atinge um total de 8.970, sendo que 1.200 têm uma área menor de 5 Ha e apenas 84 ultrapassam a 1.000 Ha.

fins de irrigação, sugerimos um plano de trabalho, a longo prazo, constando dos seguintes itens:

- 1 — Mapeamento geológico da região, na escala de 1:50.000, precedido de um estudo fotogeológico detalhado;
- 2 — Construção da carta piezométrica da região;
- 3 — Abertura de sondagens pioneiras, visando o conhecimento da coluna estratigráfica, espessura das camadas, etc.
- 4 — Ensaio de bombeamento, de modo a se conhecer as características dimensionais e hidrodinâmicas dos aquíferos, em poços já perfurados e a perfurar;
- 5 — Análise química das águas;
- 6 — Levantamento agrológico e cadastral da zona irrigável, classificando-se os diversos tipos de solos e demarcando os limites de propriedades;
- 7 — Análises físicas e químicas das amostras dos solos estudados;
- 8 — Atender ao problema de introduzir sementes selecionadas, das diversas espécies cultivadas, bem como melhorar a seleção das existentes na região;
- 9 — Contrôles eficaz das pragas e doenças;
- 10 — Programar um plano de adubação para suprir as necessidades minerais e orgânicas do solo;
- 11 — Estudar os meios de adotar o sistema de irrigação por aspersão, por se apresentar como o mais favorável para as condições de poços artesianos;
- 12 — Estabelecer assistência técnica ao agricultor, proporcionando-lhe melhor grau de instrução no que concerne à agricultura. (Instalação de um pequeno núcleo de Fomento e Produção).
- 13 — Constituição de Cooperativas, entre os agricultores, tanto para a obtenção de implementos agrícolas, tratores, etc., como também para a colocação de seus produtos; e
- 14 — Aumento do número de perfuratrizes, já que as existentes no município (3), além de serem de pequena capacidade (perfuração até 150 mt.), são insuficientes para dar cobertura a qualquer plano de perfuração.

INTRODUÇÃO AO AERO-LEVANTAMENTO

LAURO PIE
Eng.º Geógrafo

1.ª Seção — Generalidades

1 — Primeiras palavras

Esta série de palestras, que a boa vontade do senhor major engenheiro-civil e militar Dalmo Leme Pragana e a compreensão dos demais engenheiros dêste Departamento tornaram possível, persegue duas finalidades essenciais:

— dar aos engenheiros não especializados no trato dos problemas de aero-levantamento uma visão panorâmica dos seus aspectos mais gerais e — porisso mesmo — de maior interêsse coletivo;

— dar aos engenheiros do Serviço de Estudos do DNOCS idéia tanto quanto possível exata do que podem esperar e exigir do equipamento disponível nêsse organismo.

Algumas considerações iniciais fazem-se necessárias ao completo entendimento do modo como se irá desenvolver o assunto, bem como do critério que preside a limitação da profundidade do detalhe especializado.

Ressalta, antes de mais nada, o limite de tempo! Um curso de pouco mais de dez seções não permite tratamento exaustivo de quaisquer dos aspectos a considerar. Nem tem o autor a veleidade de julgar-se capacitado a dar a última palavra sôbre quaisquer dos assuntos a serem encarados!

Ao auditório, também, não satisfará um tratamento mais profundo da teoria das matérias envolvidas, pois está êle composto de engenheiros já atuantes num dos muitos ramos da profissão, a quem não há de sobrar tempo ou interêsse para tanto.

Desenvolveremos, portanto, nossas considerações em tórno de uma idéia central a saber:

— “O levantamento do terreno não é uma obra em si, senão para quem

o executa. Para o engenheiro de outra especialidade, trata-se apenas de uma boa ferramenta, não raro imprescindível”.

Daí resulta que, tratando-se de ferramenta, importa saber-lhe as qualidades e as limitações, saber escolher entre muitos o melhor, avaliar-lhe o exato valor, o preço razoável, etc... E isso é o que tentaremos fazer.

2 — Pequena notícia histórica

A idéia da utilidade do levantamento — seja, da representação em papel dos detalhes do terreno — é, provavelmente, tão antiga como a escrita. As indicações de natureza geográfica contidas no Pentateuco são tão rigorosas e perfeitas que têm servido de base a não poucas pesquisas históricas e paleontológicas.

Talvez a primeira referência sobre levantamentos que registra a história, é a contida no Livro dos Mortos dos egípcios, sobre a medição e partição de terras.

Os gregos, cuja curiosidade fêz tratassem praticamente todos os campos do conhecimento humano, legaram numerosas referências a tal respeito. A famosa “RETIRADA DOS DEZ MIL” de Xenofonte, contém um minucioso relato do itinerário percorrido pela expedição, e é notório que Alexandre tenha encarregado seu almirante NEARCO de uma expedição de caráter militar de reconhecimento e de levantamento ao longo das costas do golfo Pérsico e da Índia.

O primeiro esforço realmente científico parece dever-se, contudo, a Hiparco que, a volta de 150 A.C., encarou pela primeira vez os problemas geométricos da representação plana do terreno, e a ESTRABÃO cuja Geografia venceu séculos.

A queda do Império Romano relegou tais estudos, pelo menos no mundo ocidental, a um quase esquecimento. A um tal ponto que a Renascença veio encontrar os árabes bem avançados nêsse campo. Deve-se-lhes, por isso, a introdução do astrolábio — primeiro instrumento de medida angular — e da navegação astronômica.

Durante êsse interregno, contudo, o espírito de escol que foi Bacon descobriu, no século XIII, o princípio do que viria a ser o mais precioso instrumento de medidas do nosso tempo, dando ao mundo a primeira câmara escura.

O fim da Idade-Média marca um novo impulso de gigante nêsse campo, como consequência direta das navegações. Assim surgem, sucessivamente, o princípio do nônio (1542), o primeiro sistema de projeção matemático (MERCATOR — 1564), a primeira luneta, ao raiar do século XVII (Galileu), para culminar na construção da pedra basilar da medição geodésica: a construção do primeiro Teodolito por RAMSDEN, em 1787.

A base matemática desses estudos também sofreu, nesses duzentos anos, um notável incremento mercê, principalmente, dos estudos astronômicos.

O findar do século XVIII marca novo apogeu da ciência da medição da Terra. Entra em cena, com tôda sua pujança, o espírito científico da ENCICLOPÉDIA, que é responsável pelas primeiras medições de arco de meridiano: BOUGUET e LA CONDAMINE na Lapônia e BOUGUET e BYOT no Perú. Daí surgiu o primeiro sistema de unidades cientificamente elaborado, o sistema métrico decimal, pela definição da sua unidade fundamental: o METRO.

Concomitantemente, em 1792, Borda criava o primeiro basímetro bi-metálico, inaugurando uma série de brilhantes pesquisas que iria frutificar um século depois, nos trabalhos de BENOIST e GUILLAUME, descobrindo a liga INVAR.

Por êsse tempo eram retomadas as idéias de Bacon e, em 1839, DAGUERE na França e TALBOT na Inglaterra, criavam a fotografia.

Como se a humanidade estivesse em época de muita pressa, já no ano seguinte LAUSSE DAT apresentava à Câmara dos Deputados de Paris um levantamento parcial da cidade feito com base em fotografias, trabalho cuja beleza e precisão foram bem elogiadas por ARAGO.

Pouco depois a fotografia aérea fazia seu aparecimento no mundo, e justamente na America. Durante a batalha de RICHMOND (1862) fotografias aéreas foram, pela primeira vez, empregadas para a amarração de objetivos terrestres.

Ainda na América, na Guerra do Paraguai, Caxias empregou com êxito o reconhecimento aéreo a partir de balões.

A guerra de 1870 trouxe, na Europa, a primeira aplicação em larga escala das idéias de Laussedat, especialmente nos cercos de CHERBURGO e de PARIS. Nêsse mesmo ano CHEVALIER lançava a primeira idéia de câmara "horizonte-a-horizonte".

A partir de então estava criada e em crescimento a FOTOGAMETRIA, (*) aplicada ao levantamento. Seu desenvolvimento foi vertiginoso, a tal ponto que já em 1910 estava estruturada como hoje. Com efeito: em 1900 SCHEIMPFLUG estabelece a teoria da transformação, em 1903 PULFRICH cria o primeiro foto-teodolito capaz de fornecer pares estereoscópicos e o seu ESTEREO-COMPARADOR, baseado na idéia das marcas estereoscópicas, estabelecida por STOLZE em 1895, e, finalmente, em 1908 EDOUARD VON OREL e AVON HUBL, constroem o primeiro ESTEREO-AUTÓGRAFO.

Mas, já por êsse tempo, voltava à cena a fotografia aérea, com Wilbur Wright obtendo o primeiro filme contínuo tirado de um avião (CENTOCELI, ITÁLIA, 1909).

Em 1913 o capitão TARDIVO, do Exército italiano, apresenta o primeiro mosaico aéreo, da cidade de BENGASI.

Ao terminar a primeira Guerra Mundial, a obtenção de fotografias aéreas era já uma técnica corrente e em expansão. Sua utilização no aéro-levantamento, contudo, só foi possível, graças aos extraordinários trabalhos do

* Nome proposto por MEINDENBAUER em 1893.

genial alemão OTTO VON GRUBER, cujo livro é, ainda hoje, obra fundamental e preciosa

Finalmente, em 1923, BAUERNFELD e VON GRUBER davam ao mundo o primeiro aparelho restituidor de fotografias aéreas, ainda hoje respeitado pela sua precisão e pelo seu rendimento: o ESTEREOPLANÍGRAFO.

De então a esta parte as novidades, os aperfeiçoamentos, as novas técnicas, sucedem-se numa tal rapidez que seria fastidioso enumerá-los. Ressaltaremos apenas o aparecimento do AERO-MULTIPLEX, na década dos trinta, ainda trabalho de VON GRUBER, e, no Brasil, o trabalho do professor EMILIO WOLFF, instituindo a teoria matemática da deformação dos planos de igual paralaxe, idéia cujo fruto mais recente é o ESTEREOTOPO ZEISS.

Após essa sucinta recapitulação do processo segundo o qual acumulou a humanidade a extraordinária soma de conhecimentos atualmente disponível neste campo, é razoável que lancemos uma vista d'olhos sobre a atualidade e o futuro previsível. Façamo-lo em duas etapas: vejamos em primeiro lugar o que se passa no mundo e, depois, focalizemos nossas vistas no nosso campo imediato: o Brasil.

a) Panorama Mundial — A última guerra colocou novamente em foco o problema do mapeamento aero-fotogramétrico em larga escala. Da enorme experiência acumulada frutificaram três aperfeiçoamentos essenciais cujas implicações analisaremos no devido tempo.

- emprêgo de câmeras conjugadas
- medição eletrônica de distâncias.
- cálculo eletrônico.

São êsses novos meios que estão ditando os caminhos do progresso da aero-fotogrametria e do levantamento em geral, como veremos no decorrer das secções futuras.

Por outro lado, a melhor compreensão dos problemas da fotogrametria possibilitou seu emprêgo em campos mais variados, e por vezes, inesperados, numa ampla escala cujos extremos podemos, com algum risco, situar na Astronomia, de um lado e na pesquisa biológica, do outro.

b) — No Brasil — Se buscarmos nosso exato lugar no progresso da fotogrametria e do levantamento, achar-nos-emos parados aí por volta de 1939. Isso se deve, em especial, aos seguintes fatos:

— incompreensão no emprêgo da fotogrametria, permanecendo os brasileiros no geral de olhos fechados para as possibilidades gerais de fotografia terrestre e mesmo da aérea que, para nós, só serve ao levantamento.

— falta de intercâmbio técnico com as nações mais adiantadas, o que proíbe ao especialista patricio contacto com técnicas e problemas só pesquisáveis alhures.

— falta de compreensão do nosso próprio problema de mapeamento, nas suas proporções e nos seus aspectos essenciais.

Basta ver que só agora encaramos com seriedade o ensino rigoroso das

disciplinas fundamentais da especialidade nas nossas escolas superiores para sentir quanto existe de real na situação esboçada.

Verifique-se ainda, quão falha é a pouquíssima legislação a respeito da matéria entre nós: o Brasil, com mais de oito milhões de quilômetros quadrados, não dispõe do que se possa chamar uma Lei da Carta, uma doutrina apenas razoável sobre levantamento.

3. Metodos de levantamento

São três os métodos de levantamento atualmente em prática :

- levantamento regular
- levantamento fotogramétrico terrestre
- levantamento aero-fotogramétrico.

Dentro de cada um desses métodos podemos realizar um sem número de "tipos" de levantamento, bastando ao efeito que variemos a precisão exigida, o material empregado, o fim proposto, etc.

Pode-se caracterizar cada um dos MÉTODOS como segue:

— levantamento regular — sua execução é levada a efeito à vista do terreno, utilizando apenas medidas de distâncias e ângulos. Será numérico se a posição dos pontos de detalhe foi obtida pelo cálculo, diretamente dos elementos recolhidos no campo, e gráfico se o levantamento dos detalhes é obtido diretamente no campo, com emprêgo da prancheta.

— levantamento fotográfico terrestre — executado com base em fotografias obtidas no solo, por meio de fototeodolitos.

— aero-levantamento — obtido com auxílio de fotografias aéreas.

Cada um desses métodos tem suas vantagens e desvantagens, suas limitações e conveniências, que discutiremos no lugar próprio.

O cotêjo entre métodos, processos e técnicas de levantamento deve, contudo, ser feito dentro de um procedimento lógico e bem definido ao qual não basta o simples conhecimento detalhado dos métodos, antes é imprescindível uma sistemática rigorosa que passamos a expôr.

A primeira idéia a fixar é a do levantamento em si. Isto é até intuitivo! Como escolher um método para fazer uma coisa sem conhecer precisamente quais as características dessa coisa a ser feita?

Na efetivação de um projeto de levantamento é, pois, necessário que tanto o interessado como o executante tenham idéias precisas e bem assentadas a respeito do levantamento em si e, sobretudo, que cheguem a acôrdo sobre essas idéias "a priori".

Quais os aspectos que caracterizam um levantamento? Os seguintes: natureza: de um modo geral a representação é planimétrica ou plano-altimétrica. Na representação planimétrica devem aparecer todos os detalhes significantes do terreno, à excessão do relêvo.

A discriminação desses detalhes é o primeiro ponto a ser completamente esclarecido entre os interessados, sendo de lembrar aqueles detalhes menos

aparentes ou menos usualmente requeridos, como sejam: limites de propriedades, nomes de proprietários, número de pavimentos dos edifícios, localização de canalizações enterradas, ocorrências de certos espécimes vegetais, etc.

Tratando-se de representação altimétrica cumpre acertar de antemão a representação de afloramentos rochosos, pontos a terem suas cotas precisamente definidas, traçado de perfil, etc.

escala: — o ponto seguinte a ser considerado é a ESCALA, cuja definição nenhum engenheiro desconhece.

Do ponto de vista do usuário um bom critério de amarração da escala é o do erro gráfico. Entende-se por erro gráfico a menor grandeza representável com segurança sobre o papel. É comum o contratante ter como certo que essa grandeza é 0,1 mm, enquanto o executante dá por implícito que essa quantidade não pode ser inferior a 0,25mm. Convém, pois, um exato esclarecimento a respeito.

Ocorre, ainda, um aspecto muito importante da questão: estabelecida essa grandeza, todo detalhe de dimensões inferiores a ela será representado, na carta, por uma "convenção", perdendo, portanto, qualquer significado relativo a tamanho. Isso, se não esclarecido antes, pode ser motivo de sérios abrecimentos para ambas as partes interessadas.

Para evitá-lo deve-se acordar, "a priori", qual a dimensão mínima e então, com base nesse dado, o usuário verificará levando em conta qual a menor dimensão que deseja ver representada em verdadeira grandeza, qual a escala que lhe convém, enquanto o executante constatará, a partir daí, qual o equipamento a utilizar e, em consequência o preço a cobrar.

Precisão — Este é outro ponto importantíssimo na exata definição de um levantamento.

A primeira idéia a ter bem clara é a que se refere ao erro tolerável. Usualmente, empregam-se três "erros" nas definições de precisão.

— **erro absoluto** — é a grandeza real do erro de uma medição.

É corriqueiro que o contratante de um levantamento tome, com essa aceção, qualquer "erro" definido no contrato.

— **erro relativo** — é a relação, usualmente em porcentagem ou em partes milésimas, entre o erro absoluto e a grandeza medida.

Sua propagação está subordinada às leis de propagação de erros. O erro em área, por exemplo, não é o simples quadrado do erro em distância.

— **erro médio provável** — "não é a média dos erros". É um valor tal que há 50% de probabilidade de que um erro absoluto qualquer seja maior ou menor que esse valor.

A confusão que mais frequentemente ocorre é que enquanto o executante apresenta como condição um erro médio provável, o contratante toma-o por um erro absoluto.

Esse inconveniente é solucionado em parte pela prática corrente de fixação, nos contratos, dos limites máximos dos erros absolutos. Fixa-se, por exemplo, que 90% dos pontos devem ter sua posição plana correta dentro de

0,1 mm na representação e nenhum apresentará um erro maior que 0,3 mm.

Outro aspecto importante dessa questão de precisão é a representação por curvas de nível.

A teoria dessa representação indica que um levantamento será julgado bom quando 90% das cotas obtidas por interpolação entre duas curvas apresente erro não maior que meia-equidistância, e nenhum ponto tenha erro superior a uma equidistância. Há muita gente, entretanto, que toma como erro máximo em altimetria a grandeza representada por 0,1 mm na escala! Essa precisão, entretanto, só é exigível em pontos diretamente medidos, donde dever o contratante acautelar-se a respeito, seja exigindo a medida direta dos pontos que lhe interessem, seja exigindo perfis bem definidos onde julge necessário. Desde que não esqueça — ao exigir perfil — de discriminar o espaçamento das medições altimétricas sobre o mesmo.

Em casos extremos, quando as exigências de precisão sejam mais apertadas, é mesmo preferível que se contrate a representação altimétrica por pontos cotados, como é de uso nas plantas cadastrais.

Há ainda outro aspecto a salientar nessa questão de precisão, para o qual não é fácil o estabelecimento de um critério amplo. Uma carta fornece considerável soma de informações cuja precisão não pode ser avaliada em números. Tais são os nomes dos acidentes, a exata representação do modelado, a posição relativa dos detalhes representados por símbolos mínimos, etc.. Argumentar-se-á que a precisão de tudo isso é implícita, assegurada pela própria idéia do levantamento.

Ora, isso é verdadeiro para tudo o mais, e ali onde é possível uma medição aplicam-se critérios de precisão. Se se admite a presença do erro de um lado, deve-se admiti-la do outro também.

Não escapou esse aspecto do problema aos argutos ingleses, tendo sido por eles proposto um critério baseado na idéia do erro relativo. Assim é que se pode estabelecer o máximo de um erro para cada seis mil informações, por exemplo, como um meio razoável de proteger os interesses de ambas as partes.

Na exata definição do levantamento através do exame minucioso dos pontos acima expostos, o usuário (que contratá ou determina o levantamento) e o executante colocam-se em pontos de vista diferentes, definidos por duas idéias fundamentais.

O contratante deve ter sempre em mente para que ele quer o levantamento e quanto está disposto a pagar por ele.

O executante não pode perder de vista que o seu interesse traduz-se na realização do serviço dentro de especificações que lhe mantenham o bom nome e de maneira que lhe proporcione suficiente margem de remuneração. Lembremos que, dentro da filosofia do "free-enterprise", é o lucro o mais seguro meio de proteção de interesse e garantia de qualidade.

Estando bem definido o levantamento e, principalmente, perfeitamente concordes as partes interessadas, é de se encarar o modo como será ele levado a efeito. Ainda aqui devem estar presentes os interesses do usuário e do

executante para, através do exame metódico e compreensivo dos aspectos abaixo, chegarem a um acôrdo que garanta a melhor forma de execução.-

O primeiro aspecto a analisar é, sem dúvida, o fator tempo. O usuário tem sempre em mente um prazo máximo para receber as informações contidas no levantamento, enquanto o executante está sempre vendo o tempo mínimo em que pode fazê-lo. Do jôgo razoável desses dois limites é que surgirá o prazo de entrega estipulado em contrato. Não basta, porém, a fixação desse prazo! É necessário que se tomem em conta providências acauteladoras do exato cumprimento dessa exigência, como multas de mora, bonificações de entrega, sistemas de pagamento, punições regulamentares, etc.

Ao usuário recomenda-se como providência de grande alcance nesse sentido uma sindicância prévia sôbre as entregas anteriores realizadas pelo executante, sôbre a confiança que merece no mercado, etc.

Outro ponto de análise indispensável é a natureza do terreno, sua cobertura vegetal muito particularmente. É de notar, como veremos logo a seguir, que o interesse do contratante é, no caso, tão grande quanto o do executante. Talvez maior.

Ao executante interessa sobretudo o conhecimento do terreno para avaliar exatamente as dificuldades a vencer, as técnicas mais recomendáveis, o equipamento de melhor rendimento.

Ao contratante interessa, antes de mais nada, saber que há terrenos que inabilitam certos equipamentos para o trabalho, por levá-los a erros incontornáveis. É o caso, por exemplo, das coberturas vegetais uniformes e extensas que impedem a restituição fotogramétrica nos aparelhos correntes, exigindo um apoio completamente diferente para a consecução do trabalho dentro do padrão técnico exigível.

Interessa-lhe saber, assim, quando deve exigir até mesmo um dado equipamento, ou um dado apoio para a execução do serviço. Quando deve exigir do executante trabalhos complementares e, acima de tudo, qual o preço unitário razoável em presença das dificuldades.

Chegamos, finalmente, à parte crítica dessa escolha, que, como bem se pode ver, deve ser laboriosa e meditada: a parte econômica.

Não nos referiremos aqui, senão muito resumidamente, ao executante que bem sabe como proceder para calcular o preço da obra.

É interessante notar que esta é a única hora em que êle não encara diretamente o serviço a executar! Tendo bem esquematizado o serviço a realizar êle tomará como base para o preço comercial da obra a sua experiência anterior.

Já o contratante bem avisado pode, aqui, obter resultados compensadores pela exigência perfeitamente justa e cabível de certas providências complementares de caráter técnico, que sabidamente não irão onerar o levantamento.

A título de exemplo podemos citar como providências dessa natureza: sinalização permanente dos pontos de apoio; formulários descritivos e itinerários

rios dêesses pontos; fornecimento das cópias de fotografias, trabalhadas no campo, dos foto-índices, de mosaicos, etc.

Analisados detidamente todos êesses pontos as conclusões serão seguras e não de precisar de imediato os pontos fundamentais do levantamento, permitindo ao contratante levar adiante seus projetos sem preocupações maiores quanto a êesse aspecto.

Ao executante, essas conclusões servirão de base para todo seu trabalho posterior dando-lhe, de imediato, a segura escolha do método a seguir, do equipamento a empregar, do pessoal a utilizar, das precauções a tomar, etc. É, em última análise, nessas conclusões que repousa tôda a execução da obra

Na próxima seção teremos ocasião de empregar essas idéias no trato do método do aero-levantamento, nosso objetivo principal.

B I B L I O G R A F I A

Manual of Photogrammetry — American Society of Photogrammetry — 2a. edição
Manual de Topografia — Roberto Muller — Tomo II vol. 2 e Tomo IV —
2a. edição

Geodesy — George L. Hosmer — 2a. edição

Traité de Geodesie — P. Tardi et G. La Clavere — Tome 1er. •

Estudo das Cartas Históricas, etc — major Sebastião S. Furtado — Ed. D.S.G.
Surveyng and Mapping — vol. XV, n.º 2 — 2.º trimestre 1956.

2.^a Seção — O Aero-levantamento

1 — Definição do problema

Na seção anterior tivemos oportunidade de apresentar um rápido apinhado dos pontos que, devendo ser analisados com antecedência, devem estar bem definidos e explícitos num contrato ou numa ordem de levantamento. Houve mesmo oportunidade de frizarmos que êsses dados seriam a base sobre a qual o executante montaria seu dispositivo operacional para a execução do trabalho.

Faremos hoje uma rápida análise de como a fixação desse esquema define completamente o problema operatório e, — porque o nosso objetivo é o aero-levantamento — forçaremos algo a ordem natural do assunto passando à hipótese de que seja o aero-levantamento a solução certa.

Vimos, naquela oportunidade, que seriam acordados entre o interessado e o executante os seguintes aspectos essenciais:

- natureza da representação e dos detalhes a serem representados;
- escala a adotar;
- precisão das informações constantes do levantamento;
- prazo de entrega;
- preço ajustado.

Supondo, sob a ressalva já posta, que a solução encontrada tenha sido o aero-levantamento, todo o raciocínio posterior no sentido de estabelecer uma norma de ação será conduzido em face dessas constantes, precisamente na ordem inversa do seu estabelecimento.

Com efeito, a primeira preocupação do executante — e é por todos os títulos uma preocupação legítima — é não ter prejuízo de qualquer natureza! Isto êle só pode conseguir dentro de duas diretrizes fundamentais, a saber:

- mantendo os gastos totais sempre abaixo do quantitativo a receber;
- entregando o serviço rigorosamente dentro das especificações ajustadas;

Vale, aqui, um lembrete àqueles que tratam com órgãos oficiais de mapeamento.

É usual, dentro do serviço público, desprezar-se a idéia de lucro, não poucas vezes encarada até como desonesta, e nada é mais falso do que isso!

Embora em tais casos a contabilização dos custos seja diversa do que ocorre com emprêsas privadas e o lucro não tenha o aspecto prosaico de proventos em dinheiro, êle não deixa de aparecer, sob a forma vital de EXPANSÃO. Por outras palavras, a cada nova obra executada um serviço dessa natureza deve receber meios capazes de eliminarem os percalços surgidos durante a execução e, sobretudo, de permitirem um rendimento sempre maior do capital e das dotações orçamentárias.

A não encarar assim o problema há de resultar o empobrecimento dos meios utilizáveis que irão, cada vez mais rapidamente, ficando obsoletos e anti-operacionais e, em consequência, encarecendo cada vez mais o trabalho executado!

Um rápido olhar a qualquer organismo mapeador mostrará à redundância esta verdade tão clara e tão desconhecida...

Voltemos, porém, ao fio da meada.

A primeira providência é, logicamente, escolher, em cada fase do levantamento e no conjunto da obra, os equipamentos e as técnicas que garantam o máximo de rendimento, rapidez e economia dentro das especificações do contrato.

Esta pesquisa já é um assunto bastante técnico, não raro desconhecido mesmo de engenheiros especializados o que não obsta, contudo, seu tratamento menos hermético, especialmente quando nos dirigimos a uma plêiade de engenheiros hábeis, capazes e bem informados como ocorre aqui.

Em primeiro lugar, qualquer técnica, qualquer equipamento, tem limitações intrínsecas de natureza técnica mesmo. Cada equipamento, por exemplo, é desenhado testado e construído para realizar determinados serviços em ótimas condições, outros em condições razoáveis e não realizar outros.

Quem vai fazer essa análise deve, portanto, conhecer com segurança as "performances" do equipamento disponível sob as mais variadas condições, os resultados esperáveis da aplicação de cada técnica aos mais variados casos.

Deve ainda, não esquecer de estabelecer de imediato, para cada operação a realizar, a constante fundamental da topografia pela resposta judiciosa a esta pergunta: — "Quanto posso errar?"

Em segundo lugar, qualquer obra tem limitações orçamentária as mais das vezes irrecorríveis. É necessário, pois ter em mente o custo operacional dos equipamentos e das técnicas utilizáveis para que se possa, com sobrançeria,

encarar a resposta exata a esta embaraçante pergunta: — "Quanto eu posso gastar?"

2 — Fases do levantamento

As considerações acima expostas são onipresentes na obra. Em qualquer das fases que se desenrole elas farão sentir sua presença e o sucesso ou fracasso de uma obra é, quase sempre, consequência direta da maneira como elas foram encaradas.

Para que possamos tratar com mais detalhes das idéias, já expostas é útil apresentarmos agora as fases em que, geralmente, se fraciona o desenvolvimento de um levantamento para, nas seções futuras, encetar-lhes a análise individual e detalhada.

Essas fases não são um recurso de sistemática. Elas estão presentes em qualquer aero-levantamento, independentemente da sua importância, ou da sua amplitude, e isso o próprio bom-senso há-de evidenciar a seguir. São elas:

- projeto
- vôo
- interpretação
- apoio
- restituição
- composição
- revisão e desenho
- cópia e impressão
- arquivo
- contabilização

Apresentemo-las aos amigos.

a) **Projeto** — É, talvez, a parte mais delicada do aero-levantamento. Sua importância é tão grande que as mais respeitadas organizações do mundo costumam ter sempre um órgão com a finalidade única de planejar a execução das suas obras.

Qualquer das fases subsequentes, especialmente até a entrega que se realiza após a cópia ou a impressão — exige um cuidadoso planejamento.

Esses planejamentos, no geral, entrosam-se, subrepõem-se, condicionam-se mutuamente de tal modo que podem chegar, ao menor descuido, ao mais clamoroso tumulto.

Basta isso para evidenciar a importância do projeto.

b) **vôo** — É a fase que caracteriza o aero-levantamento e, acima de tudo, é a que fornece a matéria prima para a obra. Como não se executa uma boa peça de aço ruim, ou um bom edifício com mau cimento, não se obtém um bom aero-levantamento sem boas fotografias.

O equipamento a ser empregado em vôo é delicado, caro, de manutenção dispendiosa e operação cuidada, o que faz do vôo uma operação delicada

e, sobretudo, de grande responsabilidade, com reflexos diretos sobre toda a obra.

c) **Interpretação** — É a fase de primeiro trabalho com as fotografias. Aqui trata-se de obter, dessas fotografias, a maior quantidade possível de informações exatas sobre o maior número possível de detalhes de representação obrigatória. O outro modo de obterem-se as mesmas informações que se procuram aqui é a pesquisa diretamente no campo.

A escolha é entre obterem-se as informações pagando um certo número de horas de trabalho especializado, ou pagando mais horas de trabalho também especializado, manutenção de pessoal no campo, transporte, fiscalização, etc. Fica aos amigos fazê-la...

d) **Apôio** — É a fase das medições no terreno. Essas medições implicam no deslocamento para o campo, e mesmo no próprio campo, de material técnico caríssimo (veja-se o preço de um teodolito topográfico, por exemplo) e de custosa manutenção, de meios de transporte em razoável quantidade, de pessoal técnico especializado, etc. Exigem, sobretudo, a permanência de tudo isso nos locais de trabalho por prazos que, algumas vezes, só grosseiramente podem ser estimados.

Estima-se que um apôio de campo realizado em condições técnicas perfeitas — antes de mais nada, sem remedições — custa 20% do total da obra, enquanto um mau apoio pode, por suas consequências, pesar tanto como 60% do custo total. É de pensar nessas cifras!...

e) **Restituição** — É a fase de execução do levantamento propriamente dito, da obtenção da projeção do terreno sobre o papel na escala desejada. Mas é, também, a fase de reduzir ao mínimo possível o apôio necessário!

Só essas palavras podem, já, dar uma idéia de sua importância.

Ainda aqui, contudo é que se vai caracterizar a excelência técnica da obra e, acima de tudo, garantir a maior soma de satisfações às exigências contratuais existentes.

f) **Composição** — Embora seja a composição dos estereogramas uma fase intermediária, é uma das operações onde mais erros se podem introduzir no serviço, anulando as precauções por ventura tomadas.

Essa a razão de figurar em destaque aqui!

g) **Revisão e desenho** — Praticamente é esta a última oportunidade de garantir-se o respeito ao estipulado no contrato! É, também, o início do acabamento, o começo do trabalho em busca da boa apresentação plástica da obra.

Ressaltemos, ainda, que não são poucos os exemplos de serviço onde perdeu-se, nesta fase, tempo irrecuperável e quantitativos jamais previstos.

Todos os que têm contacto com desenho de precisão sabem à saciedade, quão moroso é esse trabalho.

Digamos, finalmente, que o resultado desta fase é a base do original topográfico — matriz da copiagem e da impressão. Quando não é o próprio!

h) **Reprodução** — este é um nome mais geral que, por igual, assenta aos trabalhos de copiagem como aos de reprodução.

A excelência das reproduções fornecidas é o cartão de visitas do executor da obra! Quem coteja uma má carta bem impressa a cores com um belíssimo resultado técnico muitíssimo mal copiado em ozalid irá, certamente, ter muita benevolência com o primeiro e muita má vontade com o último.

Bem, aqui está entregue o serviço! Agora é receber o que nos é devido.

Em dinheiro, do contratante e em experiência do próprio trabalho.

As duas fases seguintes de arquivo e contabilização são fases de economia interna. Mas nem por isso pouco importantes.

O arquivo será o repositório de nossos erros técnicos, das más soluções, o embrião de nossa experiência futura, e em técnica experiência vale ouro. A contabilização dos custos, por sua vez, há-de nos manter ao corrente da remuneração necessária, além de acautelar-nos sobre inadvertências que signifiquem erro futuro.

O estudo dos custos parcelados permite, por exemplo, a verificação daquelas fases onde o rendimento econômico não satisfaz.

Essa verificação conduz a uma pesquisa no arquivo onde, por certo, encontraremos o modo de melhorar o padrão operacional de nossa organização.

Como bem se pode ver, tôdas essas fases têm uma importância suficiente para justificar sua análise em separado e com algum detalhe. É essa análise que iniciaremos já na próxima seção.

3a Seção — Projeto do aero-levantamento

1 — Definição do problema

Nas seções anteriores ficaram suficientemente esclarecidos dois pontos fundamentais, a saber:

- fases do levantamento, ou as operações a executar para a sua efetivação;
- elementos que devem ser acordados "a priori" como condicionais da execução do levantamento.

Pois bem, o traço da união entre êsses pontos essenciais é o projeto ou plano de ação do levantamento. A operação que resulta nêsse plano é o planejamento, nosso assunto de hoje.

Esquemáticamente, o planejamento vai consistir em tomarmos os elementos já fixados (representação, detalhes, finalidade, escala, precisão, prazo de entrega e preço ajustado) e transformá-los em diretrizes claras e especificações exatas para cada uma das fases do levantamento. Como as constantes estabelecidas são poucas, pode parecer que exista uma ampla gama de soluções acertadas para cada problema efetivo, tôdas técnica e economicamente satisfatórias. Isso, porém, é ilusório, especialmente no Brasil onde o mercado de produção de mapas é ainda muito restrito e mal estruturado.

Há uma outra constante que limite enormemente as possibilidades de solução tornando, às vezes, muito difícil encontrar uma plenamente satisfatória: o equipamento disponível.

São raros, no Brasil, os organismos mapeadores que disponham de equipamento variado para tôdas as fases do levantamento. São também, raros os casos em que se realizam associações entre tais organismos para obtenção do melhor rendimento técnico. Por tudo isso equipamento é, quase sempre,

o grande ditador de qualquer projeto. o supremo limitador da variação das soluções.

No caso de organismos públicos essas limitações de equipamento são menos exageradas por existir sempre a possibilidade de contrato de uma ou mais operações (fases) com emprêsas ou outros organismos estatais que possam dar a cada caso espécifico soluções mais econômicas e técnicas.

De qualquer modo, porém, essas possibilidades não são tão amplas quanto seria de desejar, de modo que o equipamento disponível deve ser sempre encarado quase como constante do planejamento.

2 — Resultado do projeto

Quando do estudo da técnica do contrato verificamos que essa operação consistia essencialmente em uma troca de pontos de vista entre interessado e executante da qual resulta uma série de dados e que poderíamos chamar "ordem de levantamento".

Isso não acontece com o projeto, caracterizado pelo estudo detalhado do documento originário da fase anterior e pela produção de instruções claras, rígidas e bem definidas para tôdas as fases do levantamento. O projeto é uma fase de intenso labor técnico onde se entra com a ordem de levantamento e de onde se sai com as "instruções de operação" para tôdas as fases subsequentes

Essas "instruções de operação" devem fixar, para cada fase:

- equipamento a utilizar;
- técnica a empregar;
- prazo de entrega;
- resultados a fornecer;
- estimativa de custos.

É fácil de entender como todos êsses itens são interdependentes entre si e como se relacionam de uma fase para outra, num entrosamento tal que, não raro, pode levar a impasses sérios em determinadas fases.

Para evitar tais transtornos devem-se ter certos cuidados que uma boa sistemática do projeto assegura com eficiência.

Em primeiro lugar devem-se levar em conta as limitações de equipamento, estudando de saída as fases em que isso ocorre. Nêsse estudo não pode ser iludida a verificação das oportunidades em que a amplitude do serviço, a sua duração e o rendimento de equipamentos não disponíveis tornem econômica sua aquisição para o trabalho em tela.

Bem verificadas as limitações de equipamento, devem ser estudadas e estabelecidas as fases em que isso ocorre, encarando-se com extremo cuidado as técnicas operacionais dessas fases. Dêsse estudo devem ser estabelecidas, para cada fase, linhas opcionais e estabelecida a ordem em que devem essas linhas ser encaradas.

Só depois de estabelecidas essas exigências é que se deve passar ao estudo do restante do projeto.

É evidente que os equipamentos onde teremos sempre menor possibilidade de escolha são sempre os mais caros. Os equipamentos mais caros são, no geral os implicados nas seguintes operações: vôo, restituição e impressão. São essas, portanto, as operações a encarar em primeiro lugar.

3 — O planejamento

a) Estabelecidas essas idéias gerais podemos encarar de perto a técnica do planejamento e construir um roteiro para sua execução.

Começaremos, evidentemente, pela análise dos pontos de obrigatoriedade do nosso equipamento. Quase que isso é sinônimo de avião!

Com efeito, a compra de um avião fotogramétrico é capaz de tirar muitas noites de sono de quem seja responsável por ela! Um avião não é, positivamente, um equipamento barato. Sua operação e sua manutenção não são, também, problemas fáceis de resolver. O problema é, na verdade, de tal monta que até hoje só se construiu um tipo de avião especialmente para fotogrametria (ABRAMS) e esse mesmo já está, de muito, obsoleto.

A grande maioria dos aviões em uso são aviões militares de reconhecimento adaptados para fotografia, nos quais os problemas de operação são, no geral, bastante grandes. Como os aviões militares "envelhecem" com enorme rapidez cria-se, não raro, um grave problema de manutenção.

Em um país sem indústria aeronáutica como o nosso, esses problemas crescem muito em gravidade e importância.

As limitações principais que um avião impõe são referentes a altura de vôo. A altura máxima sendo limitada pelo teto operacional do aparelho, sua velocidade ascensional e sua autonomia, e a mínima pela sua velocidade horizontal em relação ao solo (GROUND-SPEED).

Essa altura de vôo que podemos definir como a distância vertical do avião ao terreno — junta-se à distância focal da câmara para dar a ESCALA da fotografia aérea. A escala é, com efeito, a relação entre a distância focal da câmara e altura de vôo.

A escala de vôo ideal para um dado serviço é função direta da escala de publicação estipulada e da economia desejável. Um bom critério geral é a utilização de escala de vôo igual à de publicação ou ligeiramente menor. Isso permite altura de vôo maior e, conseqüentemente, maior economia de filmes, horas de vôo, etc. Quando o aparelho restituidor a ser utilizado utiliza positivos obtidos por redução esse critério geral deve ser transferido para a redução, ou seja, a escala de publicação deve ser próxima da da redução, no máximo duas vezes a desta. É claro que nesse caso cresce a escala de vôo.

Como a altura de vôo é referida à cota média do terreno e o altímetro do avião é referido ao nível médio do mar (altitude de vôo) deve-se regular à equipe de vôo esta última, que é a soma da altura de vôo com a cota média estabelecida. No estabelecimento desta última o melhor critério

é o do emprêgo da curva de nível que limita exteriormente a maior porção da área a fotografar.

Estabelecida a escala de vôo deve-se calcular a quantidade de filmes a utilizar. Como a quantidade de fotografias por carretel de filmes é uma constante de cada "Chassis" (parte da câmara que contém o filme) o problema resume-se no cálculo do número de fotografias necessárias ao recobrimento da área.

Usualmente os vôos fotogramétricos apresentam 60% de recobrimento na direção de vôo e 20% na direção perpendicular a esta. Chamando a cada percurso do avião sôbre a área sobrevoada de FAIXA (Fig 1) Teremos:

Número de fotos por faixa (60% de recobrimento)

$$n = \frac{\frac{D}{L} - 0,6}{0,4} + 2$$

Número de faixas (20% de recobrimento)

$$n = \frac{\frac{D'}{L} - 1}{0,8} + 1$$

Número total de fotos: $N = 1, 1 \times n' \times n$

onde: L = comprimento do quadro focal no terreno

D = comprimento de uma faixa

D' = comprimento da área a fotografar no sentido perpendicular à direção de vôo.

É claro que a fórmula refere-se a uma área retangular. No caso de outras formas de área a geometria auxiliará a solução. Para uma área triangular, por exemplo, metade das fotos dadas pela fórmula será suficiente.

O número de filmes corresponde ao número de chassis a serem conduzidos carregados pelo avião, para facilitar ao máximo o aproveitamento dos dias de vôo possíveis que são, no geral, muito poucos.

Obtidos esses dados segue-se o cálculo do número de horas necessárias ao cumprimento da missão fotográfica, do número de dias necessários, e da época em que deve ser executado o vôo.

O número de horas é calculado dividindo-se o número total de fotografias pelo número de fotografias que se podem obter numa hora.

Este é obtido como segue:

Se o recobrimento longitudinal é 60%, a distância entre os centros de

FIG. 1

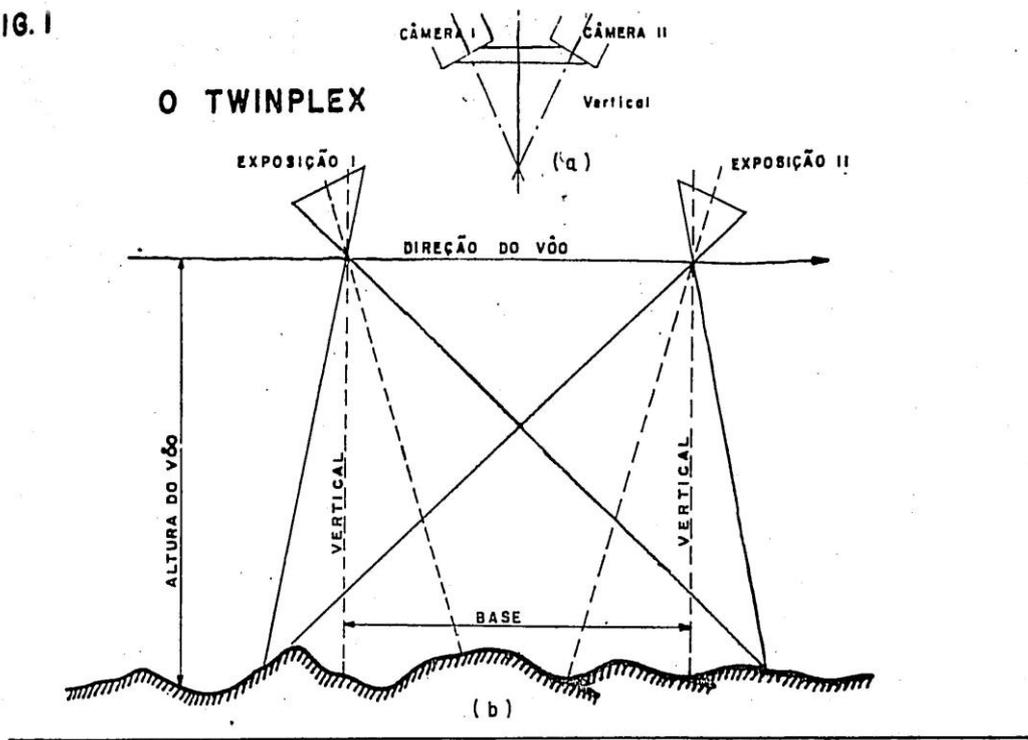


FIG. 2

CURVA TÍPICA DE DISTORSÃO

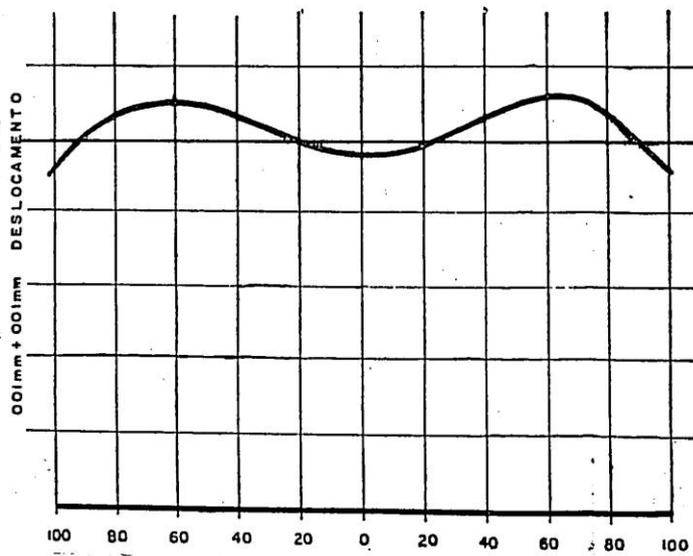
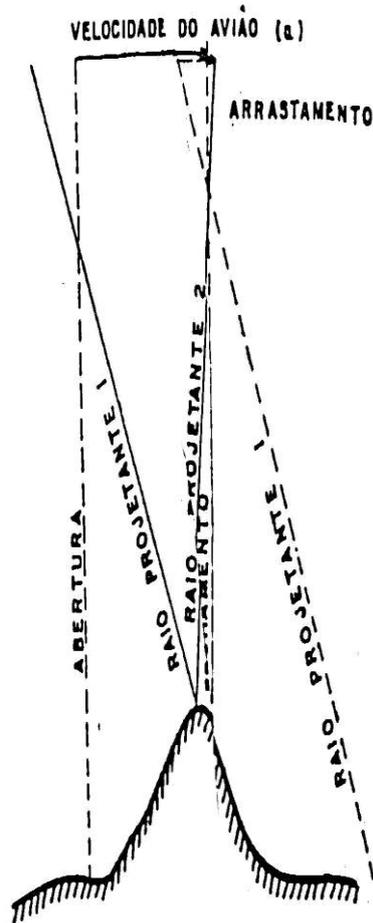


FIG. 3.

ARRASTAMENTO



DESENHO - G. PEIXOTO
ANUAL - 64-272

fotografias contíguas é 40% do lado do quadro focal (Fig. 2); seja essa distância d , que corresponde à distância efetiva D entre dois pontos sucessivos de exposição. Se o avião voa V quilômetros numa hora, e tomando-se D em

quilômetros, $\frac{V}{D}$ será o número de exposições numa hora. Dando-se 30% de margem para as mudanças de faixa, teremos que esse número será:

$$M = 0,7 \frac{V}{D}$$

O número máximo de horas de fotografia num dia é o número de horas em que a altura do Sol sobre o horizonte é maior que 30.º nesse dia. Isso para evitar sombras excessivas que prejudicam muito a precisão da restituição fotogramétrica.

Todo o raciocínio acima foi conduzido na hipótese simplificadora de que: — a câmara fotogramétrica estava escolhida;

- o filme a utilizar já estava escolhido;
- a técnica fotográfica já estava definida.

Na realidade esses são outros pontos a fixar, não estando absolutamente definidos a-priori, a menos que só se disponha de uma câmara, no que se refere a esta.

A escolha de uma câmara vai implicar essencialmente em duas limitações posteriores, a saber:

- limitações da altura de vôo, já vista acima;
- limitações do equipamento a usar na restituição.

Esse fato exige que essa escolha seja feita muito judiciosamente e sempre com vistas nessas implicações posteriores.

Os dados que, na ordem de levantamento, fixam essa escolha são:

- menor dimensão a representar, pelo cotejo de precisão, escala, detalhes e representação.

São qualidades da câmara a serem cotejadas nesse estudo:

- equipamento restituidor que pode trabalhar os filmes;
- distorsão tangencial e radial;
- poder separador;
- iluminação do quadro;
- velocidade de abertura (Tempo de exposição);
- objetiva;
- precisão;

A análise desses efeitos é feita como veremos a seguir.

Inicialmente cotejamos a altura de vôo, função da escala e da distância focal da câmara, com a precisão altimétrica exigida. Para fazê-lo verificamos se entre os equipamentos restituidores que podem utilizar o serviço da câmara em questão existe algum capaz de dar, para essa altura de vôo, a

equidistância exigida. Cada equipamento fotogramétrico de restituição tem uma constante nominal — o fator "C" — que exprime a fração mínima da altura de vôo que pode mediar entre duas curvas de nível sucessivas. Em boas condições de vôo e apôio, por exemplo, o fator "C" do MULTIPLEX é 750. Para uma altura de vôo de 1500 m. podemos, no caso, contar com curvas de nível de 2 m de espaçamento.

Satisfeita essa condição verificaremos se os detalhes mínimos a serem representados aparecem no filme e em sua exata posição, cotejando as exigências do contrato em precisão e detalhes com as possibilidades da câmara em distorção, poder separador e tempo de exposição.

A nitidez dos detalhes só é possível se:

- o poder separador permite sua fixação no filme
- a velocidade de abertura evita o arrastamento
- a distorção residual não altera sensivelmente sua posição relativa.

Esses elementos devem ser, todos, cotejados nos cantos das fotografias, onde sua ação é muito mais marcada, e não no centro das mesmas onde os fabricantes contam maravilhas de suas câmeras.

Quando se trata de comparar câmeras deve-se, aliás, fazê-lo através dos certificados de calibragem e precisão que as acompanham e que são sempre fornecidos por institutos de reconhecida probidade (NATIONAL BUREAU OF STANDARDS, por exemplo).

Desde que o vôo seja realizado com fins de mapeamento é quase inútil tratar da escolha do filme de vez que todos os produtores têm, geralmente, um só tipo de filme topográfico, no mercado. Quando, porém, trata-se da obtenção de fotografias com outros fins, alguns dos quais indispensáveis à execução de cartas especiais, o problema cresce de importância. É o caso, por exemplo, da interpretação da vegetação quando é útil e às vezes indispensável o uso de fotografia infra-vermelha ou de filmes coloridos.

No que concerne à técnica de fotografia, não é útil prevê-la com tal antecedência. É apenas razoável que se verifique a existência de equipamento para suprir a maior variedade de solicitações possível. Isso porque a técnica fotográfica está subordinada a uma grande quantidade de fatores extremamente variáveis, quase todos subordinados às condições atmosféricas restantes.

Em resumo, afinal, verificamos que se pode e se deve prever, no que concerne ao vôo:

- altitude de vôo
- câmara de tomada
- número de chassis carregados
- número de horas e dias de fotografia
- filme a utilizar
- horas do dia para o trabalho

Estabelecidos êsses dados o planejamento do vôo resume-se na determinação da base de operações a utilizar, da época do ano em que se realizará a missão e no cálculo do custo provável.

A base de operação deve ser escolhida de modo a evitar ao máximo o vôo "morto" (sem fotografar) mas sem prejuízo das condições de segurança e defesa contra a intempérie do equipamento e do pessoal. Quando isso for possível, naturalmente.

A época do ano é função dos boletins meteorológicos disponíveis, devendo ser utilizado aquela em que é mais provável a efetivação de dias sem nuvens, com boa visibilidade, sem névoa seca, sem ventos muito fortes, sem quaisquer outros elementos que prejudiquem a iluminação uniforme do terreno. Dias raros, portanto. A escolha acertada da época diminui de muito os "dias de chão" ou de vôo sem proveito. É claro que isso também está limitado pelo limite de tempo disponível para a entrega da obra.

Por isso não é raro que se aproveitem dias menos propícios à fotografia aérea, muito valendo no caso a experiência das equipes de vôo e a previsão feita de equipamento para casos especiais.

O cálculo do custo provável é feito finalmente, computando-se os gastos efetivos em filmes, pessoal, desgaste do material, manutenção e duração da missão nas piores condições previsíveis, considerando-se uma margem de erro de mais ou menos 50% como capaz de absorver os dias "mortos" da operação.

b) Restituição — Este é o segundo ponto de estrangulamento devido às disponibilidades de equipamento. Não são o custo elevado desses equipamentos, nem a sua operação muito especializada, os únicos responsáveis por esse fato.

Mesmo que isso não ocorresse já a escolha do tipo de câmera teria limitado muito os tipos de aparelhos a cotejar.

A esse respeito cabe aqui um pequeno reparo. Embora seja prática corrente no Brasil a fixação do tipo de restituidor primeiro, o correto é o procedimento que vimos expondo, fundamentalmente porque a peça essencial do equipamento é a câmera e a operação mais importante a obtenção das fotografias.

O procedimento incorreto da eleição do restituidor para posterior fixação da câmera tem sido responsável pela maioria dos casos ocorridos no país, como de restituidores que não podem processar nenhum filme operado no país ou, como no caso do D.N.O.C.S., que só podem operar com um tipo de câmera, justamente um tipo pouco difundido no Brasil.

Tendo-se fixado o restituidor a utilizar pela fixação anterior da câmera e do fator "C" o planejamento da operação vai consistir, essencialmente, no estabelecimento da técnica operatória mais eficiente para o caso. Esse planejamento deve ser revisto quando se disponha das fotografias, afim de garantir-se a maior economia possível em apóio de campo. Embora a técnica operatória de cada aparelho seja bem estabelecida há sempre alguns pontos muito importantes para serem relegados a simples operações de rotina, como veremos a seguir:

O primeiro desses pontos é a extensão do apóio, usualmente conhecida como triangulação especial ou ponte fotogramétrica.

Quando se opera dentro de especificações que se aproximam muito dos limites de tolerância do aparelho é necessário levar muito em conta a propagação dos erros nessa operação. Como não é raro que se opere no limite de possibilidade do aparelho, importa tomar sentido nas providências acauteladoras que nos evitem futuros prejuízos. Em geral essas providências traduzem-se em limitação da extensão de apóio a poucos pares e no aumento do recobrimento lateral entre as faixas que pode, em casos extremos, atingir os próprios 60%. Podem, porém, ocorrer outras soluções, como faixas cruzadas, por exemplo. (fig. 3).

Outro ponto importante ocorre nos levantamentos especiais para estradas, oleodutos, canais, etc., quando pode-se obter do restituidor grande economia na execução de certas operações como, por exemplo, o perfil longitudinal de um traçado e os perfis transversais que sejam necessários a cada caso.

O responsável pela restituição deve, por isso, receber instruções de serviço particularmente minuciosas sobre a sua parte na execução da obra, antes mesmo de se terem disponíveis os resultados de vôo. Dessas instruções devem constar informações detalhadas sobre elementos exigidos que não sejam comuns à rotina operatória da casa, de modo que possa preparar seus operadores para os novos encargos inusitados.

Uma vez de posse das fotografias aéreas essas instruções devem ser completadas com as referentes às necessidades de apóio e consequência dessas — da extensão das pontes fotogramétricas. Embora, como já ficou dito, isso seja consequência direta das exigências iniciais de precisão e da propagação dos erros, vai-se aqui dar forma prática e definitiva à questão analisando os aspectos práticos dos problemas de medição do apóio no campo como, por exemplo, nitidez dos pontos de apóio nas fotos, acesso às regiões onde se fará a medição e outros dessa natureza.

Quando o vôo, por exemplo, tenha consumido mais tempo que o esperado pode-se compensar o atraso por um maior aproveitamento da rapidez da restituição. Com efeito, o trabalho de restituição sendo medido em homens-horas, basta aumentar o número de homens (operadores) para diminuir o número de horas necessárias. E isso sem acrescentar o custo provável da obra.

Falando-se em custo provável é útil lembrar que o custo provável do trabalho de restituição é estimado em função do custo do homem-hora, fornecido pela estatística de obras anteriores, mais os gastos em material e a usura dos equipamentos, não se admitindo mais que 5% como margem de segurança, por serem todos esses elementos bem conhecidos.

c) apóio de campo — O apóio de campo é, talvez, a mais cara, mais demorada, e mais difícil fase do levantamento. Difícil de controlar, difícil de conduzir, difícil de acelerar, deve, por tudo isso, ser encarada com a máxima seriedade no planejamento.

Dentro das especificações constantes do contrato em precisão e escala e das necessidades do restituidor escolhido importa, desde logo, reduzi-lo ao

mínimo em densidade e precisão e, sobretudo torna-lo tão rápido e barato o quanto possível.

O procedimento mais razoável no caso é o exposto abaixo, para cuja estrutura chamamos particularmente a atenção não só pela importância da operação e suas implicações no planejamento da restituição, como pela extraordinária valia de algumas providências pouco técnicas mais chegadas, mesmo, ao senso comum.

Em primeiro lugar deve-se pesquisar, dentro da área a trabalhar ou nas suas proximidades, quais os elementos úteis já existentes, especialmente em triangulações e nivelamento de ordem superior de precisão (1a., 2a. e 3a. ordem).

Um simples ofício circular solicitando êsses elementos às entidades oficiais encarregadas de tais serviços pode significar a economia de muitos milhares de cruzeiros e de meses de trabalho. Não raro nosso próprio arquivo pode, se eficiente, ser de extraordinária valia.

Obtidos êsses dados o problema simplifica-se bastante. Encaremos portanto, o caso menos favorável em que isso não ocorre. Aí importa, antes de tudo reduzir ao máximo a ordem de precisão das triangulações, reduzi-las à mínima extensão possível, se possível eliminá-las. São as triangulações não o esqueçamos, a mais cara operação de levantamento que há.

Optar, sempre que possível, pela densificação de apóio na base de interseções, preferivelmente interseções-à-ré. Diminuir ao máximo o trabalho de poligonação. Aproveitar ao máximo os pontos de apóio planimétrico para o apóio altimétrico, executando-se a medição concomitantemente. No caso de apóio exclusivamente altimétrico preferir, sempre que possível, a medição por altimetria barométrica.

Aparentemente essas medidas só podem ser tomadas à vista do terreno, no próprio campo. Puro engano, porém.

Tomem-se as fotografias, um mosaico ampliado e um foto-índice do vôo realizado.

Assinalem-se, por cuidadosa inspeção estereoscópica os rios mais importantes e as linhas de crista, bem como as regiões de terreno mais coberto, de mais difícil trânsito, e as de melhor acesso. Lançados êsses dados no mosaico proceda-se à escolha judiciosa dos pontos de apóio necessários. Limitem-se em seguida, as zonas de trabalho das turmas de campo, determinem-se seus acampamentos, etc. e veja-se depois o resultado. Êsse procedimento pode ser repetido, testado, verificado, resultando, enfim, numa considerável economia.

Pode-se objetar, sem dúvida, que exigindo êsse processo a espera do resultado do vôo aumenta de muito o tempo morto, importando isso em anular muitos dos resultados do planejamento. Não se deve esquecer, porém, que estamos tratando da pior hipótese, da que nos é menos favorável. Nem que apesar de tudo, em casos muito difíceis resta-nos o recurso de um vôo não fotogramétrico, de simples reconhecimento, que sendo feito fora daquelas espe-

cificações rigorosas, é mais fácil e mais barato e pode ser um auxiliar inestimável do planejamento para tais casos.

Essa mesma objeção, por outro lado, permite avaliar bem as dificuldades usuais nessa tarefa de planejamento, bem como a necessidade de fazê-lo dentro de critérios firmes e judiciosos. Longe de limitar-se a um introito de levantamento, o projetista deve acompanhá-lo de perto para, a cada passo corrigir imperfeições, evitar distorções, modificar, em suma conduzir a operação até o fim.

De qualquer maneira, porém, é necessário que se faça, de início, essa avaliação de volume de trabalho de campo para poder-se providenciar a priori os meios necessários à sua execução. Deve-se, assim, prever o número de turmas de campo, a sua constituição em pessoal, material técnico, transporte e outros materiais, o mecanismo de manutenção e reacompletamento capaz de manter o dispositivo em funcionamento.

São problemas administrativos incontornáveis, por isso mesmo, dignos de serem encarados com perícia e realismo.

Importa, ainda, a estimativa do custo da operação feita com base no número de turmas a deslocar para o campo, número de dias de permanência dessas turmas no campo e do custo de dia de operação.

Esse custo é um tanto difícil de prevêr, e mais ainda, de controlar.

Alvitram-se, por isso, soluções baseadas no pagamento por produção, por tarefa, prêmios por economia de dias, etc. todas com vantagens e inconvenientes bem conhecidos.

Essas são, mais comumente, as ações que se desenrolam na fase de projeto de um levantamento. São, de um modo geral, fáceis de visualizar e difíceis de praticar. Partindo da ordem de levantamento, já estabelecida, e criando todo um sistema normativo da obra, seus frutos estão na razão direta do cuidado e da perícia de quem a executa. Por exigirem elevada soma de conhecimentos técnicos e grande prática dos problemas administrativos mais corriqueiros é que as dizemos capazes de distinguir entre os homens de escóla e os simples profissionais, dentro da engenharia especializada.

B I B L I O G R A F I A

- Normas gerais para a confecção de cartas — Edição DSG
- Aparelhagem MULTIPLEX para confecção de cartas — Ed. DSG
- Manual of Photogrammetry — obra já citada
- Trattato di Geodesia e Topografia — Giovanni Cicconetti — Ed. Cas²
Editrice Dottor Francesco Vallardi Milano

PROJETO DO SANGRADOR DO AÇUDE PÚBLICO COCOROBÓ

JOAQUIM GUEDES CORRÊA GONDIM

Eng.º Civil e Sanitarista

I — INTROITO

Do dimensionamento e funcionamento dos órgãos de drenagem de uma barragem depende a sua segurança. O seu sangrador é o órgão mais importante na sua operação como obra de aproveitamento hidráulico e regularização de enchentes, quanto ao fator segurança.

Deve este órgão entrar em exato funcionamento no momento preciso. Seu projeto deve ser executado tendo em consideração não só o fator segurança como também o econômico, o que nos obriga a considerar as condições topográficas e geológicas no estudo dos locais onde poderá ser implantado. Foi baseado nas considerações acima que executamos este projeto de sangrador para o açude público "Cocorobó", em construção pelo Departamento Nacional de Obras Contra as Sêcas no município bahiano de Euclides da Cunha.

II — HIDROLOGIA

Em virtude de não dispormos de dados hidrológicos como medições de descargas, precipitações pluviométricas, etc. e na impossibilidade de obtermos da Secção de Hidrologia um estudo completo do regime do Rio Vasa Barris no local onde está sendo implantada a barragem referida, tomamos como referência, para a hidrologia do projeto que iremos efetuar, o estudo hidrológico de um sangrador para o açude Cocorobó de autoria do Eng.º Rubem de Barros Correia da Divisão Técnica do D.N.O.C.S.

De acôrdo com o referido engenheiro temos:

Área da bacia hidrográfica

$$A = 3.600 \text{ Km}^2$$

Descarga máxima secular

$$Q = 2.552 \frac{\text{m}^3}{\text{s}}$$

Descarga máxima ordinária

$$Q_s = 1.502 \text{ m}^3/\text{s}$$

Descarga média normal secular

$$q_s = 1.419 \text{ m}^3/\text{s}$$

Descarga média normal ordinária

$$q_o = 681 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tempo de contribuição total da bacia

$$N = 2,16 \text{ dias}$$

Tempo de duração da descarga máxima secular

$$T_s = 4 \text{ horas}$$

Tempo de duração da descarga máxima ordinaria

$$T_o = 3,18 \text{ horas}$$

Com êstes elementos dimensionaremos o nosso sangrador, certo de que não estaremos indo contra a segurança da obra, em virtude de até esta data desconhecermos a perda de qualquer barragem do D.N.O.C.S. por deficiência de sangrador e poder ser todo o material retirado dos cortes aplicados no corpo da barragem.

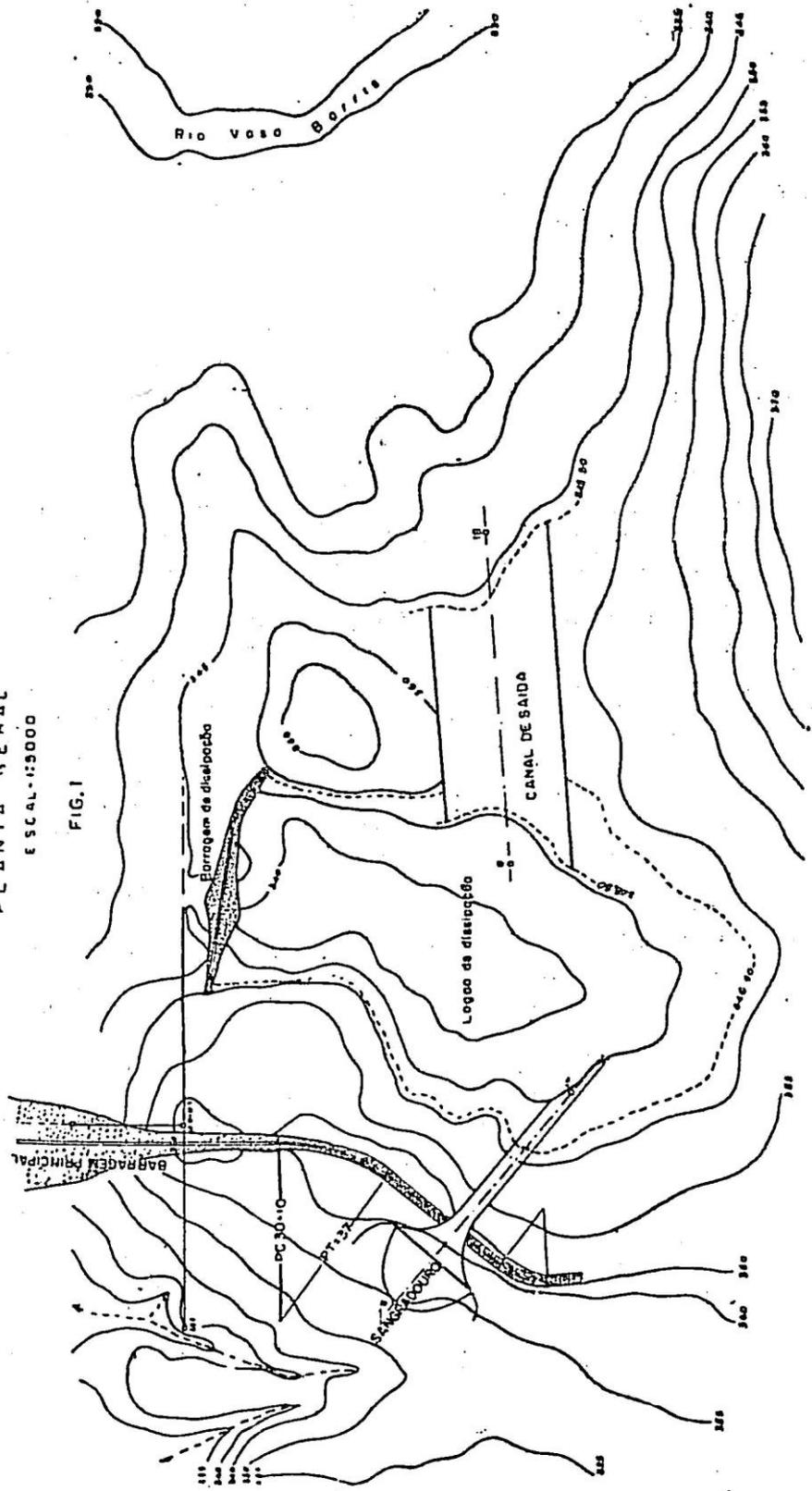
III — TIPO DO SANGRADOR

Levando em consideração as características geológicas do terreno no local onde deverá ser aberto o sangrador do açude Cocorobó, necessitando provavelmente de ser revestido em toda a sua extensão, optamos pelo projeto de um sangrador tipo Abanico, criado pelos projetistas mexicanos.

A título de comparação futura daremos a largura necessária para um

PLANTA GERAL
Escala 1:5000

FIG. 1



sangrador tipo vertedor de parede espessa e com lâmina máxima de 2,40 metros :

$$L = \frac{Q_s}{\frac{3}{2} \cdot 1,77 h}$$

$$L = \frac{2522}{\frac{3}{2} \cdot 1,77 \times 2,40}$$

$$L = 383 \text{ metros}$$

O engenheiro Rubem de Barros Correia considerando o amortecimento das enchentes pela bacia hidráulica e adotando um sangrador com 200 metros de largura, achou uma lâmina máxima de sangria de 2,40 metros.

IV — CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

Antes de apresentarmos o projeto do nosso sangrador, achamos necessário escrever algumas palavras sobre o tipo de obra que nos propusemos a projetar.

A criação dos sangradores em leque (abanico) deve-se aos engenheiros mexicanos, que, entretanto, não apresentaram um estudo teórico completo sobre o assunto, apesar de apresentarem diversas condições que devem obedecer os projetos, na sua quase totalidade baseadas em experiências anteriores e ensaios em modelo reduzido, principalmente.

Foi por esse motivo e por não possuímos no Brasil nenhuma experiência sobre esse tipo de sangrador e, ainda, por não dispormos no D.N.O.C.S. de um Laboratório de Modelo Reduzido, que nos vimos obrigados a suprir a nossa deficiência de literatura especializada sobre o assunto, lançando mão das teorias hidráulicas de energia específica, ressalto e canais a céu aberto. Procuramos fazer o dimensionamento obedecendo as instruções mexicanas e com a ajuda de conceitos hidráulicos afim de concluirmos o projeto e, se possível, submetê-lo a testes de funcionamento no Laboratório de Modelo Reduzido do Departamento Nacional de Obras de Saneamento, existente em Recife.

Consta em essência, um vertedor em leque (abanico) dos seguintes elementos:

- a) **CANAL DE ACESSO** — é um canal destinado a fazer com que a corrente entre livremente e em direção normal em todos os pontos do vertedor;

- b) **VERTEDOR (CIMACIO)** — é um muro vertedor com perfil hidráulico, de modo a que a corrente se cole ao mesmo evitando o fenômeno da cavitação;
- c) **COLCHÃO** — é o plano horizontal destinado a dissipar a maior quantidade possível de energia da corrente que cai pelo vertedor. Nêle forma-se o ressalto hidráulico;
- d) **SEÇÃO DE CONTRÔLE** — é a linha que limita o colchão e zona de transição. Nela forma-se o tirante crítico;
- e) **TRANSIÇÃO** — é a zona compreendida entre a seção de contrôle e o canal de descarga;
- f) **ARCOS DE LEQUE (ABANICO)** — são os arcos de leque (muros) que limitam lateralmente o colchão e a transição;
- g) **CANAL DE DESCARGA** — é o canal colocado logo após a zona de transição e destinado a dar saída rapidamente as águas. Juntamente com a zona de transição tem geralmente declividade de 0,05 a 0,06 m/m;
- h) **CANAL DE SAÍDA** — é a continuação do canal de descarga e destinado a levar as águas para longe da barragem. Tem a mesma seção do canal de descarga e declividade muito pequena ou nula;
- i) **DISSIPADORES DE ENERGIA** — são órgãos destinados a dissipar a energia das águas que saem do canal de descarga, afim de evitar o fenômeno da erosão.

De acôrdo com os projetistas mexicanos devemos obedecer, nos projetos dos sangradores em leque, as relações abaixo discriminadas e estabelecidas após estudos, observações e testes em obras dêsse tipo e môdelos reduzidos:

$$\frac{\text{Comprimento da crista do vertedor}}{\text{Comprimento da Seção de Contrôle}} = 1,82 \text{ à } 1,83$$

$$\frac{\text{Comprimento da seção de contrôle}}{\text{Largura do canal de descarga}} = 2,40$$

Obedecendo a essas instruções e após ensaiar diversos comprimentos para a crista do nosso vertedor em leque, adotamos os valores abaixo enumerados e de acôrdo com os desenhos anexos :

Comprimento da crista do vertedor	— L = 190,500 m
Comprimento da seção de contrôle	— l = 104,260 m
	c
Largura do canal de descarga	— l = 43,30 m
	d

Como êsses, todos os demais comprimentos e ângulos adotados o foram de acôrdo com artigos publicados na revista "Ingenieria Hidráulica en Mexico" sôbre o assunto.

V — COMPORTAMENTO HIDRÁULICO

Como é sabido, a descarga de um vertedor é função da altura de carga. Se esta é constante as suas grandezas características (velocidade, vazão, etc.) permanecerão inalteradas com o tempo e teremos o regime de escoamento dito permanente

Para isto é necessário que o reservatório receba uma descarga afluyente igual à descarga escoada pelo vertedor, de modo que a cota do espêlho d'água permaneça constante. Se a cota do nível d'água não se mantém constante, isto é, a descarga afluyente é variável, a equação fundamental do fenômeno é:

$$(Q_a - Q_e) dt - dz \cdot S \quad (1)$$

que nos indica ser a variação do volume d'água no reservatório, acima da cota da soleira, a diferença entre o volume afluyente e o que se escôa no tempo dt, sendo S a área do reservatório na cota Z e Q_a e Q_e os volumes afluyentes e efluyentes respectivamente.

Pela equação (1) verifica-se que se $Q_a = Q_e$ o nível do reservatório se mantém constante; se $Q_a > Q_e$ o nível se eleva até novamente estacionar, restabelecendo o equilíbrio $Q_a = Q_e$, desde que sendo Q_e função direta da carga Z cresce com o aumento desta; se $Q_a < Q_e$ o nível do reservatório tende a baixar até ser novamente restabelecido o equilíbrio $Q_a = Q_e$ pela mesma razão dita anteriormente. Este equilíbrio entre Q_a e Q_e se verificará, teòricamente, para um tempo infinitamente grande.

O valor de Q_a é geralmente função do tempo (cheias, estiagens), enquanto Q_e é geralmente função da carga Z. A área horizontal S é função apenas de Z.

$$Q_e = f(t) ; Q_e = 1(z) ; S = \phi(z)$$

Poderíamos tentar integrar a equação (1) porém é mais aconselhável, no caso de haver contribuição, usar o método das variações finitas, dividindo o reservatório em faixas de altura ΔZ , supondo que em cada faixa a descarga

seja a média das correspondentes às alturas que a limitam, ou a correspondente à altura média. Teremos:

$$Q_a \Delta t = Q_e \Delta t + S \cdot \Delta z \quad (2)$$

na qual Δt é o intervalo de tempo de observações, que consideraremos igual a 1 (uma) hora e Δz a variação d'água no intervalo Δt .

Para o nosso caso, que adotaremos um vertedor de Crista de barragem com perfil tipo CREAGER, teremos para Q_e a expressão

$$Q_e = m \cdot L \cdot Z^{\frac{3}{2}} = 1,94 \cdot L \cdot Z^{\frac{3}{2}} \quad (3)$$

Adotamos o valor 1,94 para o coeficiente m por se tratar de perfil tipo CREAGER e por ser o adotado pelos projetistas mexicanos para obras do mesmo tipo da que nos propomos a projetar. O D.N.O.C.S. adota $m = 1,77$ para vertedor de crista livre em parêde espessa.

Substituindo na expressão (2) Q_e pelo valor dado na fórmula (3) e L e S pelos valores 190,500 m e 24 Km² correspondentes ao comprimento da crista do vertedor adotado e área da bacia hidráulica na coça da soleira do sangrador respectivamente, teremos:

$$Q_a = 1,94 \times 190,500 Z^{\frac{3}{2}} + 24.000.000 \frac{\Delta Z}{\Delta t}$$

$$Q_a = 369,570 Z^{\frac{3}{2}} + 24.000.000 \frac{\Delta Z}{\Delta t}$$

que expressa em m³/s dará

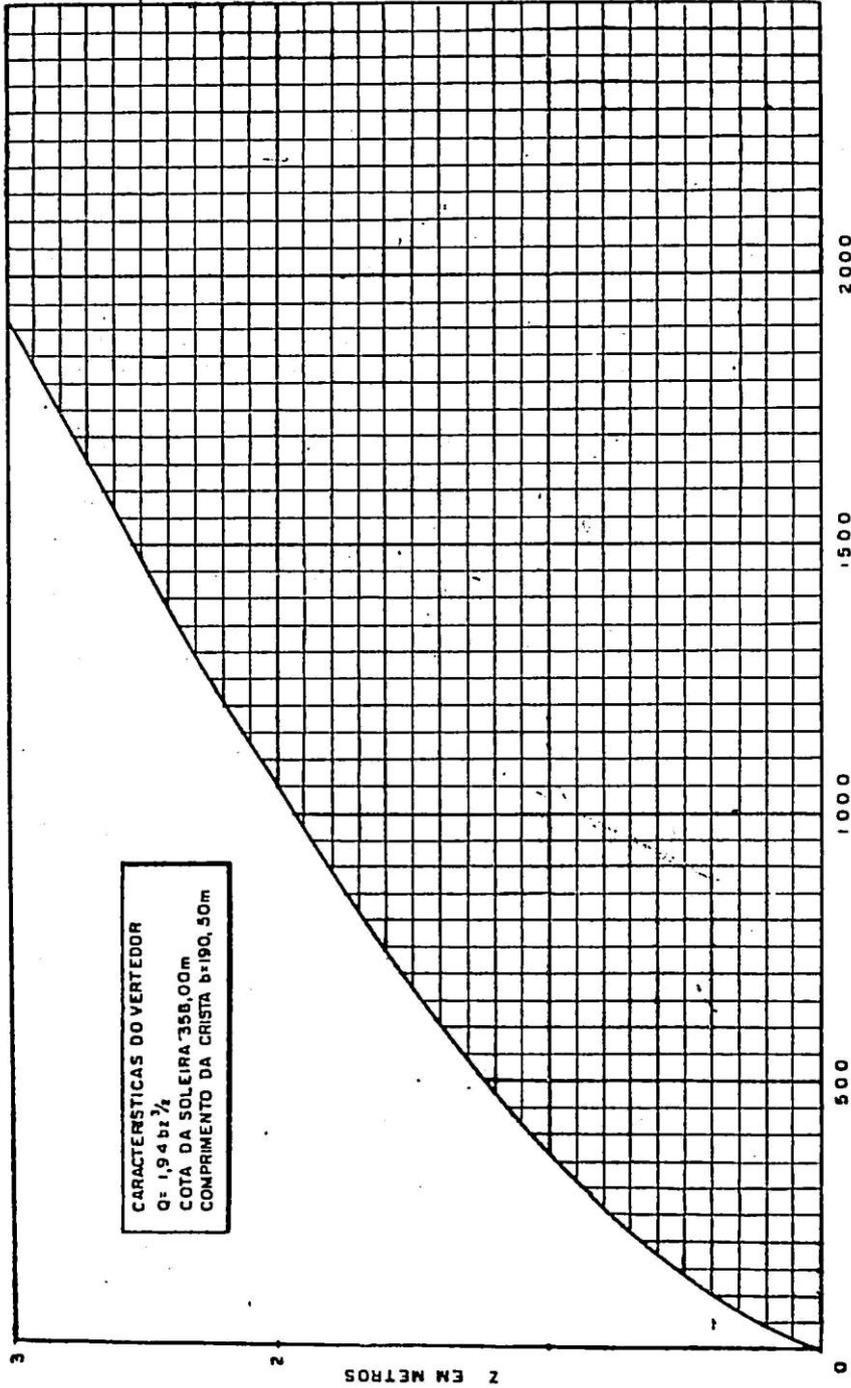
$$Q_a = 369,570 Z^{\frac{3}{2}} + \frac{24.000.000}{3.600} \Delta Z$$

$$Q_a = 369,570 Z^{\frac{3}{2}} + 6666,67 \Delta Z \quad (4)$$

D. E. P.

CURVA DE DESCARGA DO SANGRADOIRO DO AÇUDE COCOROBÓ PARA VERTEDEDOR DE 190,5 METROS

D. N. O. C. S.



Expressão na qual Z representa a altura de carga sobre a crista do vertedor (lâmina vertente) no final de cada intervalo Δt e igual a

$$Z_n = \sum_{1}^n \Delta z = Z_{n-1} + \Delta Z_n \quad (5)$$

Após essas considerações faremos o estudo do comportamento hidráulico do sangrador tendo em vista o amortecimento das enchentes pela bacia hidráulica do açude.

VI — AMORTECIMENTO DAS ENCHENTES — LÂMINA MÁXIMA VERTENTE

Suponhamos o açude cheio com o espelho d'água tangenciando a soleira do sangrador e façamos afluir sobre o reservatório durante 3,18 horas a descarga máxima ordinária (1502 mt.cúb./s) para em seguida fazer incidir a máxima secular (2522 mt.cúb./s) durante 4 horas e verifiquemos o comportamento do sangrador, isto é, a variação da lâmina vertente e qual a lâmina máxima atingida.

Para facilidade de cálculo e por ser desprezível a margem de erro, vamos considerar como descarga do sangrador durante o período de tempo de ordem n a descarga do mesmo no final do intervalo de ordem $n-1$ isto é, considerar em primeira aproximação.

$$Z_n = \sum_{1}^n \Delta Z \approx \sum_{1}^{n-1} \Delta Z = Z_{n-1}$$

De acôrdo com o exposto acima teremos durante o primeiro intervalo de tempo $Z = 0$ e $Q = Q_{eo}$, correspondentes a $t = 0$.

No final desse primeiro intervalo de tempo (1 hora) a equação (4) nos dará a altura ΔZ_1 , atingida pela lâmina vertente, teremos:

$$Q_a = Q_{eo} + 6666,67 \cdot \Delta Z_1 \quad \Delta Z_1 = \frac{Q_a - Q_{eo}}{6666,67}$$

$$\Delta Z_1 = \frac{1502 - 0}{6666,67} = 0,225 \text{ m}$$

Para esta altura de carga atingida no final do período de tempo t_1 , teremos uma descarga no vertedor dada pela fórmula

$$Q_{e1} = 369,570 Z_1^{\frac{3}{2}}$$

$$Q_{e1} = 369,570 \times 0,225^{\frac{3}{2}} = 369,570 \times 0,1067$$

$$Q_{e1} = 39,433 \text{ m}^3/\text{s}$$

Durante o segundo intervalo de tempo (segunda hora) teremos uma descarga efluente igual a Q_{e1} , que nos dará uma variação

$$\Delta Z_2 = \frac{Q_a - Q_{e1}}{6666,67} = \frac{1502 - 39,433}{6666,67} = \frac{1462,567}{6666,67}$$

$$\Delta Z_2 = 0,219 \text{ m}$$

Esta altura de carga ΔZ_2 somada a ΔZ_1 nos dará uma carga Z_2 que proporcionará uma descarga Q_{e2} no fim do segundo intervalo, igual a

$$Q_{e2} = 369,570 Z_2^{\frac{3}{2}} = 369,570 \times 0,444^{\frac{3}{2}} = 369,570 \times 0,2959$$

$$Q_{e2} = 93,557 \text{ m}^3/\text{s}$$

Seguindo este raciocínio sucessivamente obtivemos o quadro abaixo, no

qual da cota $Z = 1,036$ até a cota $Z = 2,060$ e da cota $Z = 2,060$ até a cota $Z = 2,177$ a área S da bacia hidráulica passa a ser $25,5 \text{ Km}^2$ e 27 Km^2 respectivamente.

t (hora)	Q_a m^3/s	Q_e m^3/s	$Q_a - Q_e$ m^3/s	ΔZ (m)	$\Sigma \Delta Z$ (m)
0	1502	0	1.502,000	0	0
0—1	1502	39,433	1.502,000	0,225	0,225
1—2	1502	93,557	1.462,567	0,219	0,444
2—3	1502	200,418	1.408,443	0,211	0,655
3—3,18	1502	211,848	1.301,582	0,035	0,690
3,18—4,18	2522	389,712	2.310,162	0,346	1,036
4,18—5,18	2522	571,355	2.132,288	0,310	1,337
3,18—6,18	2522	756,140	1.950,645	0,275	1,612
6,18—7,18	2522	938,338	1.765,860	0,249	1,861
7,18—8,18	1502	998,541	563,662	0,079	1,940
8,18—9,18	1480	1.051,426	481,459	0,068	2,008
9,18—10,18	1460	1.093,374	408,374	0,061	2,069
10,18—11,18	1420	1.125,341	326,812	0,041	2,101
11,18—12,18	1390	1.150,471	234,659	0,031	2,132
12,18—13,18	1360	1.169,319	169,529	0,023	2,155
13,18—14,18	1320	1.185,211	110,681	0,015	2,175
14,18—15,18	1280	1.188,537	14.789	0,002	2,177 L.M.
15,18—16,18	1250	—	28,537	— 0,007	2.173

De acôrdo com o quadro acima, verificamos ser aproximadamente 2,20 m a lâmina máxima de sangria, considerando o amortecimento da bacia, que será por nós adotada.

VII — MURO VERTEADOR — CÁLCULO HIDRÁULICO

Tomando como lâmina e descarga máxima para o nosso vertedor, com 190,50 m de comprimento na crista, os valores $Z = 2,20 \text{ m}$ e $Q = 1209,294 \text{ m}^3/\text{s}$, respectivamente, vamos determinar as características do

mesmo, supondo seja um perfil hidráulico do tipo CREAGER.

$$Z = 2,20\text{m} ; Q = 1209,2940 \text{ m}^3/\text{s} ; q = 6,348 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$$

Arbitraremos valores para h (altura do vertedor) e d_1 (altura da lâmina antes

do salto hidráulico) e verificaremos, por tentativas, a sua exatidão, aplicando as fórmulas conhecidas:

$$H = z + h - d_1 ; V = \sqrt{2 \cdot g \cdot H} ; d_1 = \frac{q}{V}$$

$$d_2 = \frac{-d_1}{2} + \sqrt{\frac{2 \cdot d_1 \cdot V^2}{g} + \frac{d_1^2}{4}}$$

nos quais d_1 e d_2 são os tirantes conjugados antes e depois do salto hidráulico que se forma após a queda d'água por sobre o vertedor. Com o Z conhecido e o h e o d_1 arbitrados, calcularemos H.

Com o valor de H acharemos a velocidade de queda V.

A descarga por metro de vertedor dividida pela velocidade calculada, deverá ser igual ao valor de d_1 por nós arbitrado.

Caso não sejam iguais, devemos arbitrar novo valor e fazer nova tentativa. Achado este valor de d_1 , entraremos com ele e o de V na fórmula de d_2 e

verificaremos se o valor encontrado para d_2 é igual ao nosso h arbitrado. Caso não coincidam, arbitraremos novos valores e refazemos todos os cálculos anteriores até conseguirmos essas igualdades.

Após diversas tentativas, adotamos os seguintes valores e marcha de cálculo:

Dados Z = 2,20m ; q = 6,348 m³ / s/m

Arbitrados h = 2,075m ; $d_1 = 0,675m$

Calculados H = Z + h - d_1

$$H = 2,20 + 2,975 - 0,675 = 4,50m$$

$$V = \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \text{ (desprezando fricção)}$$

$$V = \sqrt{19,6 \times 4,50} = \sqrt{88,20} = 9,392 \frac{m}{s}$$

$$d_1 = \frac{q}{V}$$

$$d_1 = \frac{6,348}{9,392} = 0,675 \text{ m}$$

$$d_2 = \frac{-d_1}{2} + \sqrt{\frac{2 \cdot d_1 \cdot V^2}{g} + \frac{d_1^2}{4}}$$

$$d_2 = \frac{-0,675}{2} + \sqrt{\frac{2 \times 0,675 \times 9,392}{9,8} + \frac{0,675^2}{4}}$$

$$d_2 = -0,3375 + 3,3486 = 3,011 \approx 2,975$$

Como se vê os valores de d_1 e h arbitrados são praticamente iguais aos de d_1 e d_2 calculados.

Reduzindo em 20% a altura h do vertedor, teremos a altura definitiva do mesmo:

$$h' = h - 20\% h$$

$$h' = 2,975 - 0,595 = 2,380 \text{ m} \approx 2,40 \text{ m}$$

$$h' = 2,40 \text{ m}$$

Para facilitar os cálculos, mas sem desprezar a exatidão dos resultados, adotamos várias hipóteses simplificadoras no cálculo da altura do muro vertedor (cimacio), tais como:

- a) — considerar a seção do muro vertedor de forma retangular, embora seja curva e com lados inclinados. O erro provocado por esta simplificação é desprezível em virtude da seção ser muito larga e ter altura pequena;
- b) — desprezar as perdas por fricção ao longo do perfil CREAGER, por serem desprezíveis em virtude de ser muito curta a distância percorrida pela corrente;
- c) — considerar nula a velocidade inicial da corrente ao cair pelo muro vertedor. Na verdade ela possui uma certa velocidade inicial,

embora bastante reduzida em virtude de ser o canal de acesso bastante largo e em nível;

- d) — considerar que a seção do colchão onde se forma o salto hidráulico seja retangular, embora seja curva e com lados inclinados. Este erro também pode ser desprezível pois, como no caso a, esta seção é muito larga.

VIII — SEÇÃO DE CONTRÔLE — CÁLCULO DA PROFUNDIDADE CRÍTICA E DA VELOCIDADE

Profundidade crítica — A profundidade crítica, correspondente a seção em que a corrente líquida tem o mínimo de energia específica, soma da energia cinética e energia estática ou de pressão, se verificará, segundo os diversos autores, na seção de controle da corrente, sendo seu valor dado pela expressão.

$$h_c = 0,467 \cdot \alpha \cdot q^{\frac{2}{3}}$$

na qual q é a descarga por metro de vertedor na seção de controle e igual a

$$q = \frac{Q}{l_c} = \frac{1209,294}{104,260} = 11,598$$

$$q = 11,598 \text{ m}^3 / \text{s/m}$$

teremos:
$$h_c = 0,467 \times 11,598^{\frac{2}{3}}$$

$$h_c = 0,467 \times 5,123$$

$$h_c = 2,392 \text{ m}$$

Este é o valor de profundidade crítica que se verifica na seção de controle para $\alpha = 1$ e declividade nula.

Velocidade crítica — Para podermos calcular a velocidade da corrente na seção de controle, teremos que calcular a área de vasão na referida seção.

É conhecida a descarga $Q = 1209,294 \text{ m}^3/\text{s}$, a profundidade crítica $h_c = 2,392$ e o comprimento (largura) da seção de controle igual a $104,266\text{m}$. Adotaremos taludes de $0,25 : 1$ para as paredes de canal.

Teremos para a área da seção de vasão —

$$A = l_c \cdot h_c + h_c^2 \cdot \cotg \theta$$

$$A = 104,266 \times 2,392 + 2,392^2 \times 0,250$$

$$A = 249,404 + 5,721664 \times 0,250$$

$$A = 249,404 + 1,4304$$

$$A = 250,834 \text{ m}^2$$

Sendo $V_c = \frac{Q}{A}$, temos

$$V_c = \frac{1209,294}{250,834} = 4,821 \text{ m/s}$$

Este é o valor da velocidade crítica que se verificará na seção de controle.

É bom frisar que, para facilitar a sua construção, adotaremos uma seção de controle reta e não curva — circular ou elíptica — a fim de evitar a sua complicada união, por meio de arcos circulares ou elípticos, com a linha reta que indica o fim da zona de transição e o início do canal de descarga, situado em um plano inferior. Esta forma reta já é adotada por alguns projetos mexicanos de sangrador.

A fim de que o salto hidráulico se forme sempre ao pé do muro vertedor (cimacio), mesmo quando este funcione com pequenas descargas, colocamos uma pequena borda (ressalto) na seção de controle.

Esta borda tem $0,5\text{m}$ de altura e está detalhada em desenho anexo.

IX — CANAL DE DESCARGA-LAMINA D'ÁGUA E VELOCIDADE DE ESCOAMENTO

Foi adotada a declividade de $I = 0,05 \text{ m}/\text{m}$ para a zona de transição e canal de descarga. Esta declividade juntamente com a descarga $Q =$

$= 1209,294 \text{ m}^3/\text{s}$ e a largura $l = 43,30 \text{ m}$ do canal de descarga, são os dados conhecidos.

Teremos que procurar, por tentativa, a altura e a velocidade da lâmina vertente capaz de fornecer a descarga $Q = 1209,294 \text{ m}^3/\text{s}$.

Arbitraremos valores para h e verificaremos qual a vazão correspondente até conseguirmos a altura de lâmina que nos proporcione a vazão de $1209,294 \text{ m}^3/\text{s}$.

Adotaremos para o cálculo da velocidade da corrente a fórmula de BAZIN com o coeficiente $m = 0,46$ e o talude de $0,25:1$ para as paredes do canal. O mesmo já estabelecido para a zona de transição.

Após várias tentativas encontramos $h = 1,60 \text{ m}$ para a altura da lâmina d'água, conforme cálculos a seguir:

$$\text{Dados: } Q = 1209,294 \text{ m}^3/\text{s}; I = 0,05 \text{ /m}$$

$$l = 43,30 \text{ m}$$

$$\text{Fórmula de BAZIN} - V = C \sqrt{R \cdot I} \quad ; \quad C = \frac{87 \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}$$

$$m = 0,46$$

$$\text{Valor encontrado: } h = 1,60 \text{ m}$$

C Á L C U L O S

A — Área da seção molhada do canal

$$A = l \frac{h}{d} + \frac{h^2}{d} \cotg \theta$$

$$A = 43,30 \times 1,60 + \frac{1,60^2}{0,250}$$

$$A = 69,28 + 0,64$$

$$A = 69,92 \text{ m}^2$$

P = Perímetro molhado

$$P = d + 2 \frac{h}{d} \sqrt{1 + \cotg^2 \theta}$$

$$P = 43,30 + 2 \times 1,60 \sqrt{1 + 0,250^2}$$

$$P = 43,30 + 3,2092$$

$$P = 46,599 \text{ m}$$

r = Raio Hidráulico

$$R = \frac{A}{P}$$

$$R = \frac{69,92}{46,599} = 1,500$$

$$R = 1,500 \text{ m}$$

C = Coeficiente de BAZIN

$$C = \frac{87 \times \sqrt{R}}{m + \sqrt{R}}$$

$$C = \frac{87 \sqrt{1.500}}{0,46 + \sqrt{1.500}} = \frac{87 \times 1,2247}{0,46 + \frac{2247}{1,2247}}$$

$$C = \frac{106,5489}{1,6847}$$

$$C = 63,245$$

V = Velocidade de escoamento

$$V = C \sqrt{R.I.}$$

$$V = 63,245 \sqrt{1,500 \times 0,05} = 63,245 \sqrt{0,075}$$

$$V = 63,245 \times 0,274$$

$$V = 17,329 \text{ m/s}$$

Q = descarga do canal

$$Q = A \cdot V.$$

$$Q = 69,92 \times 17,329$$

$$Q = 1211,643 \text{ m}^3/\text{s} \simeq 1209,294 \text{ m}^3/\text{s}$$

Tendo em consideração o valor de Q achado, consideraremos como sendo de 1,60 m a lâmina d'água no canal de descarga para a descarga $Q = 1209,294 \text{ m}^3/\text{s}$.

X — DISSIPADOR DE ENERGIA — CANAL DE SAÍDA

A corrente d'água ao sair do canal de descarga acha-se possuída de um grande poder de erosão devido a sua elevada velocidade de escoamento.

No caso do sangrador do açude Cocorobó, onde a rocha é de má qualidade e facilmente desagregável pela ação da corrente líquida, teremos que proteger o trecho final do revestimento do canal de descarga com o emprêgo de um dissipador de energia.

Aproveitando as condições topográficas locais, projetamos uma pequena barragem, a jusante do canal de descarga, com a finalidade de ampliar uma lagôa já existente e dar-lhe condições de amortecer as águas da sangria do canal de descarga. Este tipo de amortecimento, proveniente do choque da água contra a própria água, é, a nosso vêr, o mais eficiente.

Esta barragem terá seu coroamento fixado na cota 349,50 e disporá de um sangrador com soleira na cota 345,50, de modo a manter um colchão d'água de 0,50 m acima da cota final do canal de descarga, proporcionando sempre um amortecimento mesmo durante as pequenas sangrias.

Este sangrador terá 133 metros de largura e será capaz de dar uma vazão de $1223,1877 \text{ m}^3/\text{s}$ com uma lâmina de sangria de 3m. Será em nível e encaminhará as águas de volta ao leito do Rio Vasa Barris praticamente nas mesmas condições hidráulicas de escoamento do referido Rio.

Não consideramos nos cálculos da descarga do sangrador, abaixo apresentados, a inclinação dos taludes das parêdes, o que agirá em favor da segurança da obra.

A largura de 133 metros e a lâmina de 3 metros foram adotadas após experimentarmos várias larguras e lâminas que nos dessem uma descarga de aproximadamente $1220 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$Q = 1,77 L h^{\frac{3}{2}} \quad (\text{vertedor de crista livre e parêde expêssa})$$

$$Q = 1,77 \times 133 \times 3 \sqrt{3}$$

$$Q = 1223,1877 m^3 / s$$

Esta descarga é um pouco superior à descarga máxima do vertedor em leque adotado.

XI — CANAL DE ACESSO

Este canal tem a finalidade de orientar as águas que penetram no vertedor de modo a que entrem livremente e em direção normal em todos os pontos do mesmo.

Terá uma largura máxima de 217 m, sua soleira fixada na cota 386, dois metros abaixo da cota da crista do muro vertedor e seu muro construído de alvenaria de pedra argamassada, com crista na cota 360,50.

XII — MURO VERTEDEDOR — PERFIL ADOTADO — CÁLCULO

Adotamos para o muro vertedor um perfil hidráulico do tipo Creager, em uso pelo D.N.O.C.S. e de estabilidade e características hidráulicas já comprovadas, em virtude de sua pequena altura — 2,40 metros — tornando desnecessário um cálculo rigoroso de estabilidade.

Este muro vertedor (cimacio) será de concreto ciclópico, — traço 1:2:3, e revestido com argamassa de cimento e areia no traço 1:2 alisado a colher.

Terá, contra os efeitos de dilatação e contração, juntas verticais de cobre ou similar, espaçadas de 12 metros e de acôrdo com os detalhes apresentados nos desenhos anexos.

Terá uma altura de 2,40 metros em relação ao nível de jusante e de 2,00 m em relação ao de montante. Terá em planta um desenvolvimento de 190,500 metros.

XIII — MUROS DO CANAL DE ACESSO E SANGRADOURO

Os muros laterais da zona de transição, canal de descarga e canal de acesso serão de alvenaria de pedra rejuntada com argamassa de cimento e areia ao traço 1:3. Deverão possuir juntas de contração e dilatação de 12 em 12 metros e furos de drenagem para as águas que venham e se infiltrar nos taludes.

Os taludes serão de 0,25: 1, estando suas dimensões especificadas nos desenhos anexos.

XIV — REVESTIMENTO DO PISO DO SANGRADOURO — DRENAGEM

Devido a alta velocidade de escoamento e a natureza da rocha de base, deverá a soleira do sangradouro ser revestida em toda a sua extensão com lages de concreto armado de 10m x 10m, conforme detalhado nos desenhos anexos. Antes da concretagem deverá ser construído o sistema de drenagem sob estas lages, constante nos desenhos anexos.

XV — REVANCHE NA BARRAGEM

Chamaremos de revanche a altura do coroamento acima da cota da soleira do sangrador e de folga a altura do coroamento acima da máxima lâmina de sangria prevista, isto é, a porção da revanche destinada a atender a ação das vagas.

A altura e a velocidade das vagas são função da extensão exposta da represa (feetch) e da velocidade do vento.

CÁLCULO DA ALTURA DAS VAGAS — A fórmula empírica de Stevenson nos permite calcular a altura das vagas em unidades métricas.

$$h = 0,334 \sqrt{F} + 0,765 - 0,26 \sqrt{\frac{4}{F}}$$

em que:

h é a altura das vagas em metros;

F é a extensão da bacia hidráulica em Km e igual a 4Kms para o nosso açude.

teremos:
$$h = 0,234 \sqrt{4} + 0,765 - 0,26 \sqrt{\frac{4}{4}}$$

$$h = 0,334 \times 2 + 0,765 - 0,26 \times 1,41$$

$$h = 1,065 \text{ m}$$

De acôrdo com Gaillard é de $0,75 \times h$ a altura máxima provável das vagas acima do nível das águas na represa.

CÁLCULO DA VELOCIDADE DAS VAGAS — Apliquemos a seguinte fórmula:

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

$$V = 1,5 + 2 \times 1,065$$

$$V = 3,630 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

Com estes dados teremos para valor da revanche a expressão abaixo, onde H representa a lâmina máxima prevista:

$$R = H + 0,75 + \frac{V^2}{2g}$$

$$R = 2,20 + 0,75 \times 1,065 + \frac{3,630^2}{2 \times 9,8}$$

$$R = 2,20 + 0,798 + 0,672$$

$$R = 3,660 \text{ m}$$

CALCULO DA COTA DO COROAMENTO — Teremos para a cota do coroamento da barragem a cota da soleira do sangrador mais a revanche calculada.

$$C_s = C_s + R$$

$$C_s = 358 + 3,660 = 361,660$$

$$C_s = 361,660 \text{ m} \approx 362 \text{ m}$$

Como o projeto do açude Cocorobó já fixou o coroamento da barragem na cota 362, o nosso sangrador satisfaz plenamente.

XVI — MODÉLO REDUZIDO — CONSIDERAÇÕES GERAIS — SEMELHANÇA

É de bom alvitre que seja este projeto reproduzido em modelo reduzido, de modo a ser convenientemente testado em Laboratório antes de ser construído, podendo, inclusive, serem efetuadas as modificações geralmente necessárias nesse tipo de projeto, antes de sua construção.

É nosso propósito testá-lo no Laboratório de Modelo Reduzido do Departamento Nacional de Obras de Saneamento, existente em Recife.

Na confecção desse modelo deverá se procurar obter uma semelhança geométrica, dinâmica e cinemática, tanto quanto possível perfeita entre o protótipo e o modelo reduzido.

Essas semelhanças geométricas, dinâmicas e cinemáticas serão obtidas quando as dimensões e as forças principais, no protótipo e no modelo reduzido, guardarem, entre si, uma relação constante.

As semelhanças dinâmicas e cinemáticas só poderão ser obtidas se se cumprir uma das seguintes leis: Lei de Froude, Lei de Reynolds ou Lei de

Weber, de acôrdo com o tipo de estrutura que se estude.

Para o nosso caso, de um vertedor em leque, em que as fôrças predominantes são as de gravidade, deverá ser cumprida a lei de Froude, devendo, porém, ser obedecida a lei de Reynolds, de modo a assegurar o mesmo regime hidráulico no protótipo e no modelo.

A Lei de Reynolds tem aplicação nos casos em que as fôrças devidas a viscosidade têm predominância, tais como modelo de aeronaves, hélices de navios, etc.

Nos casos em que as fôrças predominantes são as devidas a tensão superficial, deve-se cumprir a Lei de Weber. É o caso dos estudos de ballística, entre outros.

Quando a escala a ser adotada entre o protótipo e o modelo reduzido, lembramos, apenas a título de informação, terem sido os modelos hidráulicos construídos no México confeccionados em escalas que variavam entre 1:50 e 1:175 e com dimensões geomêtricamente semelhantes ao protótipo.

As escalas de descargas foram fixadas de modo a obter números de Froude iguais no modelo e no protótipo.

Em todos os casos estudados obtiveram-se números de Reynolds elevados, superiores a 8.000.

XVII — DADOS PRINCIPAIS DO SANGRADOURO

I) MURO VERTEDOIRO

Tipo — Perfil Creager

Desenvolvimento	190,500 m
Altura	2,40 m
Volume de concreto	1.824,228 m ³

II) CANAL SANGRADOURO

Volume de corte	39.986,800 m ³
Volume de aterro	4.280,000 m ³
Volume de concreto	4.837,500 m ³

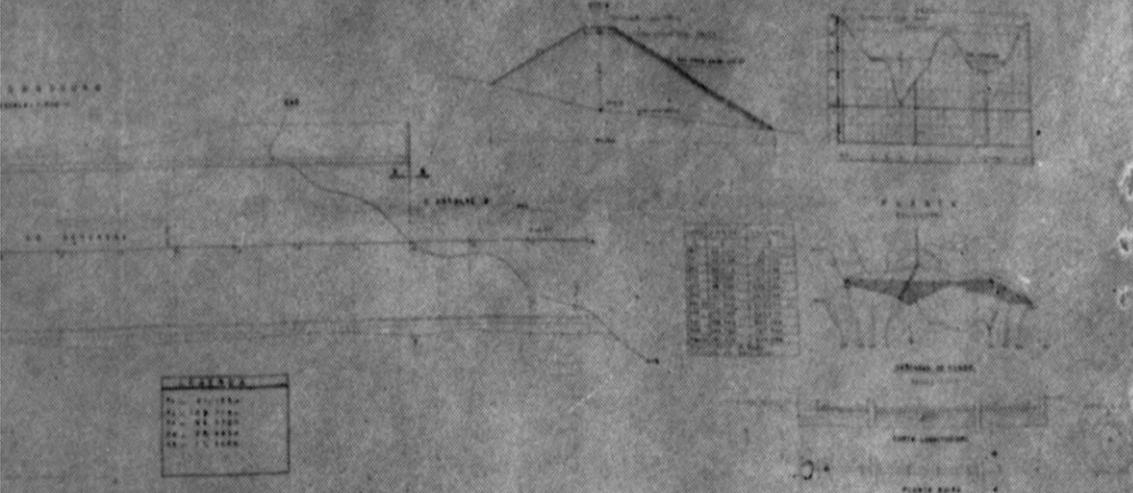
III) CANAL DE SAIDA

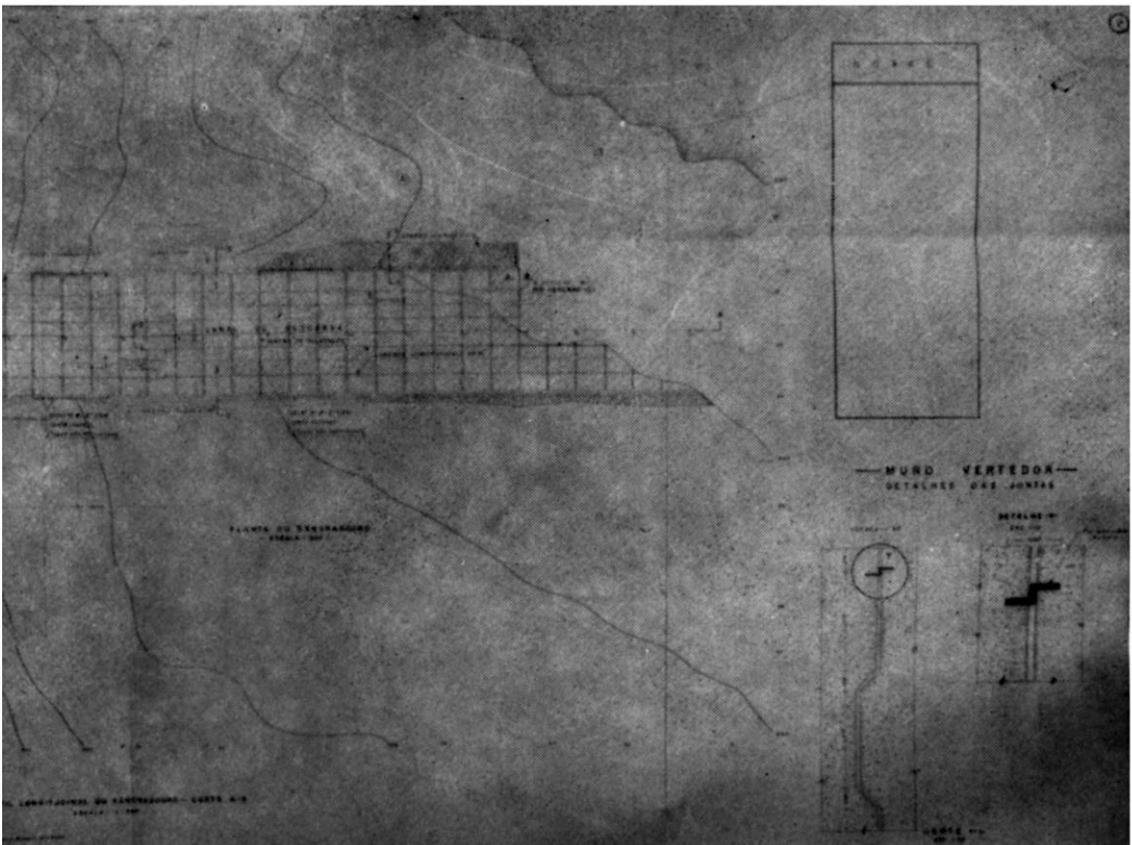
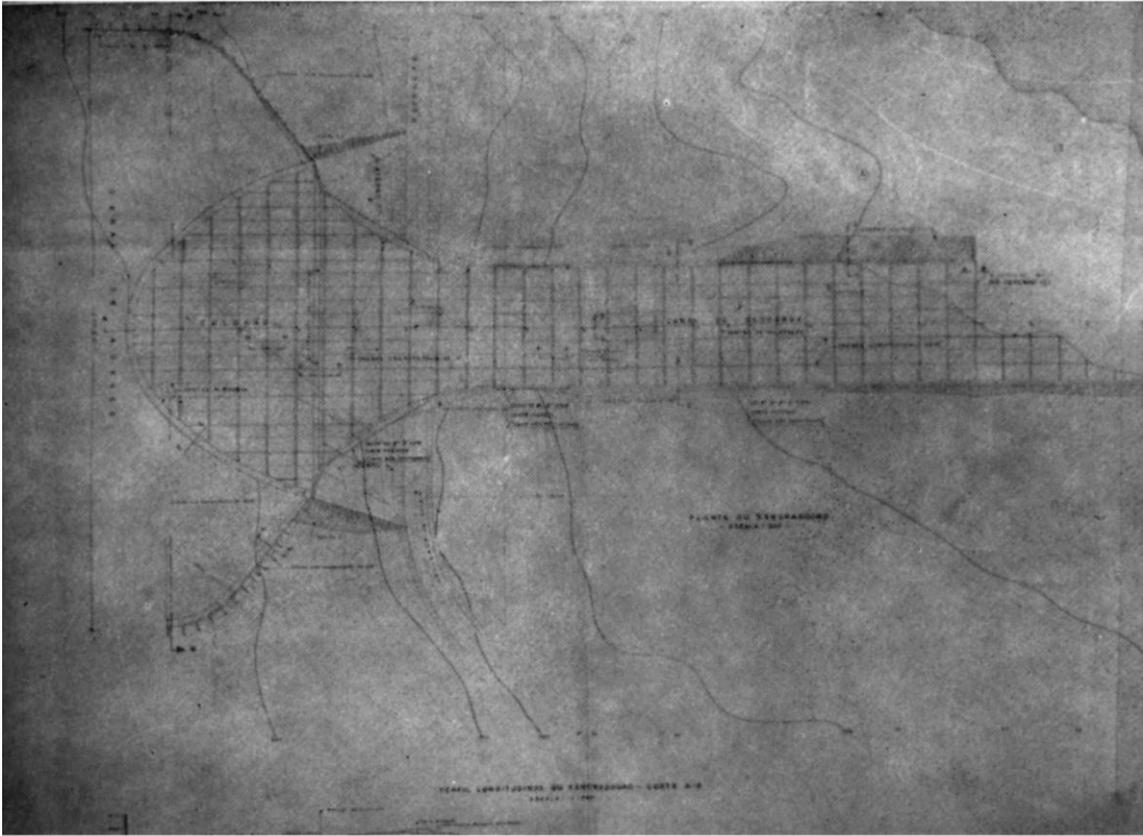
Largura	133,000 m
Volume do corte	71.692,600 m ³

SECTION TWO OF BAYVIEW DAM

SECTION OF DAMAGED BY JOURNAL

1





XVIII — RECOMENDAÇÃO FINAL

Atendendo ao fato de não termos contado com um estudo hidrológico mais aprimorado para o cálculo do sangradouro, achamos recomendável seja o trecho da barragem auxiliar situado a direita do mesmo, considerado como barragem fusível, devendo ser destruído, como medida extrema, a fim de evitar a destruição da barragem principal por transbordamento. Esta medida deverá ser tomada caso venha a ocorrer uma onda de enchente muito acima da prevista, não tendo o sangradouro projetado condições de suportá-la, mesmo considerando uma lâmina superior à máxima prevista e a função amortecedora da bacia hidráulica.



**AREAS, POR ESTADO, NO POLIGONO DAS SÊCAS (Km²), EM
QUE OPERA O DNOCS**

	Area Total do Estado	Zona Sêca Legal	
		Area	%
Piauí	(1) 251.683	(1) 218.197	86,7
Ceará	(1) 147.895	(1) 139.384	(3) 94,2
Rio G. do Norte	53.069	48.864	(3) 92,1
Paraíba	56.556	55.221	(3) 97,6
Pernambuco	98.079	87.060	88,8
Alagoas	27.711	12.120	43,7
Sergipe	22.027	10.382	47,1
Bahia	562.092	318.453	56,7
Minas Gerais	581.975	57.437	9,9
T o t a i s	(2) 1.803.547	(2) 949.578	52,6

FONTE — Conselho Nacional de Geografia — Secção de Cálculos.
A área do Polígono das Sêcas em revisão final.

(1) — Exclusive a área de 2.460 km² correspondente à região a ser demarcada entre os Estados do Piauí e Ceará (2) — Inclusive a mesma área em litígio. (3) — O DNOCS considera praticamente 100% da área, segundo a "Legislação do DNOCS", ed. 1951, p. 24, e ed. 1958, p. 236. Vide Lei n.º 1348, de 10 de fevereiro de 1951, que demarcou os atuais limites do "Polígono das Sêcas".

DEPARTAMENTO NACIONAL DE OBRAS CONTRA AS SECAS

Autarquia Federal, criada pela Lei n.º 4229, de
1.º de junho de 1963

Administração Central

Gabinete do Diretor-Geral, Diretorias de
Administração (DA), de Obras e Equipa-
mentos (DOE), de Fomento e Produção (DFP),
e demais órgãos centralizados. Fortaleza

Diretoria de Planejamento, Estudos e Pro-
jetos (DPEP). Recife

Distritos de Obras

1.º Distrito de Obras	Fortaleza
2.º Distrito de Obras	João Pessoa
3.º Distrito de Obras	Recife
4.º Distrito de Obras	Salvador
5.º Distrito de Obras	Natal
6.º Distrito de Obras	Teresina
7.º Distrito de Obras	Montes Claros
Comissão de Alagoas	Palmeira dos Índios
Comissão de Sergipe	Aracaju

Distritos de Fomento e Produção

1.º Distrito de Fomento	Fortaleza
2.º Distrito de Fomento	Campina Grande
3.º Distrito de Fomento	Arcoverde

Unidades de Recuperação

1.ª Unidade	Fortaleza
2.ª Unidade	Campina Grande

Representações na Guanabara e em Brasília