



Folha de Dados

IDGED:

0121/02/D/01/01

LOTE:

1270

AUTOR:

CONSÓRCIO SCET COOP ;SIRAC ;CONESPLAN ;DNOCS

TÍTULO:

PROJETO DE IRRIGAÇÃO AÇUDE PÚBLICO AIRES DE SOUZA

SUBTÍTULO:

TOMO II ANEXOS D1-1 HIDROLOGIA RELATÓRIO

ACUDE PÚBLICO AIRES DE SOUZA projeto de irrigação

TOMO II - A N E X O S

D-1-1 - HIDROLOGIA
RELATÓRIO

Lote: 01270 - Prep (X) Scan () Index ()
Projeto Nº 125/10210/08.01
Volume 1
Qtd. A4 _____ Qtd. A3 _____
Qtd. A2 _____ Qtd. A1 _____
Qtd. A0 _____ Outros _____



CONSÓRCIO - SCET - COOP / SIRAC / CONESPLAN

FORTALEZA

SETEMBRO 1972



000003

REPÚBLICA DO BRASIL
MINISTÉRIO DO INTERIOR
DEPARTAMENTO NACIONAL DE OBRAS CONTRA AS SECAS
D N O C S

AÇUDE PÚBLICO AIRES DE SOUZA

PROJETO DE IRRIGAÇÃO

TOMO II - ANEXOS

D₁ - ESTUDO HIDROLÓGICO

S U M Á R I O

	páginas
A - INTRODUÇÃO	I
B - ESTUDO HIDROLÓGICO	01
1 - Características do açude	01
1.1 - Características gerais	01
1.2 - Volume da represa	02
1.3 - Superfície do plano d'água	04
2 - Princípio do método das explorações fictícias	06
2.1 - Evolução no tempo de uma represa d'água	06
2.2 - Análise matemática e dados	07
2.3 - Políticas de derivação	10
2.4 - Desenvolvimento dos cálculos e exploração dos resultados..	11
3 - Dados naturais do balanço hidráulico	15
3.1 - Evaporação	15
3.2 - Pluviometria	15
3.3 - Contribuição do rio Jaibara	18
4 - Resultados da gestão fictícia	24
4.1 - Recapitulação das definições	24
4.2 - Testes efetuados	24
4.3 - Volumes anuais deriváveis	26
4.4 - Vazões máximas de sangria	30
5 - Dados do balanço hidráulico	32
C - LEVANTAMENTO BATIMÉTRICO	37

A - INTRODUÇÃO

O estudo hidrológico do açude Aires de Souza foi realizado pelo CONSÓRCIO SCET-COOP/SIRAC/CONESPLAN, no âmbito do Contrato PG-09/71, firmado com o DEPARTAMENTO NACIONAL DE OBRAS CONTRA AS SECAS.

Ele compreendeu duas fases :

- Um estudo hidrológico propriamente dito, destinado a fixar os volumes d'água regularizados utilizáveis para a irrigação e para o abastecimento da cidade de Sobral
- Um levantamento batimétrico visando a obtenção de uma carta em 1/4.000 da bacia hidráulica do açude.

a) Estudo hidrológico propriamente dito

O estudo foi feito em computador, utilizando-se o método das explorações fictícias, que consiste em calcular a variação do plano d'água no açude durante um grande número de anos para os quais são conhecidos todos os dados do balanço hidrológico (evaporação, pluviometria, contribuições da bacia).

Para Aires de Souza, escolhemos a sequência de 1933 a 1966, ou seja 34 anos consecutivos.

A curva volume-altura d'água utilizada nos cálculos foi a mesma fornecida pelo DNOCS. Ela difere pouco da curva real obtida a partir do levantamento batimétrico, o que não justifica a realização de novos cálculos de gestão fictícia.

O volume anual garantido a 100 %, eleva-se em $34 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Após dedução das necessidades em água de Sobral, avaliadas em $10,5 \times 10^6$, o saldo disponível para a agricultura é de $23,5 \times 10^6 \text{ m}^3$.

1111006

b) Levantamento batimétrico

O levantamento batimétrico do açude Aires de Souza foi realizado conforme a metodologia exposta na proposta do Consórcio, de junho de 1971.

A CONESPLAN realizou a parte topográfica do levantamento (locação da poligonal de contorno e levantamento da faixa seca compreendida entre o nível d'água e a curva de nível correspondente a cota do coroamento da barragem).

As medidas de profundidade da água foram realizadas pela SCET-COOP, através de uma sonda ultra-som, montada sobre um barco a motor , fornecido pelo DNOCS.

A realização deste levantamento permitiu a elaboração de uma carta da bacia hidráulica, na escala de 1/4.000, com curvas de nível a cada metro, da qual foi tirada uma nova relação fornecendo o volume d'água em função da cota Z .

Constata-se que os novos volumes são ligeiramente superiores aos dados antigos, devido à imprecisão dos mesmos.

De qualquer maneira, os depósitos são quase desprezíveis e não afetam o rendimento do açude.

B - ESTUDO HIDROLÓGICO1. CARACTERÍSTICAS DO AÇUDE1.1 - Características gerais

As características do açude AIRES DE SOUZA estão indicadas no quadro 1, abaixo. As características geométricas propriamente ditas da barragem e do sangradouro constam do gráfico 1.

Para que pudesse ser integrada no programa das explorações fictícias, a curva altura - capacidade, fornecida pelo DNOCS, (Gráfico 2) foi ajustada segundo a fórmula de regressão $V = A (Z - Z_0)^B$

Um programa auxiliar de cálculo deu os seguintes coeficientes de ajustamento:

$$Z_0 = 74,500 \quad (\text{cota teórica do fundo})$$

$$A = 0,0684$$

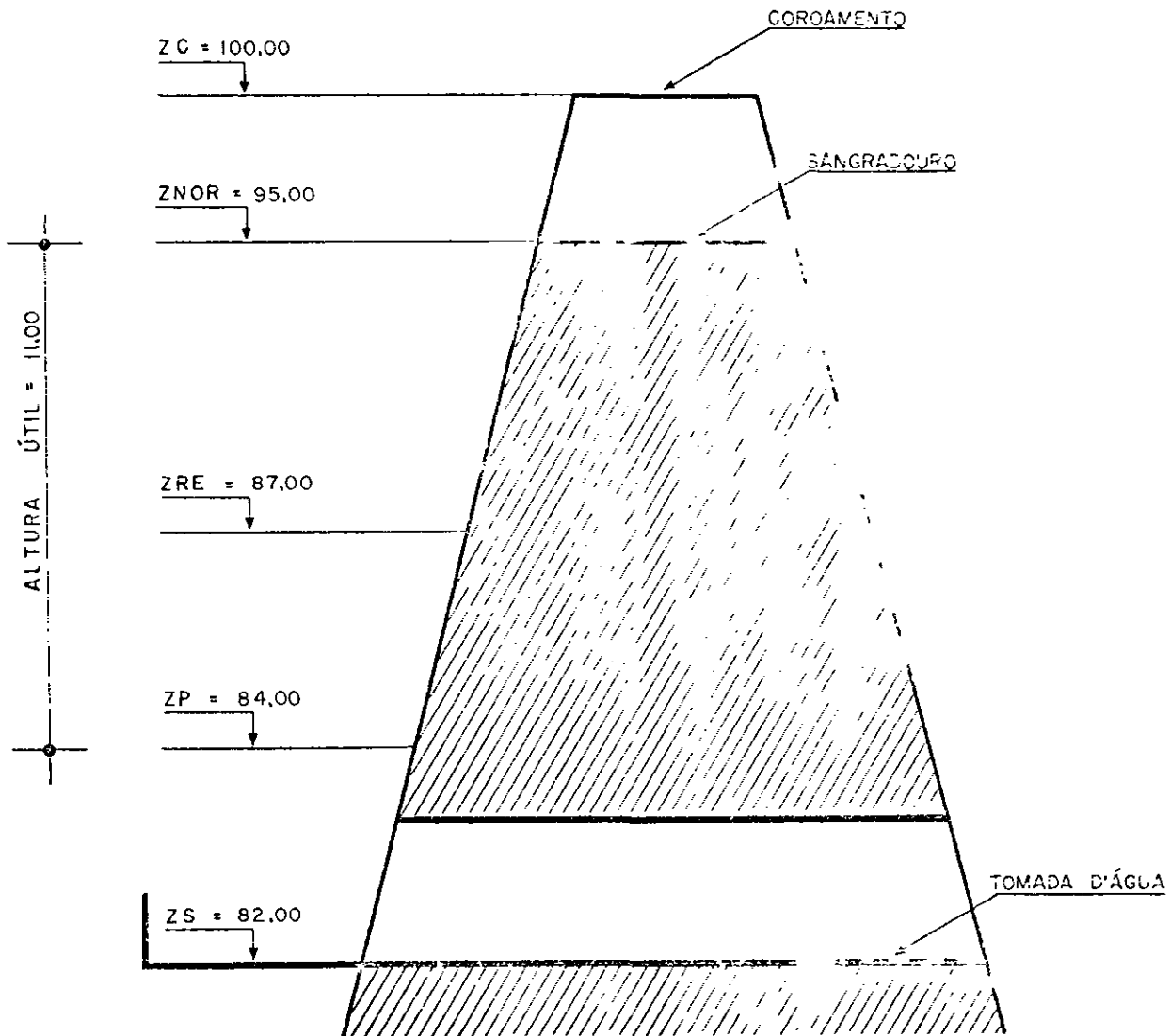
$$B = 2,4221$$

O ajustamento obtido é excelente, com uma variância de 12,545

A curva altura - área tirada desta fórmula, não difere muito daquela fornecida pelo DNOCS.

AÇUDE. AIRES DE SOUZA

CARACTERÍSTICAS DA BARRAGEM (Cotas Fictícias)



SANGRADOURO:

COTA DA SOLEIRA = 95,00 m

LARGURA DA SOLEIRA = 100 m

$$C_D = r (Z - Z_{NOR})^{3/2}$$

$$C_D = 170,50 (Z - 95)^{3/2}$$

CURVA ALTURA - VOLUME

$$V = A (Z - Z_0)^B$$

$$A = 0,0684$$

$$B = 2,4221$$

$$Z_0 = 74,50$$

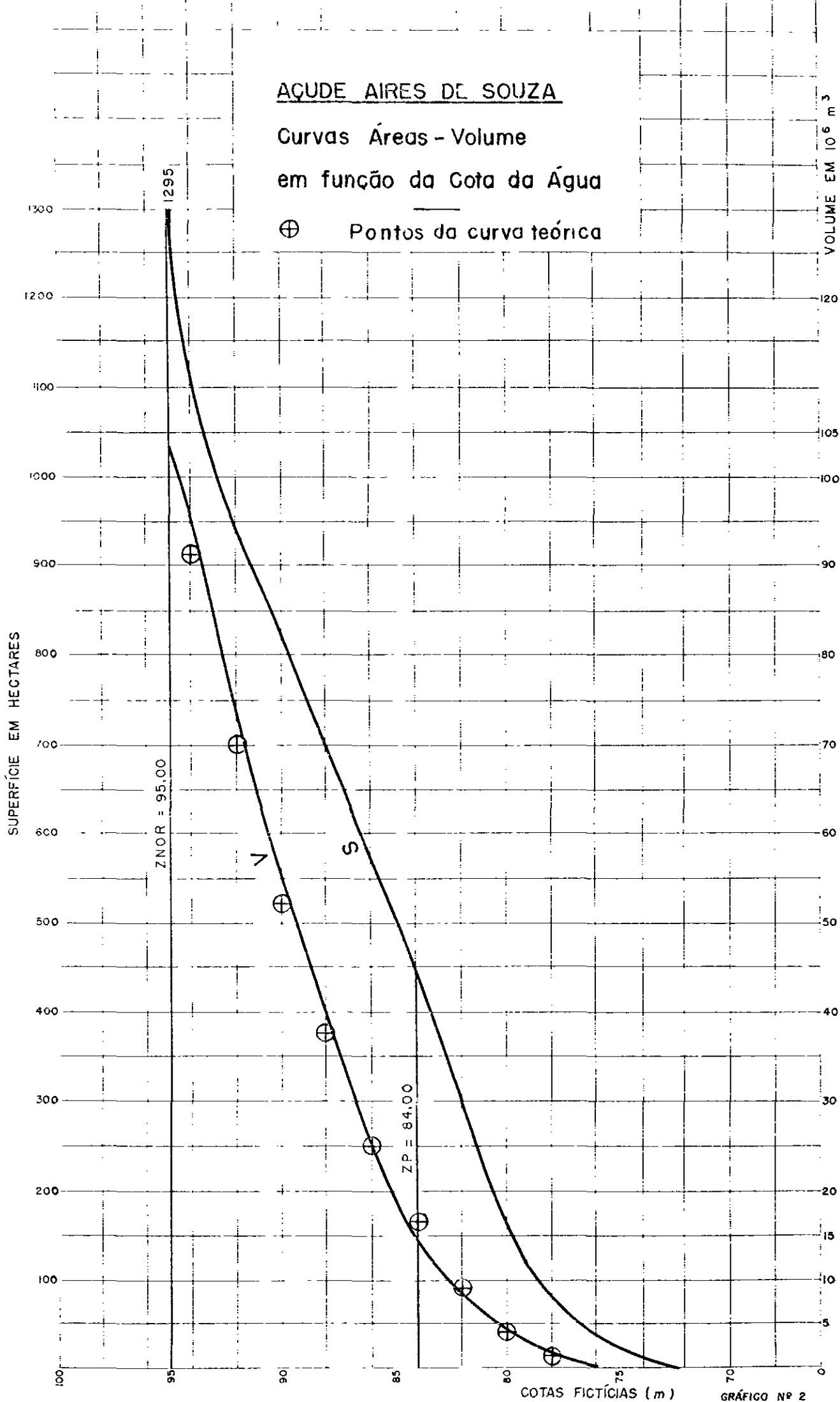
000009

AÇUDE AIRES DE SOUZA

Curvas Áreas - Volume
em função da Cota da Água

⊕ Pontos da curva teórica

000010



Metodologia

De início começa-se por proceder a uma mudança de variável baseando-se nas propriedades dos logarítimos:

$$\text{Log } V = B \log (Z - Z_0) + \text{Log } A$$

Suponhamos que se tenha fixado de Z_0 ; esta equação é a de uma reta:

$$y = bx + a$$

Conhecendo os valores de n binários: (V, Z) , tirados da curva do DNOCS, procede-se a um ajustamento pelo método dos menores quadrados, donde, os valores b e a , que nos conduz aos valores procurados de A e B .

Inicia-se com um valor de Z_0 igual à cota real do fundo; depois, muda-se o valor de Z_0 com um intervalo que tomamos constante e igual a 0,250m.

A cada valor de Z_0 correspondem valores de A e B , isto é, a uma curva teórica:

$V = A (Z - Z_0)^B$, que tratamos de comparar à curva real. Nas listagens, pode-se ver, na 4ª coluna, a diferença :

$$(1) \frac{V - V^{(*)}}{V} \text{ em } \%$$

Esta coluna permite, portanto, situar o setor da curva onde a precisão é a melhor. Digamos logo que temos interesse em obter a maior precisão para os valores elevados, em virtude de geometria bastante peculiar dos açudes do Nordeste.

Por outro lado, é interessante ter, concomitantemente, a melhor precisão em toda a curva: esta precisão é caracterizada pelo que chamamos a variância:

$$\sum_{i=1}^n (V_i - V_i^*)^2$$

n sendo o número de binários adotados.

O ajustamento adotado foi aquele cuja variância é mínima

(1) V é o volume dado pela curva do DNOCS

V^* é o volume dado pela fórmula: $V = A (Z - Z_0)^B$

11111111

QUADRO 1 - Características do açude:

Localização	rio Jaibara
Ano de construção	1930 - 1933
Cota da soleira do sangradouro (Z NOR)	95 (*)
Cota da soleira da tomada d'água	82 (*)
Cota de funcionamento gravitário da tomada (ZP)	84 (*)
Capacidade máxima	$104 \times 10^6 \text{ m}^3$
Volume útil compreendido entre Z NOR e ZP	$89 \times 10^6 \text{ m}^3$
Volume morto	$15 \times 10^6 \text{ m}^3$
Altura d'água útil (Z NOR - ZP)	11 m
Altura média -V/S (metros)	12,95
Superfície evaporante máxima (ha)	1.295
Superfície da bacia hidrográfica (km^2)	1.100
Capacidade máxima expressa em .	
- mm de escoamento na B.H.	95
- em função da contribuição média anual H	0,49M

(*) Cotas fictícias

1.2 - Volume da represa

A grosso modo, uma represa se caracteriza no instante t , pelo volume e a superfície do plano d'água correspondente; o rendimento do açude depende, em grande parte, da relação que liga estes dois parâmetros.

1.2.1 - Capacidade máxima :

Exprimiramos a capacidade máxima do açude em função da contribuição média anual M da bacia hidrográfica de alimentação. No 3º capítulo do relatório, veremos que: $M = 209 \times 10^6 \text{ m}^3$, de onde $V_{\text{max}} = 0,49 M$

Sobre os outros cinco açudes estudados temos:

CEDRO	$V = 6,50 M$
FORQUILHA	$V = 2,55 M$
VÁRZEA DO BOI	$V = 0,93 M$
RLACHO DO SANGUE	$V = 0,88 M$
SANTO ANTONIO DE RUSSAS	$V = 0,64 M$

Nota-se que em relação aos demais açudes, AIRES DE SOUZA é sub-dimensionado. Este fato é confirmado pelo número de sangrias observadas desde que foi concluído. Além do mais, os Estudos Gerais de Base do Vale do Jaguaribe mostraram que uma capacidade da ordem de 2 a 3 M era necessária para garantir uma regularização interanual das vazões.

1.2.2 - Volume útil :

É o volume armazenado entre Z NOR e ZP. Em AIRES DE SOUZA é de $89 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Para uma região onde os riscos de assoreamento são relativamente fracos, constata-se que a tomada d'água está a uma cota muito alta, tornando sem utilização uma fração importante do volume armazenado.

Em AIRES DE SOUZA, o volume morto atinge $15 \times 10^6 \text{ m}^3$ o que representa 14,4 % da capacidade total do açude.

O rebaixamento da cota da tomada permitiria um acréscimo significativo da vazão regularizada, como veremos no capítulo IV.

1.3 Superfície do plano d'água (Bacia Hidráulica)

O conhecimento deste dado é importante porque a bacia hidráulica recebe diretamente uma certa quantidade d'água sob forma de chuva, mas, sobretudo porque sua extensão condiciona a evaporação. Este fenômeno se traduz pela perda de uma camada d'água de altura constante, da ordem de 2,50 m por ano. O volume perdido por evaporação depende unicamente da superfície evaporante - varia no mesmo sentido em que esta. Concebe-se facilmente que com uma capacidade igual, certas barragens protegem melhor o volume estocado que outras.

Certos autores tentaram caracterizar a interdependência entre a superfície (S) e o volume (V) por parâmetros simples, partindo do fato que S e V são ambas funções da cota Z do plano d'água da represa.

M. PIOGER (Cf. Hidrologia e Geometria comparadas dos Reservatórios do Nordeste) propõe que os reservatórios sejam assemelhados a cones. Ele calcula um coeficiente sem dimensão que corresponde ao valor do meio ângulo do vértice do cone de revolução que tem a mesma área de base e mesma altura que o cone ao qual se assemelha o reservatório. O valor deste coeficiente é dado pela relação:

$$B = \frac{S^2}{V^2} \quad \text{e} \quad \mu = \log B$$

Em realidade, nenhum açude se assemelha perfeitamente a um cone, uma vez que μ não é constante. Um estudo da variação de μ em função de Z é instrutivo. Para os 6 açudes estudados, traçamos as curvas μ de Z (ver gráfico 3)

Observa-se que:

1 - os valores de μ são favoráveis em FORQUILHA e AIRES DE SOUZA, porque mais fracos e porque as retas apresentam uma declividade negativa; o volume cresce portanto mais depressa que a superfície evaporante e com volume estocado igual, a superfície evaporante é menor;

2 - na ordem dos valores crescentes de μ , encontramos em seguida: RIACHO DO SANGUE, CEDRO, VÁRZEA DO BOI e SANTO ANTONIO DE RUSSAS.

GEOMETRIA DOS AÇUDES

Coeficiente de forma $B = \frac{S^3}{V^2}$
 $\mu = \log B$

○ COTA DA TOMADA D'AGUA

● ZNOR

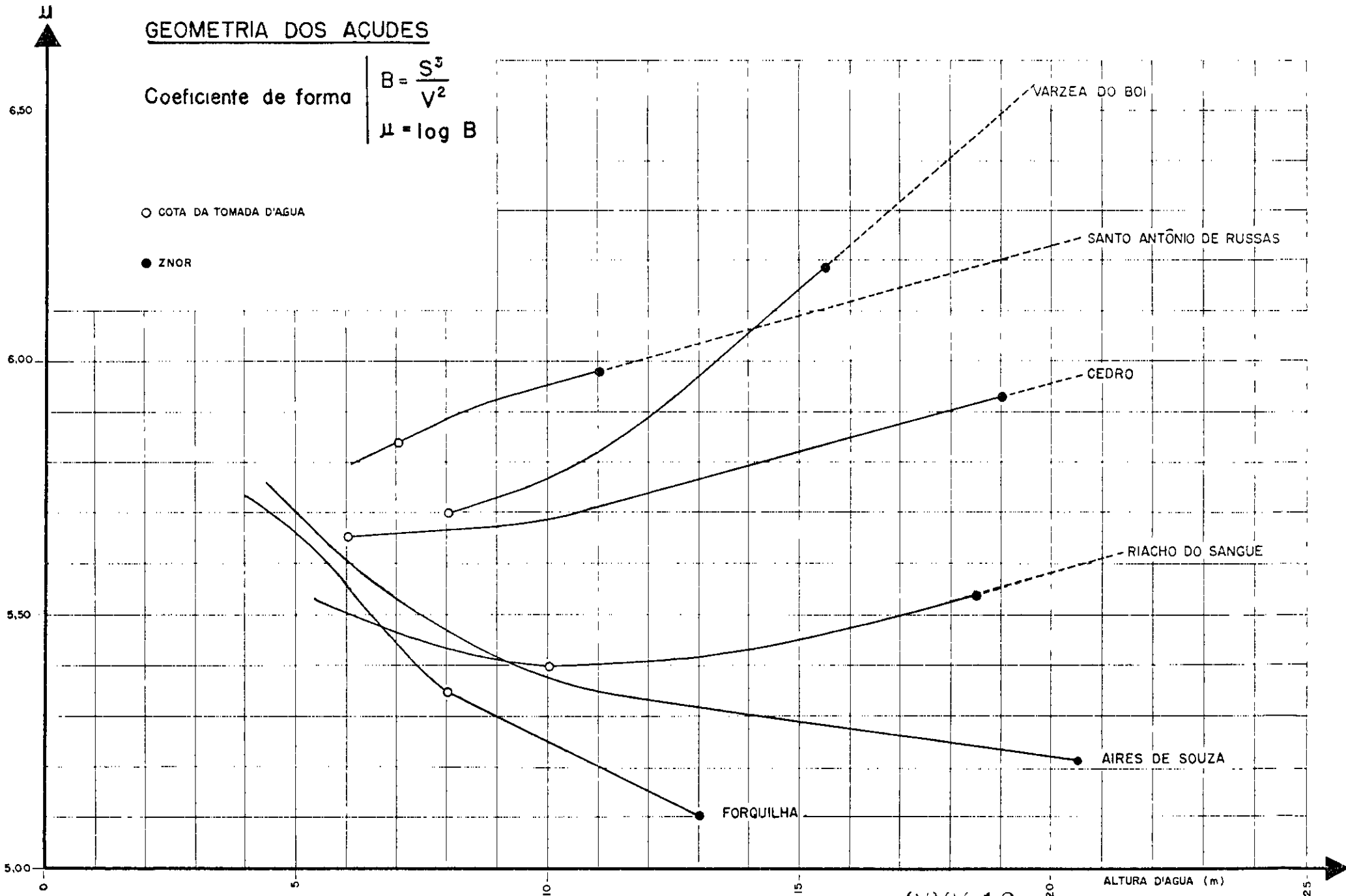


GRÁFICO Nº 3

000016

2. PRINCÍPIO DO MÉTODO DAS EXPLORAÇÕES FICTÍCIAS

2.1 - Evolução no tempo de uma represa d'água

No decorrer de um período T , o balanço hidráulico de um reservatório é feito utilizando-se a relação abaixo:

$$\text{Volume das Contribuições} = \left\{ \begin{array}{l} \text{a) variação do volume da reserva} \\ + \\ \text{b) volume utilizado para fins utilitários (água de beber, irrigação, etc)} \\ + \\ \text{c) volumes perdidos:} \\ \quad - \text{ por evaporação} \\ \quad - \text{ por sangria} \\ \quad - \text{ por infiltração} \end{array} \right.$$

O volume das contribuições constitui o recurso hidráulico, que calcularemos no capítulo II do relatório. O problema consiste em determinar, levadas em conta características da represa e condições de gestão, a distribuição deste recurso entre os diferentes termos do 2º membro da igualdade. Para simplificar consideraremos que as perdas por infiltração são desprezíveis em comparação aos outros volumes postos em jogo. Admitiremos igualmente que a evaporação é constante de um ano a outro.

A resolução do problema é facilitada pelo emprêgo do

computador, que permite calcular rapidamente a evolução do plano d'água de uma reserva, sobre um grande número de anos para os quais são conhecidos todos os termos do balanço hidráulico.

Variando sucessivamente um ou vários parâmetros, pode-se determinar diversos modos de gestão possíveis e escolher em seguida aquêle que responde melhor aos imperativos técnicos e econômicos do projeto.

2.2 - Análise matemática e dados

2.2.1 - Dados (rever gráfico 1)

$Z(t)$ = Cota do plano d'água na represa no tempo t .

$V(Z)$ = Volume da represa na cota Z . A partir dos dados, um programa auxiliar dá uma fórmula de regressão $V = A (Z - Z_0)^B$

$S(Z)$ = Superfície da represa na cota Z .

$$\text{temos: } S = AB (Z - Z_0)^{B-1}$$

$D(Z,t)$ = Volume derivado por unidade de tempo, na represa, no instante (t) e na cota (Z)

$R(t)$ = Volume de contribuição, por unidade de tempo, na represa, no instante t

$e(t)$ = Altura de evaporação na represa, por unidade de tempo

$h(t)$ = Altura das precipitações sobre a superfície da represa, por unidade de tempo

$d(t)$ = Intervalo de tempo

Z_{NCR} = Cota da represa cheia, ou cota da soleira do sangradouro

Z_0 = Cota da represa no tempo $t = 0$

(V_0 = Volume da represa para $Z = Z_0$)

Z_P = Cota mínima de funcionamento da tomada d'água

Z_{RE} = Cota de aplicação de uma política de derivação reduzida

$QD(Z) = K_1 (Z - Z_{NOR})^{3/2}$ = vazão do sangradouro (K_1 é uma constante que leva em conta o coeficiente de vazão e a extensão do sangradouro)

2.2.2 - Equação de estocagem

Designa-se por estocagem a evolução da cota da represa Z em função do tempo, quando esta cota está compreendida entre Z_P e Z_{NOR}

$$Z_P \leq Z(t) \leq Z_{NOR}$$

De fato, é mais cômodo estudar a variação do volume V da reserva. Sob a forma diferencial, a equação do balanço hidráulico é:

$$\frac{dV}{dt} = R(t) - D(Z, t) + S(Z) [h(t) - e(t)]$$

$$\text{com } Z = \left(\frac{V}{A}\right)^{1/B} + Z_0$$

$$\text{De onde } \frac{dV}{dt} = F(V, t) \quad (1)$$

Sob a forma de diferenças finitas temos:

$$- t(n+1) = t(n) + dt$$

$$- V(n+1) = V_n + F(V_n, t_n) dt \quad (1 \text{ bis})$$

Esta forma é utilizada para resolver a equação diferencial (1), com um intervalo de tempo $dt = 1$ mês.

2.2.3 - Caso de sangria

Em período de sangria, torna-se insuficiente definir a cota mensalmente. É preciso adotar uma curva de cheia teórica que é definida no programa, da seguinte maneira:

- Volume de cheia: $VQ = p \times R$ (R = contribuição do mês considerado)
- Número de dias de cheia: Nc
- Distribuição da cheia:
 - 1º dia = β_1 VQ
 - 2º dia = β_2 VQ
 - enésimo = β_n VQ
 - com $\sum \beta = 1$

A equação de estocagem é:

$$\frac{d v}{d t} = \beta t VQ - QD - D (Z, t + S_{(z)} \left[h (t) - e (t) \right] \quad (2)$$

válida para $Z > Z_{NOR}$.

Para integrar, usa-se um método de intervalos separados implícitos, definido pelas equações:

$$t (n + 1) = t n + d t$$

$$V (n + 1) = V (n) + \frac{d t}{2} \left(F (V_n, t_n) + F (V_{n+1}, t_n) \right)$$

com $d t = 1$ dia.

O programa permite calcular a cota máxima alcançada pelo plano d'água, a vazão máxima de sangria, o tempo de sangria, bem como o volume escoado.

2.3 - Políticas de derivação

Distinguir-se-ão vários casos, segundo esteja-se em período normal, de insuficiência ou de colapso.

2.3.1 - Período normal

O período normal é aquele que se apresenta quando, no início do ano agrícola (que fixamos para 1º de fevereiro), a cota do plano d'água Z é superior ou igual a Z RE. Neste caso, deriva-se no decorrer do ano um volume normal teórico Vt, modulado mensalmente em função das necessidades de água de um perímetro de tipo intensivo. A modulação adotada foi tirada do projeto de irrigação de Morada Nova:

J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D	Total
12,69	7,99	10,57	11,75	9,59	13,63	16,09	9,06	13,21	14,61	7,45	3,38	100

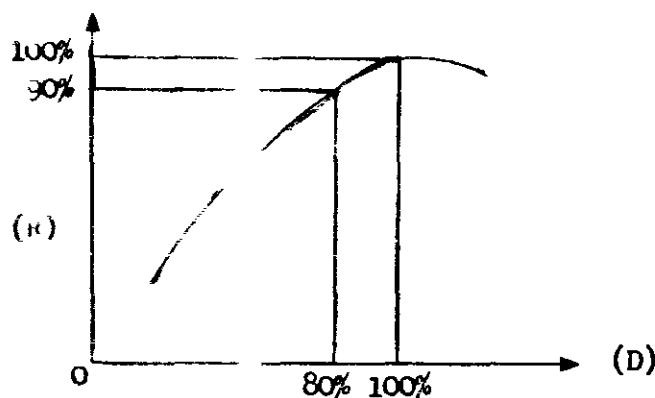
Se Vt é a derivação anual, $D_i = \frac{1}{12} V_t$, Vt é a derivação do mês \hat{i} com $\sum_{i=1}^{12} D_i = V_t$

Esta modulação mensal permanece a mesma no programa reduzido que estudaremos mais adiante.

2.3.2 - Período de insuficiência

Em período de insuficiência, isto é, quando o nível da represa está compreendido entre ZP e Z RE (no início do ano agrícola) não será derivado mais que 80% do volume normal teórico. Esta limitação de-

corre do fato de que a curva de rendimento das culturas "R" em função das quantidades de água de irrigação distribuídas "D" apresenta o seguinte comportamento:



Pode-se admitir igualmente que é possível reduzir, sem grande prejuízo, o abastecimento d'água de uma cidade durante um período julgado perigoso. Este programa reduzido pode ser aplicado a partir de diferentes valôres dados a Z RE. Quando Z RE aumenta, o volume normal aumenta, bem como a frequência de utilização do programa reduzido. É evidente que esta frequência não devesse ultrapassar 25 a 30%, pois acima, seria quase equivalente a adotar um programa normal P_2 igual a $0,8 P_1$.

2.3.3 - Período de colapso

Quando a alimentação da tomada não é mais assegurada, isto é, quando $Z < Z_P$, a vazão derivada é nula.

2.4 - Desenvolvimento dos cálculos e exploração dos resultados

2.4.1 - Princípios gerais

O primeiro cálculo consiste em determinar qual é a derivação normal teórica V_t para a qual a cota do plano d'água Z se aproxima mais da cota Z_P , sem jamais se tornar inferior. Obtém-se assim o que chamaremos de volume anual derivável garantido a 100 %.

O conhecimento deste volume garantido não é suficiente, pois em matéria de irrigação, pode-se tolerar uma suspensão parcial e

até mesmo total das derivações, nos limites razoáveis.

Por essa razão, testaremos derivações superiores ao volume garantido, e calcularemos as frequências de colapso e de ruína correspondentes:

- a frequência de colapso (F_3) é igual a relação $(\frac{m}{M})$ entre o número de meses durante os quais a cota Z cai abaixo de Z_P e o número total de meses do período estudado;

- a frequência de ruína (F_4) é igual a relação $(\frac{n}{N})$,
com:

n : número de anos, no decorrer dos quais $Z < Z_P$ durante 2 meses consecutivos ou mais

N : número total de anos do período estudado.

O exame dos resultados mostra que o volume derivável aumenta rapidamente com a frequência de colapso ou de ruína escolhida.

A escolha da frequência admissível dependerá essencialmente do programa agrícola preconizado. Para as culturas temporárias, irrigadas, uma frequência de ruína de 10% é admissível, enquanto que as culturas perenes do tipo citrus não suportam uma frequência de ruína de 5%. Para os seis açudes do Ceará, calculamos os volumes de água deriváveis até uma frequência de ruína de 10%. Os resultados são apresentados no Capítulo IV sob a forma de curvas, dando os volumes deriváveis em função das frequências F_3 e F_4 .

Todas as sequências de cálculo partem de um ano suficientemente chuvoso para justificar a hipótese da barragem cheia no início do período estudado.

De onde $V_0 = V (Z \text{ NOR })$.

2.4.2 - Curvas de distribuição de Z

Conhecendo os valores de Z_{NOR} , Z_{RE} , V_0 e V_t , o computador calcula as cotas do plano d'água Z , ao fim de cada mês do período estudado. Chamaremos T a duração total deste período e p o tempo em que a cota do plano d'água é inferior a Z .

Seja F a relação:

$$F = \frac{P}{T} \quad \text{com } 0 \leq P \leq T$$

temos:

$$P = 0 \text{ e } F = 0 \text{ para } Z = \text{cota mínima atingida}$$

$$p = T \text{ e } F = 1 \text{ para } Z = \text{cota máxima atingida}$$

O valor de F indica a frequência acumulada de não ultrapassagem da cota Z . Sua variação representa igualmente a função de repartição da variável Z . Pode-se traçar facilmente as curvas F de Z correspondente a diversos valores de V_t , utilizando os quadros de frequência situados no fim da apuração do computador.

A partir das curvas precedentes, traçadas para um certo número de valores de V_t , é possível determinar os valores de Z correspondentes aos das frequências destacáveis, tais como 0,00 - 0,01 - 0,02 - 0,05 - 0,10, etc. Pode-se então traçar no plano das coordenadas V_t e Z , as curvas de igual frequência F .

Uma paralela ao eixo de V_t da ordenada $Z = Z_P$ cortará estas curvas em pontos de abscissa V_t tais que $F = F_3$ por definição.

O programa não comporta o cálculo direto da frequência de ruína F_4 , mas esta é facilmente determinada para cada valor de

Vt, contando o número de anos em que $Z \leq ZP$ durante 2 meses consecutivos ou mais.

2.4.3 - Curvas de colapso dos açudes

Com a ajuda do mesmo programa, supondo as contribuições e as chuvas nulas e conhecendo a cota do plano d'água no início do ano agrícola, podemos calcular a data na qual a cota Z atinge o valor ZP para vários valores da vazão derivada. Pode-se assim traçar as curvas de colapso dos açudes em função das vazões de derivação (ordenadas) e da data de colapso (abscissa).

3. DADOS NATURAIS DO BALANÇO HIDRÁULICO

NOTA PRELIMINAR

A Missão Hidrológica Alemã (MHA) da SUDENE iniciou, desde 1968, o estudo sistemático da bacia hidrográfica do rio Acaraú, mas não possuímos ainda a síntese dos dados antigos e recentes.

3.1 - Evaporação

Presentemente, nenhum contrôle direto da evaporação sobre lençol d'água livre foi feito na bacia do rio Acaraú.

Assim, usaremos as médias das medidas feitas pelo DNOCS em Forquilha, de 1934 a 1945, com tanques flutuantes quadrados com 1m de lado.

ANO	J	F	M	A	M	J	J	A	S	O	N	D
2283	182	144	146	150	164	172	195	225	229	226	229	221

Assinalamos que o coeficiente de passagem da evaporação no tanque flutuante aquela da represa é aproximadamente igual a 1, segundo o estudo da ORSTOM do Vale do Jaguaribe. Supomos, igualmente que a evaporação é constante de um ano a outro.

3.2 - Pluviometria

111-116

3.2.1 - Homogeneização das observações pluviométricas

Não tendo sido publicado, ao que nos consta, nenhuma es-

tudo hidroclimatológico sistemático da bacia do rio Acaraú, faz-se necessário, primeiro, controlar o valor das observações dos postos susceptíveis de serem utilizados.

Segundo os autores da Monografia do Jaguaribe, o posto de Quixeramobim (38-01-33), do qual se tem os dados de 1934 a 1967, pode servir de referência para um estudo de homogeneização da pluviometria da região. Sua proximidade da bacia do Acaraú lhe permitirá continuar a desempenhar tal papel para o estudo do açude AIRES DE SOUZA.

Em princípio, procuramos no interior da bacia os postos que tivessem uma longa série de observações, condição necessária para tentar uma correlação hidro-pluviométrica sobre 30 anos, no mínimo. Encontramos apenas 2 postos cujo período de funcionamento engloba os anos de 1934 até 1967. Trata-se de:

- AIRES DE SOUZA nº 27 - 78 - 59
- GRAÇA nº 27 - 88 - 15

A aplicação do método de dupla massa mostrou anomalias em cada um destes postos. Voltamos, então, para os postos mais próximos, situados fora da bacia. Um deles possui as qualidades requeridas. Trata-se de:

- CARIRÉ nº 27 - 79 - 90

Este posto apresenta uma sequência completa de dados englobando os anos de 1934 até 1967. As observações são homogêneas com as de Quixeramobim, exceto talvez um pequeno coeficiente corretor, desprezível para os primeiros anos (gráfico 4).

Além disso a média das chuvas registradas neste posto (872 mm de 1914 a 1967) é superior à média anual (1934 - 1967) de AIRES DE SOUZA (704 mm) e se aproxima da média provável, calculada para a bacia hidrográfica do Aires de Souza (1.141 mm, segundo o GEIDA).

CARIRÉ nos servirá portanto de posto de referência para calcular o índice pluviométrico a entrar na correlação hidro-pluviométrica.

AIRES DE SOUZA permitirá calcular a chuva caída sobre a bacia hidráulica; o método de "dupla massa" entre CARIRÉ e AIRES DE SOUZA permitiu estabelecer um coeficiente corretor de 0,74 aplicável a este último posto, para o período de 1945 a 1955 (gráfico 5).

3.2.2 - Comentários sobre a pluviometria da bacia hidrográfica

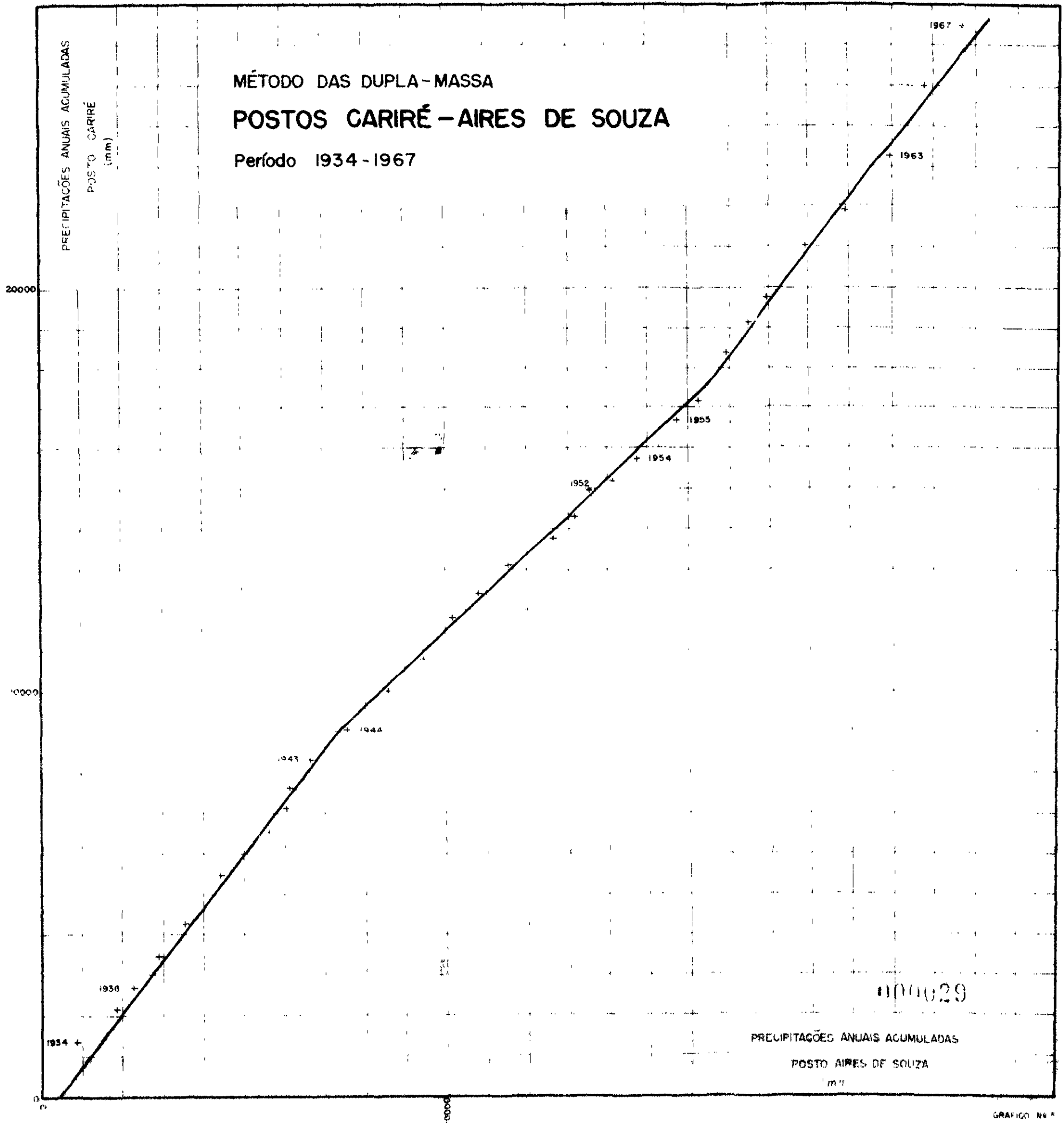
Vimos que a falta de homogeneização nos dados pluviométricos conduziu-nos a afastar os postos da bacia hidrográfica, onde os erros são passíveis de atingir mais ou menos 25 %.

Damos a seguir as principais características das chuvas da bacia, segundo os cálculos do GEIDA:

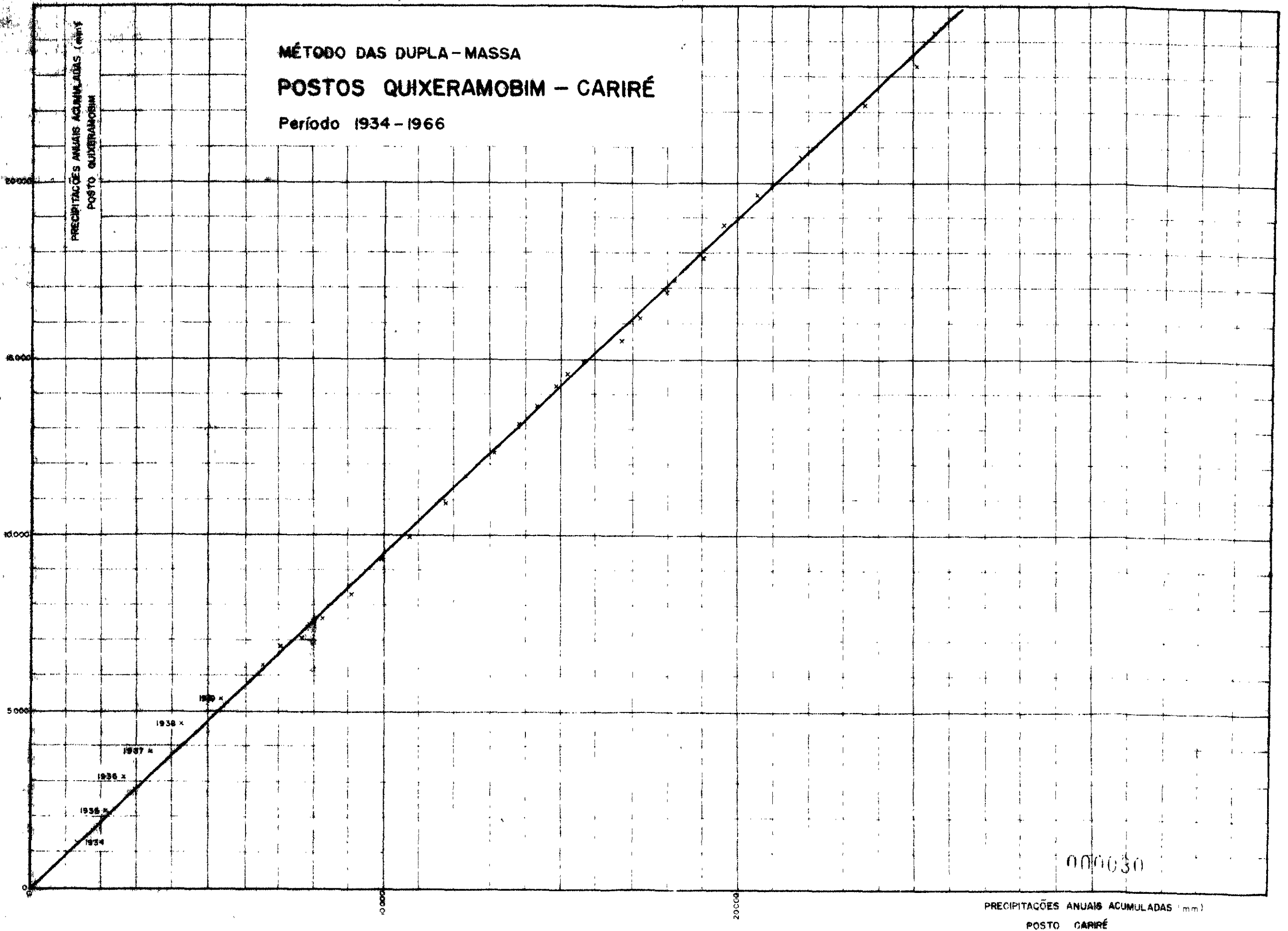
- Média anual = 1.160 mm
- Coeficiente de variação = 0,363

A altura média é nitidamente maior do que seria para uma bacia do mesmo porte do Vale do Jaguaribe; todavia o coeficiente de variação conserva a mesma ordem de grandeza, indicando assim a mesma irregularidade.

A bacia hidrográfica do açude AIRES DE SOUZA é limitada por uma cadeia montanhosa de sentido Noroeste/Sudeste, que se eleva bruscamente de 100 até 800 metros de altitude. Esta situação favorece o efeito orográfico, como nos mostra o quadro seguinte:



MÉTODO DAS DUPLA-MASSA
 POSTOS QUIXERAMOBIM - CARIRÉ
 Período 1934 - 1966



000030

PRECIPITAÇÕES ANUAIS ACUMULADAS (mm)
 POSTO CARIRÉ

NOME DO POSTO	Altitude metros	P. Média mm	CvP	Número SUDENE
AIRES DE SOUZA	80	704	0,329	27 - 78 - 59
CARIRÉ	157	871	0,438	27 - 79 - 90
GRAÇA	190	1.515	0,361	27 - 88 - 15
UBAJARA (*)	370	1.457	0,325	27 - 78 - 71
IBIAPINA(*)	885	1.541	0,350	27 - 78 - 42
SÃO BENEDITO (*)	903	1.951	0,378	27 - 88 - 12

Os postos marcados com um asterisco (*) localizam-se fora da bacia hidrográfica. Destacamos também que três quartos da bacia hidrográfica encontram-se a uma altitude inferior a 100 metros e que a chuva recebida por esta planície é provavelmente inferior a 800 mm em média.

3.3 - Contribuições do rio Jaibara

3.3.1 - Contribuições anuais e mensais

Disponemos de leituras de nível do plano d'água da represa entre 1934 e 1956. Deixamos de lado as observações posteriores a 1956, pois as irrigações empreendidas a partir dessa data poderiam afetar os balanços. Dois casos foram considerados:

1) Não houve sangria:

Foi o caso dos anos 1941-42/1942-43/1952-53 e 1957-58. Reconstituímos os balanços mensais, considerando a evaporação adotada no início do capítulo e da chuva do posto AIRES DE SOUZA, retificada.

2) Houve sangrias:

Os resultados correm o risco de serem menos precisos por duas razões:

a) não estando o sangradouro aferido, contentamo-nos com uma fórmula teórica do tipo:

$$QD = K1 (Z - Z \text{ NOR})^{3/2} \text{ aplicável às soleiras}$$

Craeger

$$- K1 = 2,705 L$$

$$- Z \text{ NOR} = \text{cota da soleira}$$

$$- Z = \text{cota do plano d'água}$$

Sabendo-se que $L = 100$ metros, temos:

$$- Qd = 170,50 (Z - Z \text{ NOR})^{3/2}$$

b) em período de sangrias seria necessário possuir registros contínuos das variações do plano d'água. Ora, no nosso caso, temos às vezes leituras diárias, porém frequentemente observações cada 10 dias e mesmo algumas vezes mensais. Portanto, não é possível indicar com precisão absoluta os volumes escoados pelo sangradouro.

Obtivemos entretanto um certo número de cifras relativas ao escoamento anual, a partir das quais tentamos uma correlação hidro-pluviométrica. Vimos por que razões fomos forçados a abandonar o cálculo da pluviometria média da bacia hidrográfica em vista desta correlação. O índice pluviométrico foi estabelecido tomando-se os dados do posto de CARIRÉ, diminuídos de um valor de 50 mm, para considerar o fato de que o escoamento aparece apenas quando cai uma certa quantidade de água.

Em outros termos, tôdas as precipitações cujas alturas mensais são inferiores a 50 mm não participam da formação do escoamento, mas são totalmente consumidas pela evapotranspiração.

O valor do índice é então:

$$IP = \sum_1^12 (P_{mc} - 50 \text{ mm}) \text{ com } P_{mc} = \text{chuva mensal do posto de CARIRÉ.}$$

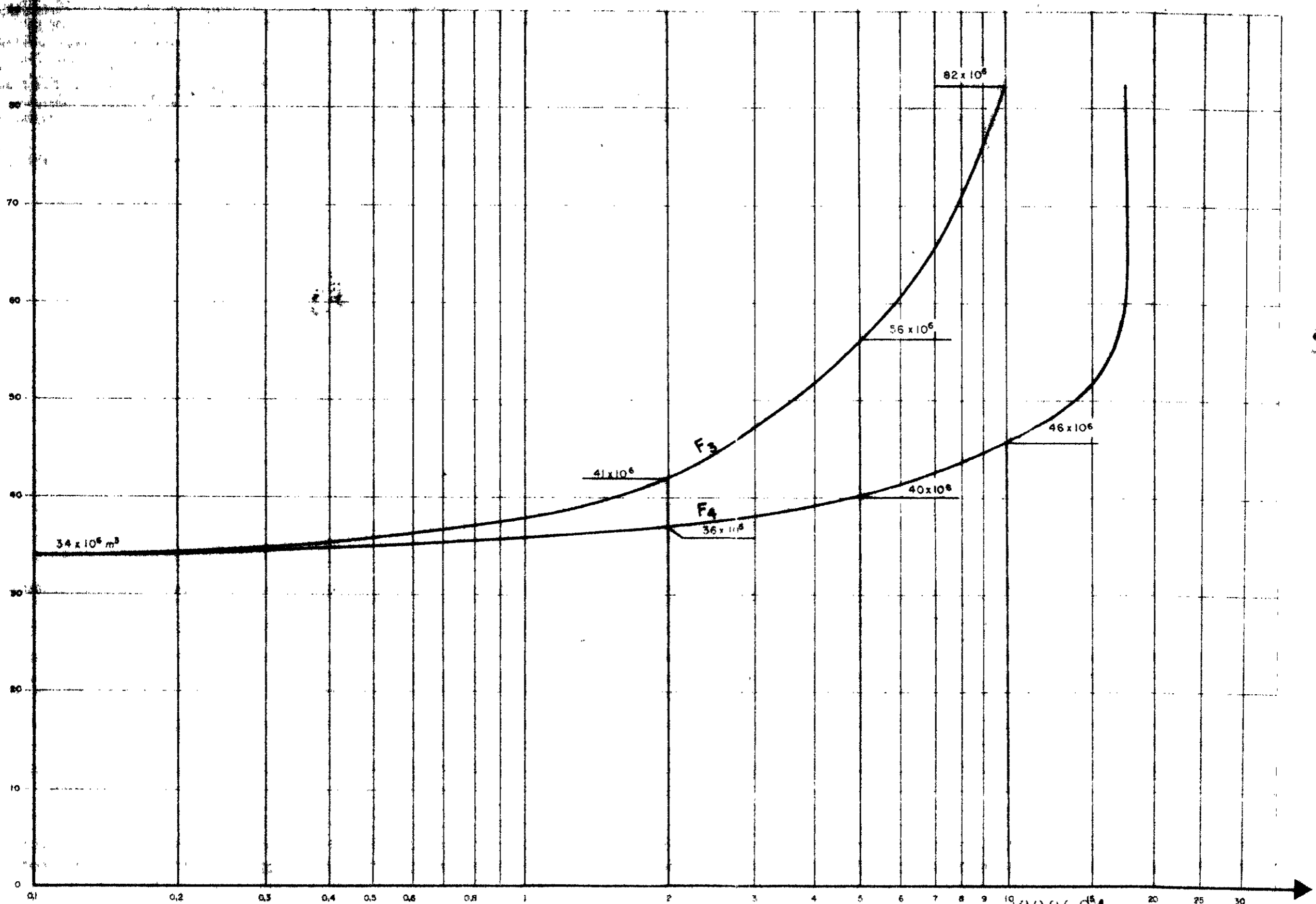
A correlação entre o índice e o escoamento anual é representada na figura 6.

A partir desta correlação, foi possível estabelecer uma sequência completa de 34 anos, contando de 1934 a 1967, sequência esta abaixo resumida. Lembramos que o ano hidrológico começa em 1º de outubro e termina em 30 de setembro.

PLAN DE OBRAS DE SANEAMIENTO

PROYECTO DE TRATAMIENTO DE AGUAS RESIDUALES (F3, F4)

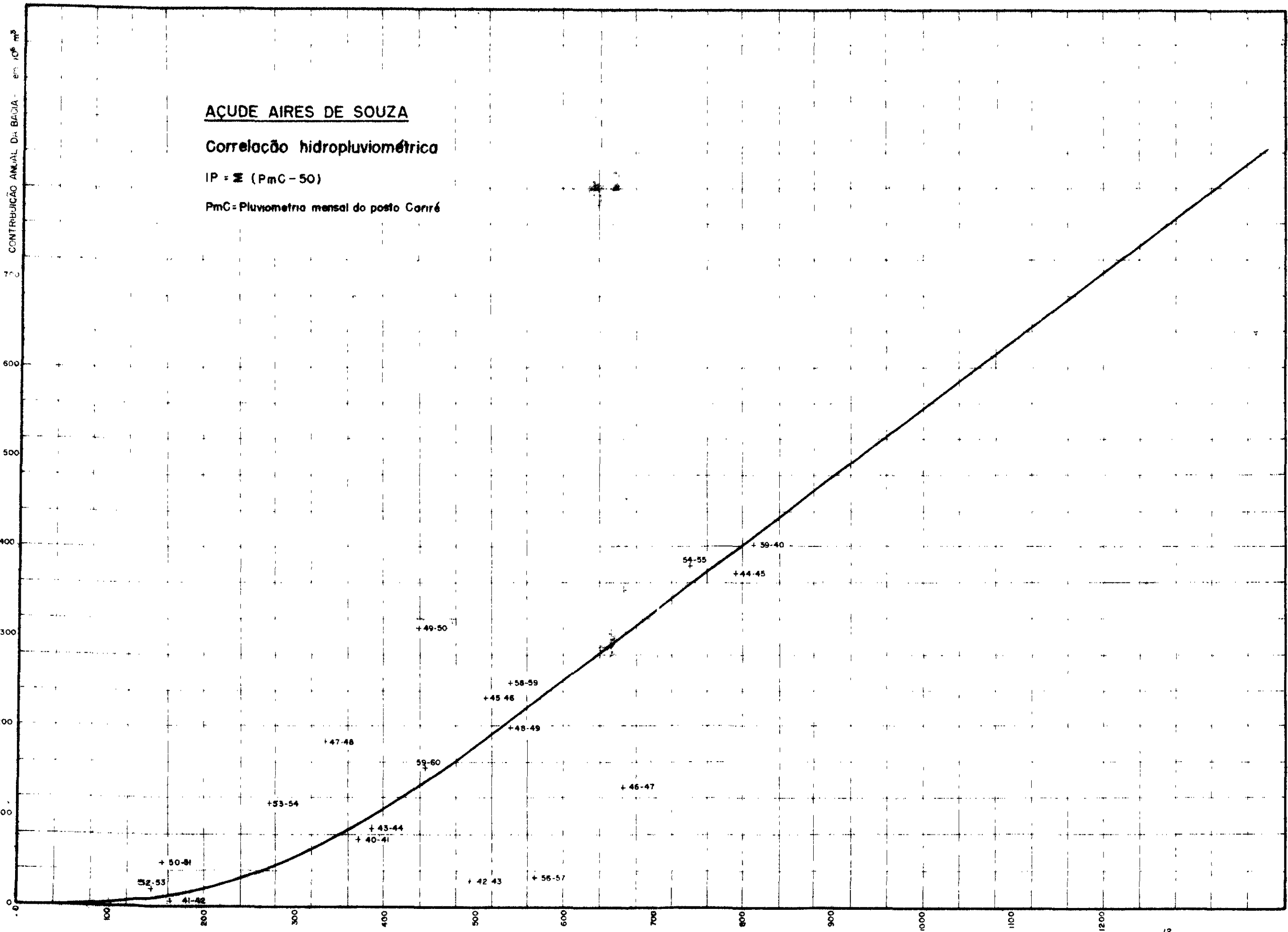
ALCANTARILLADO - 93.00 ZP - 84.00



000034

F3 - F4 sm 2/0

GRÁFICO Nº 10



000035 $IP = \Sigma (PmC - 50)$ mm

ANO HIDROLÓGICO	Q 10^6 m^3	L (mm)
34	540,0	492
1934 - 35	155,0	141
36	50,0	45,5
37	135,0	123
38	238,0	216
39	282,0	256
1939 - 40	406,0	369
41	75,0	68
42	5,5	0,5
43	175,0	159
44	87,1	79
1944 - 45	395,0	359
46	190,0	173
47	305,0	277
48	70,0	63,5
49	200,0	182
50	135,0	123
51	10,0	9
52	155,0	136
53	8,0	7,5
54	40,0	36
1954 - 55	380,0	345
56	95,0	86
57	230,0	209
58	2,0	0,2
59	210,0	190
1959 - 60	128,0	116
61	590,0	535
62	285,0	259
63	295,0	268
64	565,0	514
1964 - 65	395,0	359
66	18,0	16
67	270,0	245

Valôres característicos:

- contribuição média anual \bar{M} = $209 \times 10^6 \text{ m}^3$
- lâmina escoada média \bar{L} = 190 mm
- coeficiente de variação Cvq = 0,787
- contribuição anual max. = $590 \times 10^6 \text{ m}^3$ (1961)
- contribuição anual mín. = $2 \times 10^6 \text{ m}^3$ (1958)
- chuva média \bar{P} = 1.141 mm (segundo o
GEIDA)
- coeficiente de escoamento = 16,7 %

Como já era previsto, constatata-se que o escoamento é bastante irregular, mas que o coeficiente médio de escoamento é relativamente forte.

Os volumes anuais escoados foram em seguida divididos mensalmente, em função dos índices pluviométricos de cada mês, para constituir uma série cronológica de $34 \times 12 = 408$ contribuições mensais. Os resultados desta divisão encontram-se consignados no quadro cronológico anexo, que agrupa igualmente todos os outros dados do balanço hidráulico introduzidos no computador.

3.3.2 - Hidrograma de cheia teórica

Dispondo apenas das variações do plano d'água da represa, é impossível se reconstituir fielmente os hidrogramas das cheias que atingiram o açude, no decorrer do período observado. De qualquer forma como não se trata de dimensionar um sangradouro já existente mas, sobretudo, de avaliar aproximadamente as vazões escoadas, recorreremos para o modelo, a uma cheia padrão, com o mesmo diagrama de distribuição, qual quer que seja a importância da cheia de volume VQ .

$$VQ = \beta_1 VQ + \dots + \beta_i VQ + \dots + \beta_{NC} VQ$$

Onde NC é o tempo de base da cheia, medido em dias.

Admitimos também que as cheias participam na mesma proporção p das contribuições R dos meses nos quais há sangria. De onde $VQ = pR$.

O exame das leituras do nível da represa nos levou a admitir os seguintes parâmetros :

$$NC = 4 \text{ dias}$$

$$VQ = 0,60 R$$

Diagrama de distribuição da cheia				
	1º dia	2º dia	3º dia	4º dia
β %	35,62	32,77	18,44	13,17

4. RESULTADOS DA GESTÃO FICTÍCIA

4.1 - Recapitulação das definições

- Vt = Derivação anual nominal
- 0,8 Vt = Derivação anual reduzida
- F2 = Frequência de aplicação da política reduzida
- F3 = Frequência de colapso = $\left(\frac{m}{M}\right)$ ou número de meses no decorrer dos quais $Z < ZP$, dividido pelo número total de meses da gestão fictícia.
- F4 = Frequência de ruína = $\left(\frac{n}{N}\right)$ ou número de anos marcados por uma interrupção das irrigações durante mais de 2 meses consecutivos, dividido pelo número total de anos da gestão fictícia.

NOTA :

Existe uma relação variável entre as duas frequências F3 e F4. Quando F3 = 0, F4 é forçosamente igual a 0. Em contrapartida, F4 pode ser nulo para valores não nulos de F3.

4.2 - Testes efetuados

O quadro seguinte dá a lista de cálculos efetuados em Paris para o açude AIRES DE SOUZA, com as hipóteses correspondentes a cada um. Levando-se em conta o sub-dimensionamento do açude julgamos interessante calcular as vazões deriváveis possíveis após su-

per elevação da barragem de 5 e 10 metros. Para todos os testes, o período de referência T estende-se por 34 anos, de 1933 a 1966, inclusive.

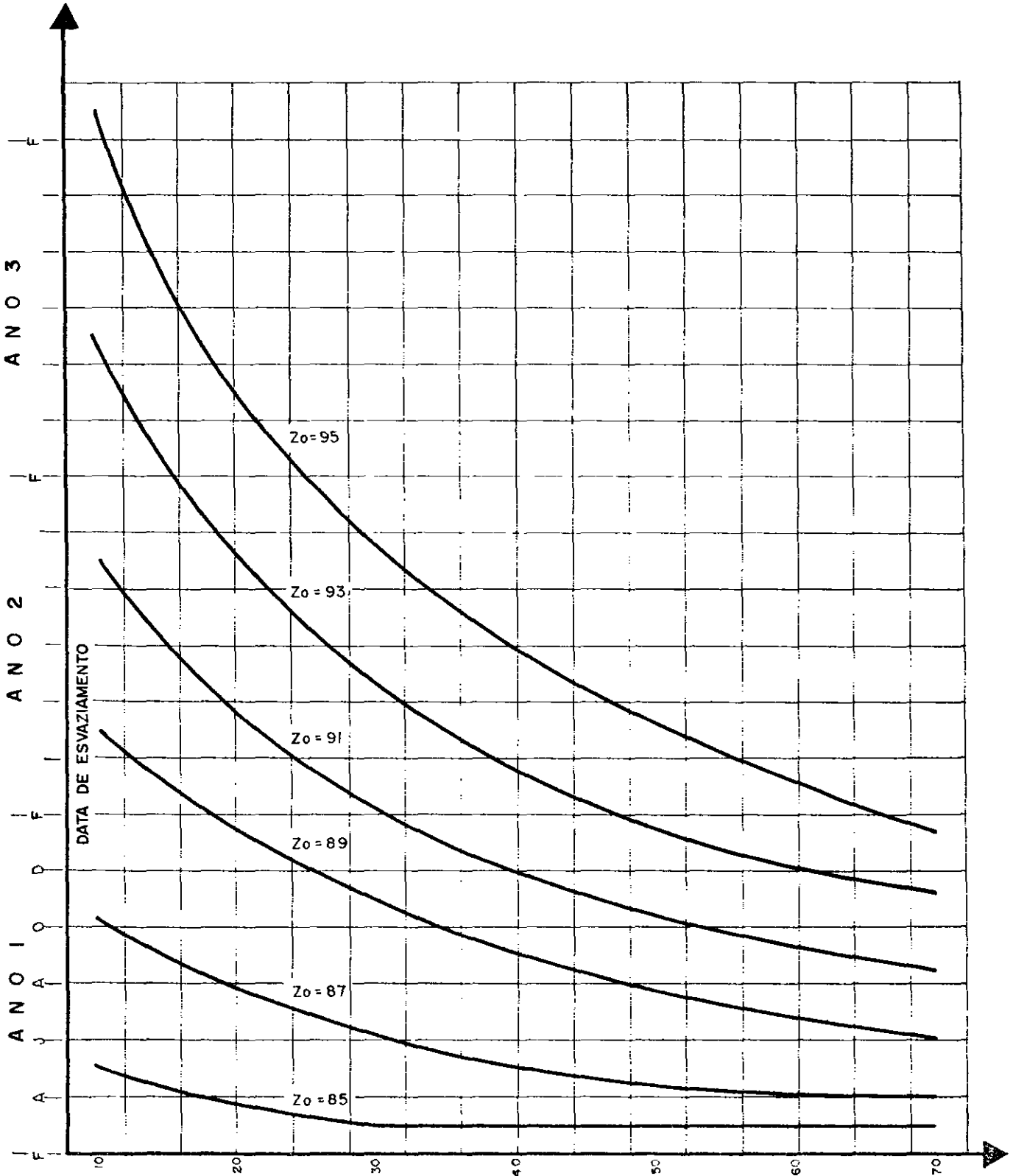
TESTES Nº	Z NOR (m)	Z RE (m)	VT(x 10 ⁶ m ³)
33	95,00	87,00	21
54	95,00	87,00	30
55	95,00	76,00	0
56	95,00	76,00	20
57	95,00	76,00	40
58	95,00	87,00	50
59	95,00	76,00	60
60	95,00	87,00	56
61	95,00	87,00	62
62	100,00	78,00	40
63	100,00	78,00	60
64	100,00 *	78,00	80
65	105,00	78,00	50
66	105,00	78,00	70
67	105,00	78,00	90

Além destes testes principais, 66 testes reduzidos foram efetuados para que fosse possível traçar as curvas de colapso do açude, segundo a metodologia exposta no item 2.4. Estes testes permitiram estabelecer as séries de curvas dos gráficos 7 e 8 fornecendo a data de esvaziamento do açude ($Z < 84,00$ m) em função do volume de derivação anual V_t e da cota do plano d'água em 1º de fevereiro (data adotada para o início da estação agrícola).

AÇUDE AIRES DE SOUZA

Curvas de esvaziamento do açude

Z₀ = Cota do plano d'água no início de fevereiro



000041

VOLUME ANUAL DERIVADO (em 10⁶m³)

GRÁFICO Nº 7

4.3 - Volumes anuais deriváveis4.3.1 - Primeira hipótese: Barragem atual

No atual estado da barragem:

Z NOR = 95,00 m

ZP = 84,00 m

e com um nível de aplicação da política reduzida (ZRE) fixada na cota 87,00 m, os testes de gestão fictícia deram os seguintes resultados:

TESTES Nº	Volume testado (x 10 ⁶ m ³)	Volume médio derivado (1) (x 10 ⁶ m ³)	F 2 (%)	F 3 (%)	F 4 (%)	Cota mínima (Z min)
33	21	21,00	0,00	0,00	0,00	87,86m
54	30	29,82	1,45	0,00	0,00	86,02m
57(2)	40	40,00	-	1,80	5,90	80,87m
58	50	47,53	7,50	3,70	14,70	74,67m
60	56	52,49	9,50	5,10	17,60	74,57m
61	62	56,89	11,13	6,40	17,60	74,57m

Observações:

(1) o volume médio derivado é igual à média ponderada dos volumes normais e reduzidos extraídos da barragem durante os 34 anos do programa.

(2) o volume de 40 x 10⁶ m³, foi testado sem política reduzida. É por esse motivo que não fornecemos o valor de F2.

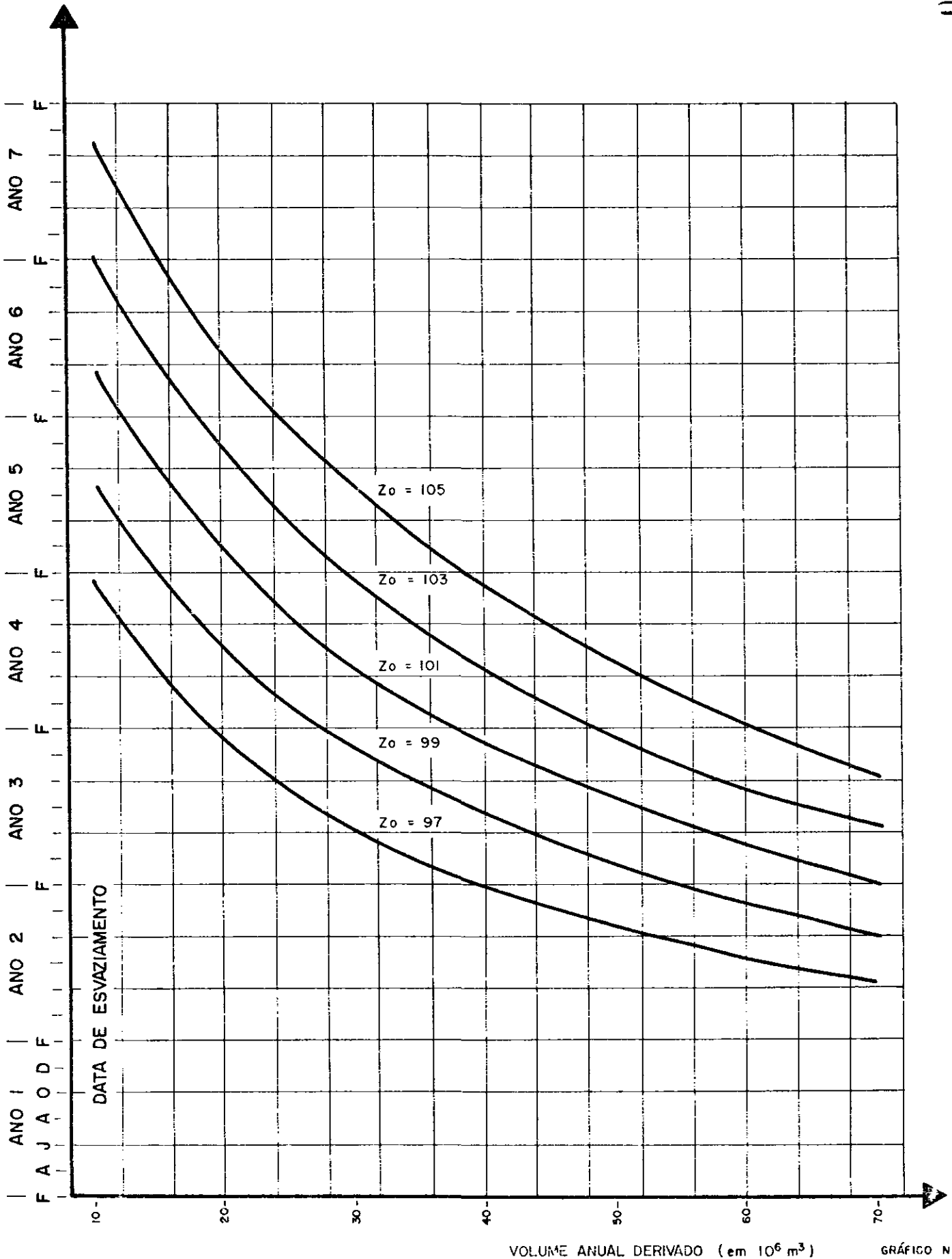
No quadro precedente, salienta-se que o volume derivável garantido a 100 % (F3 = F4 = 0), está compreendido entre 30 e 40 x 10⁶ m³.

ACUDE AIRES DE SOUZA

Curvas de esvaziamento do açude

Z₀ = Cota do plano água no início de fevereiro

000043



O valor exato deste volume pode ser tirado da curva de igual frequência $F_3 = F_4 = 0$ traçada a partir dos pares de valores V_t e Z_{\min} . (ver gráfico 9).

Nêsse gráfico, lê-se para $Z_P = 84$ $V_t = 34 \times 10^6 \text{ m}^3$.

Os volumes deriváveis correspondentes a valores destacáveis de F_3 e F_4 foram determinados, traçando-se as curvas V_t de F (ver gráfico 10).

Lê-se:

F 3 (%)	$V_t (\times 10^6 \text{ m}^3)$
0	34
2	41
5	56
10	82

F 4 (%)	$V_t (\times 10^6 \text{ m}^3)$
0	34
2	36
5	40
10	46

Lembramos que o açude AIRES DE SOUZA abastece de água potável a cidade de Sobral, o que exige uma segurança total. Portanto, as derivações anuais não deverão ultrapassar $34 \times 10^6 \text{ m}^3$.

4.3.2 Segunda hipótese: Rebaixamento da tomada d'água, da cota 84,00 para a cota 80,00 m

Eliminando-se as quedas localizadas na bacia a jusante da tomada d'água e sifonando-se as vazões, é possível explorar a barragem até 80,00m em vez de 84,00m.

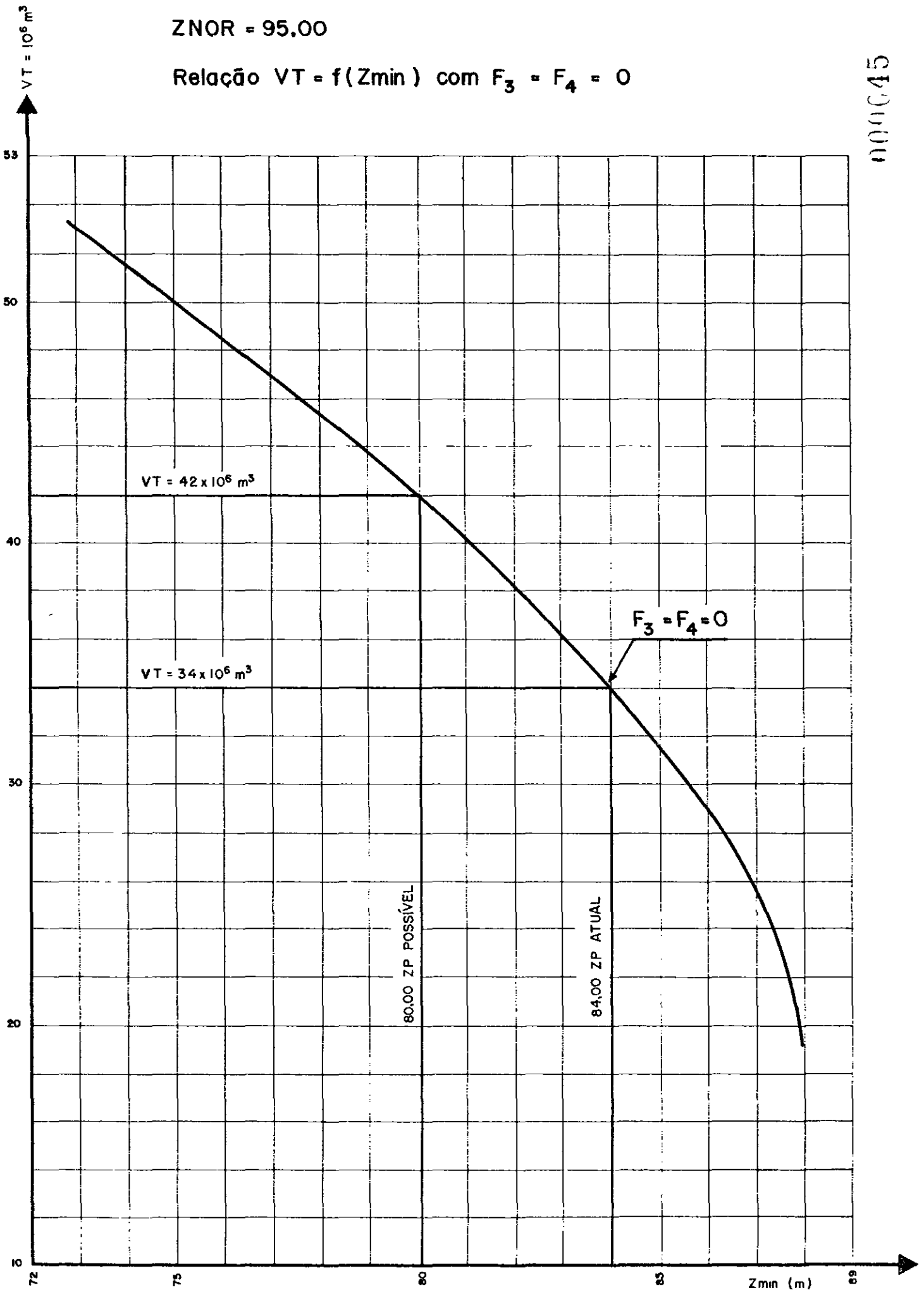
Ganha-se em altura útil 4 metros, obtendo-se os novos volumes deriváveis, abaixo mencionados, extraídos do gráfico 11.

AÇUDE AIRES DE SOUZA

ZNOR = 95,00

Relação $VT = f(Z_{min})$ com $F_3 = F_4 = 0$

000045



F 3 (%)	Vt ($\times 10^6 \text{ m}^3$)
0	42
2	54
5	70
10	-

F 4 (%)	Vt ($\times 10^6 \text{ m}^3$)
0	42
2	43
5	48
10	59

4.3.3 Terceira hipótese: Super elevação da barragem à cota 100, combinada com um rebaixamento da tomada para a cota 80,00 m

Nestas condições, a altura útil é de 20 metros.

Resultados dos testes (sem política reduzida):

TESTE Nº	Volume testado ($\times 10^6 \text{ m}^3$) VT	Volume médio derivado ($\times 10^6 \text{ m}^3$)	F 3 (%)	F 4 (%)	Cota mínima (Z min)
62	40	40	0	0	89,83 m
63	60	60	0	0	81,82 m
64	80	77	1,4	5,9	74,57 m

A partir dos gráficos 12 e 13, tira-se os seguintes valores:

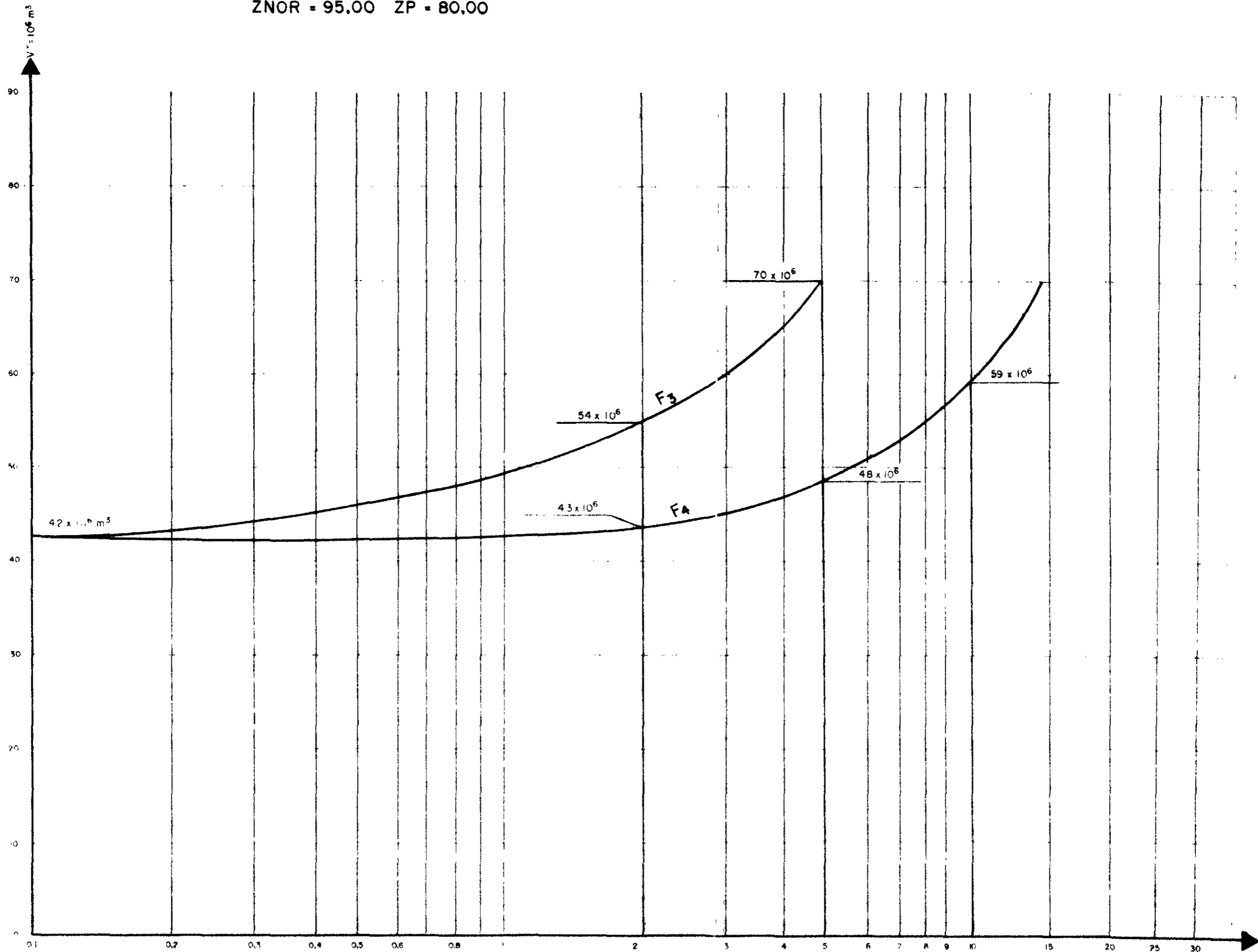
F 3 (%)	Vt ($\times 10^6 \text{ m}^3$)
0	65
2	85
5	-
10	-

F 4 (%)	Vt ($\times 10^6 \text{ m}^3$)
0	65
2	72,5
5	78
10	-

ACUDE AIRES DE SOUZA

Relação $VT = f(F_3, F_4)$

ZNOR = 95.00 ZP = 80,00



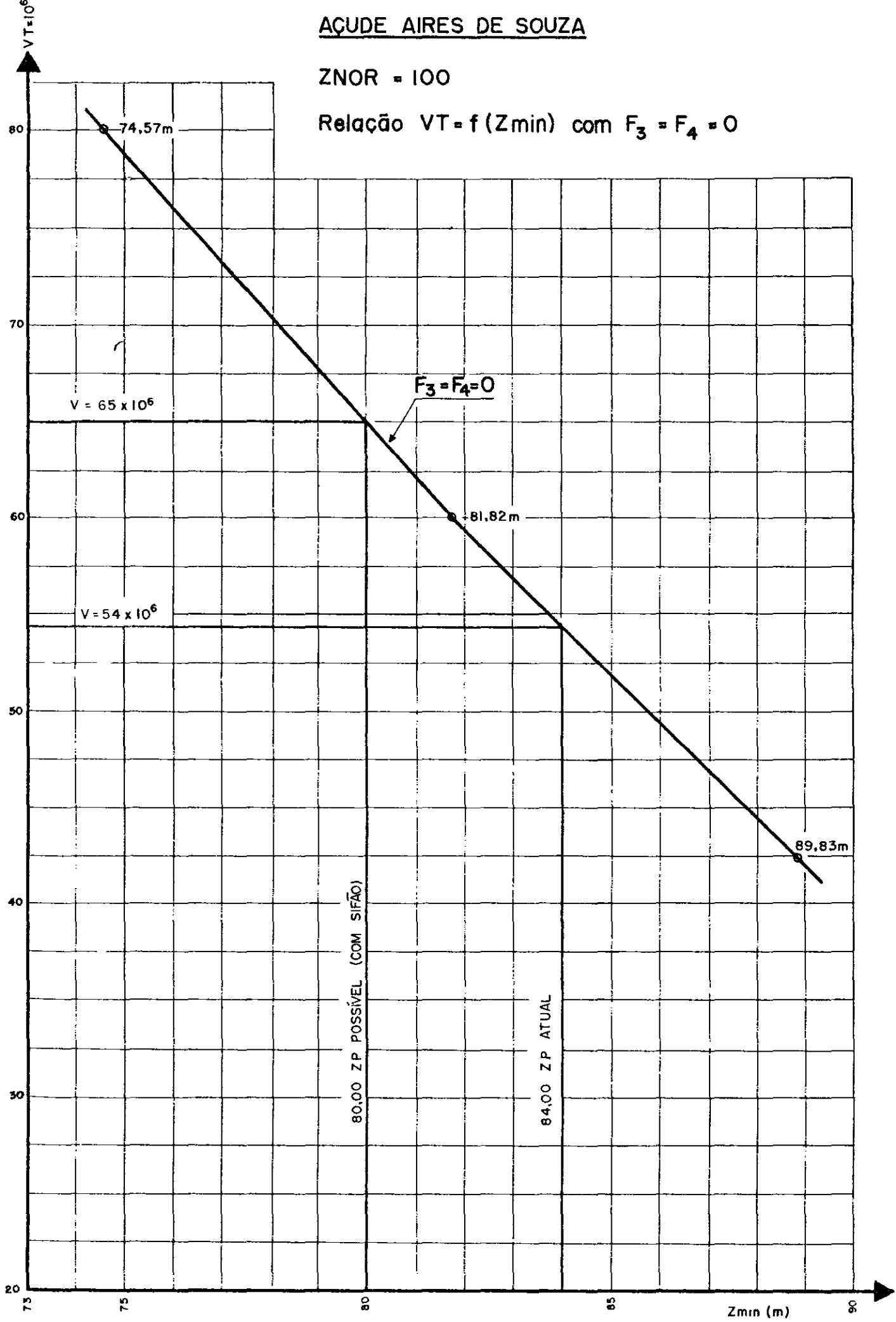
000047 $F_3 - F_4$ em %

GRÁFICO Nº 11

AÇUDE AIRES DE SOUZA

ZNOR = 100

Relação $VT = f(Z_{min})$ com $F_3 = F_4 = 0$



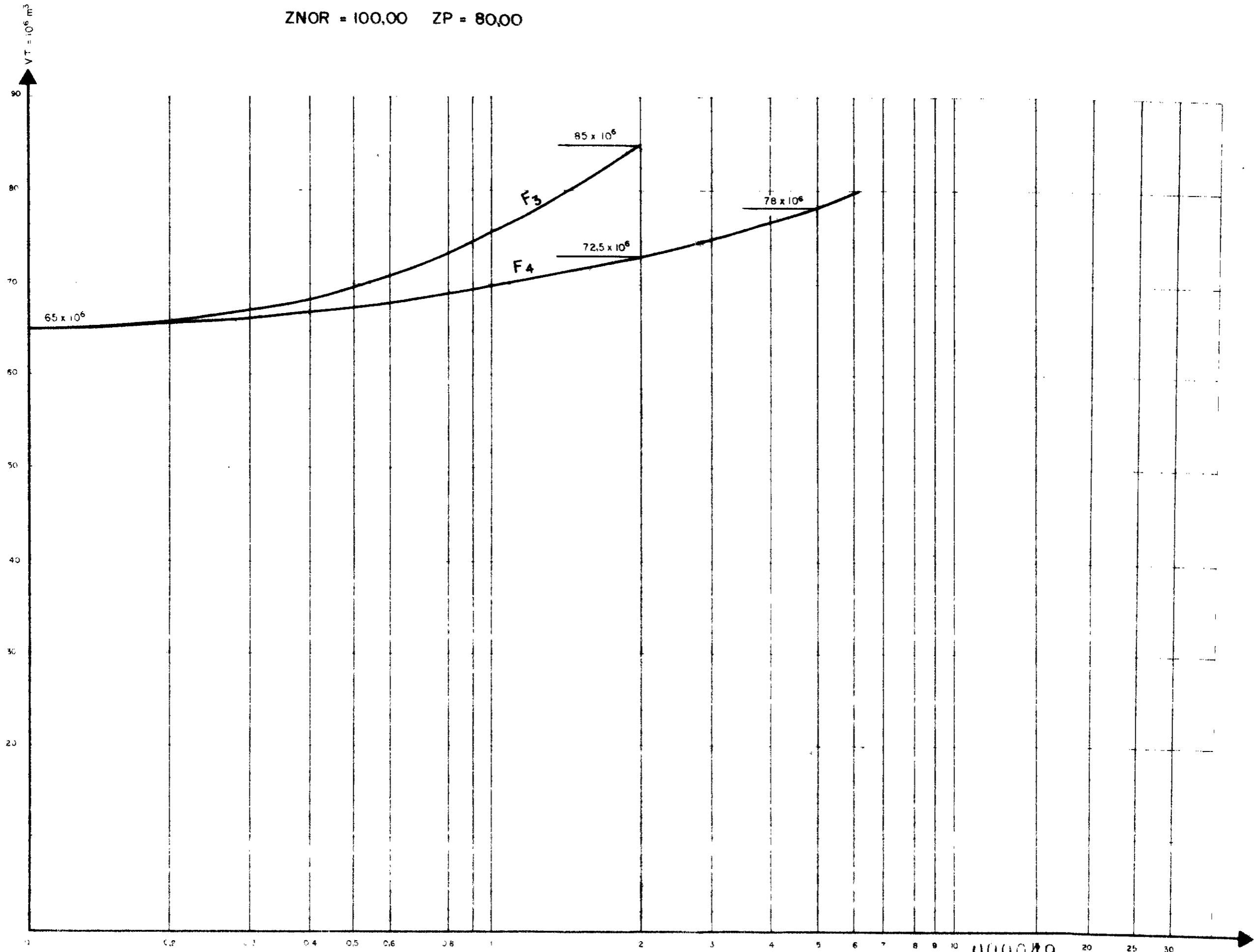
000048

GRÁFICO Nº 12

AÇUDE AIRES DE SOUZA

Relação $VT = f(F_3, F_4)$

ZNOR = 100,00 ZP = 80,00



000049

T₀ RT %

Sem rebaixamento da cota da tomada, ou seja $ZP=84,00m$, obter-se-ia (ver gráfico 4) :

F 3 (%)	Vt ($\times 10^6 m^3$)	F 4 (%)	Vt ($\times 10^6 m^3$)
0	54	0	54
2	75	2	57,5
5	-	5	68
10	-	10	77,5

4.3.4 Quarta hipótese: Super elevação da barragem para a cota 105 e rebaixamento da tomada para a cota 80

Esta hipótese apresenta apenas um interesse teórico, pois as condições topográficas não permitem tal super elevação.

Resultados dos testes (sem política reduzida):

TESTE Nº	Volume testado ($\times 10^6 m^3$)	Volume derivado médio ($\times 10^6 m^3$)	F 3 (%)	F 4 (%)	Z min
65	50	50	0	0	94,26
66	70	70	0	0	85,86
67	90	88,73	1,32	2,9	74,53

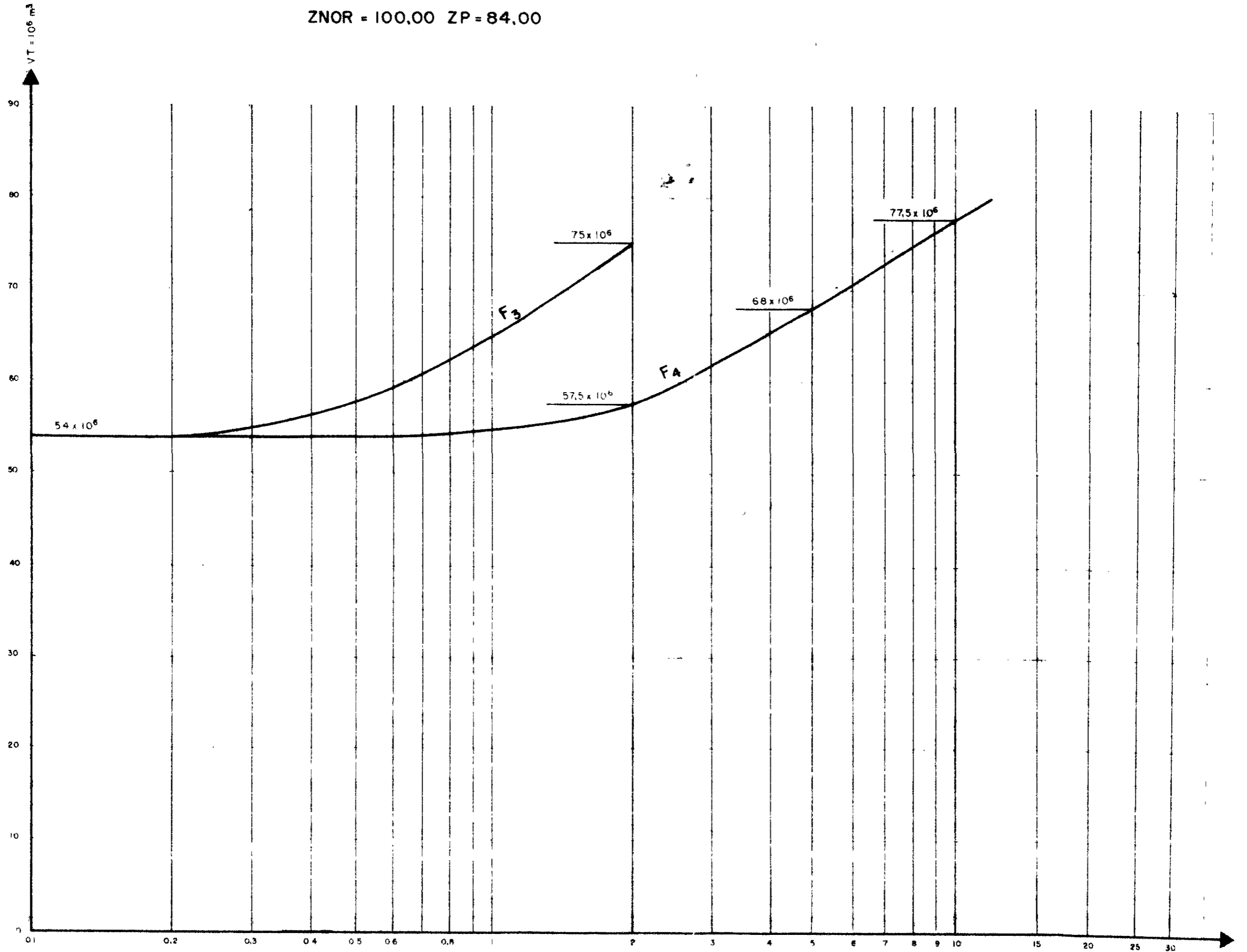
Valores característicos (ver gráfico 15):

F 3 (%)	Vt ($\times 10^6 m^3$)	F 4 (%)	Vt ($\times 10^6 m^3$)
0	82	0	82
2	93	2	87,5

AÇUDE AIRES DE SOUZA

Relação $VT = f(F_3, F_4)$

ZNOR = 100.00 ZP = 84.00



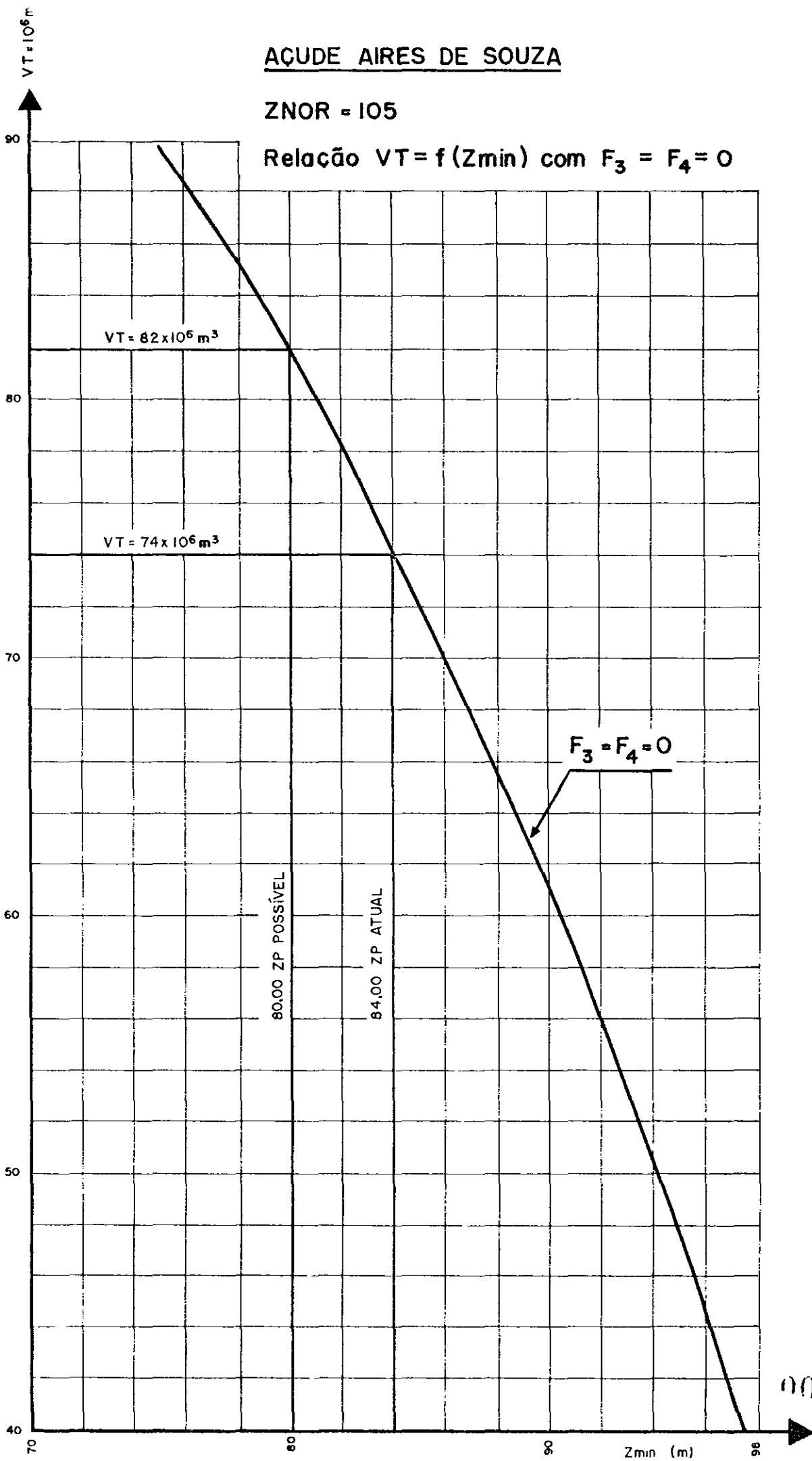
000051

F_3, F_4 em %

AÇUDE AIRES DE SOUZA

ZNOR = 105

Relação $VT = f(Z_{min})$ com $F_3 = F_4 = 0$



000052

4.3.5 - Conclusões

Apresentamos uma síntese dos resultados em forma de gráficos, nºs 16 e 17, os quais permitem determinar rapidamente para diferentes cotas de Z NOR - ZP e para as frequências destacáveis $F4 = 0,00 - 0,02 - 0,05 - 0,10$ os valores correspondentes do volume anual derivável.

4.4 - Vazões máximas de sangria

Como assinalamos no capítulo II, por intermédio de certas hipóteses simplificadoras sob a forma das cheias, o programa é estabelecido de modo a calcular a vazão máxima escoada pelo sangradouro.

Os resultados estão classificados no quadro adiante:

- na primeira coluna, estão inscritas as frequências naturais à ultrapassagem
- na segunda coluna, encontram-se as vazões correspondentes.

Sabe-se que as vazões máximas anuais seguem aproximadamente certas leis de probabilidade: MM. DUBREUIL, GIRARD e HERBAUD aplicaram para o Jaguaribe a lei de GOODRICH. Para as vazões escoadas, o fenômeno é mais complexo, pois outros fatores entram em jogo, tais como o estado da represa no momento da cheia. Neste caso é difícil ajustar as vazões máximas escoadas, seguindo uma lei de probabilidade.

Assim, contentamo-nos das frequências experimentais para estimar as vazões de período de retorno, de 10, 20 e 50 anos:

T = 10 anos	Q = 450 m ³ /seg
T = 20 anos	Q = 480 m ³ /seg
T = 50 anos	Q = 500 m ³ /seg.

Vazões classificadas de sangria:

F (%) (1)	Q m ³ /s	F (%) (1)	Q m ³ /s
1,5	541	43	243
4,5	473	46	231
7,5	455	49	226
10	450	51	220
13	433	54	213
16	417	57	201
19	405	60	176
22	366	63	149
25	329	66	100
28	288	69	83
31	272	72	66
34	267	75	51
37	260	78	37
40	248	81	10

(1) Frequência natural de ultrapassagem

$$F = \frac{n - 0,5}{N}$$

n = "rang"

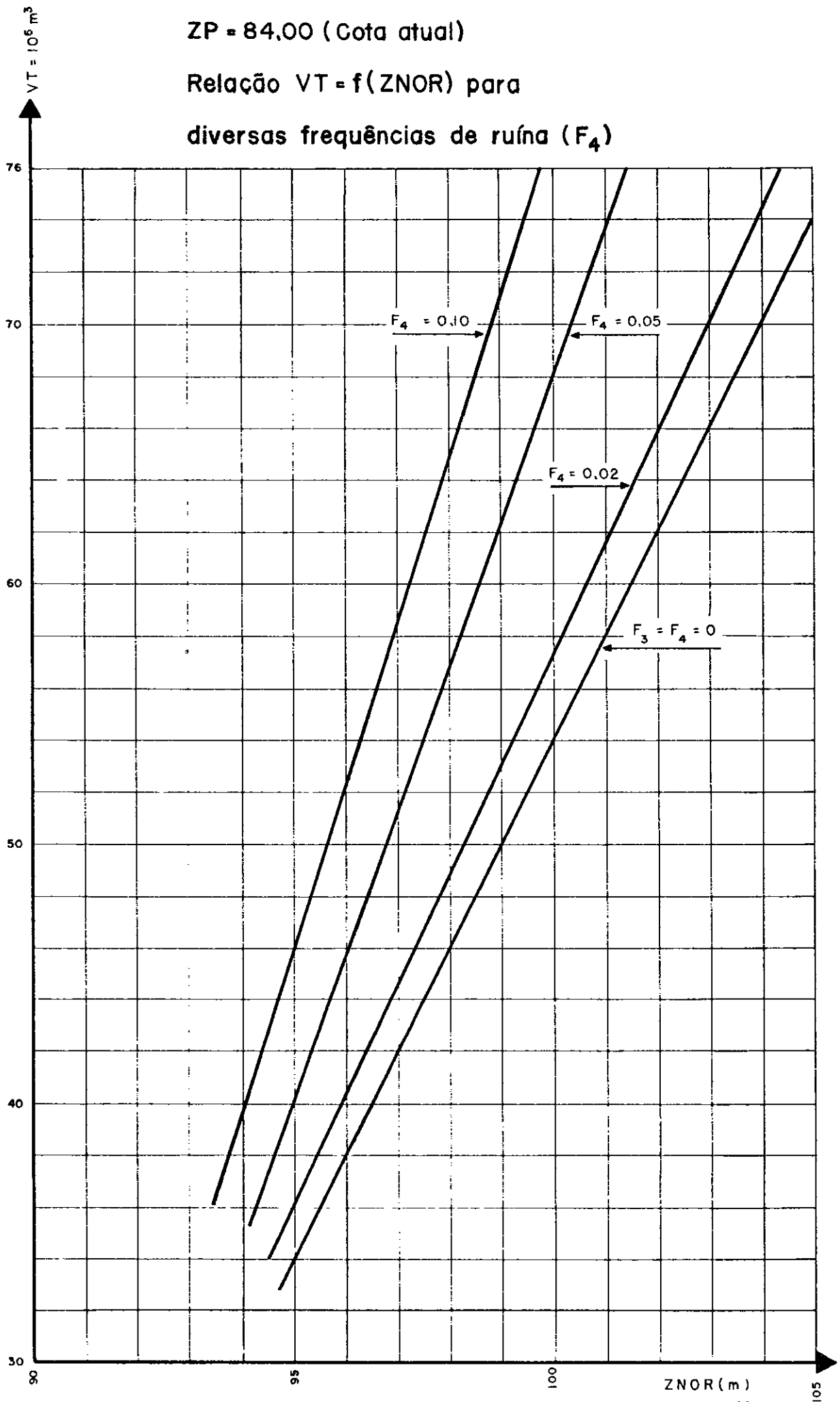
N = efetivo total

AÇUDE AIRES DE SOUZA

ZP = 84,00 (Cota atual)

Relação $VT = f(Z_{NOR})$ para

diversas frequências de ruína (F_4)



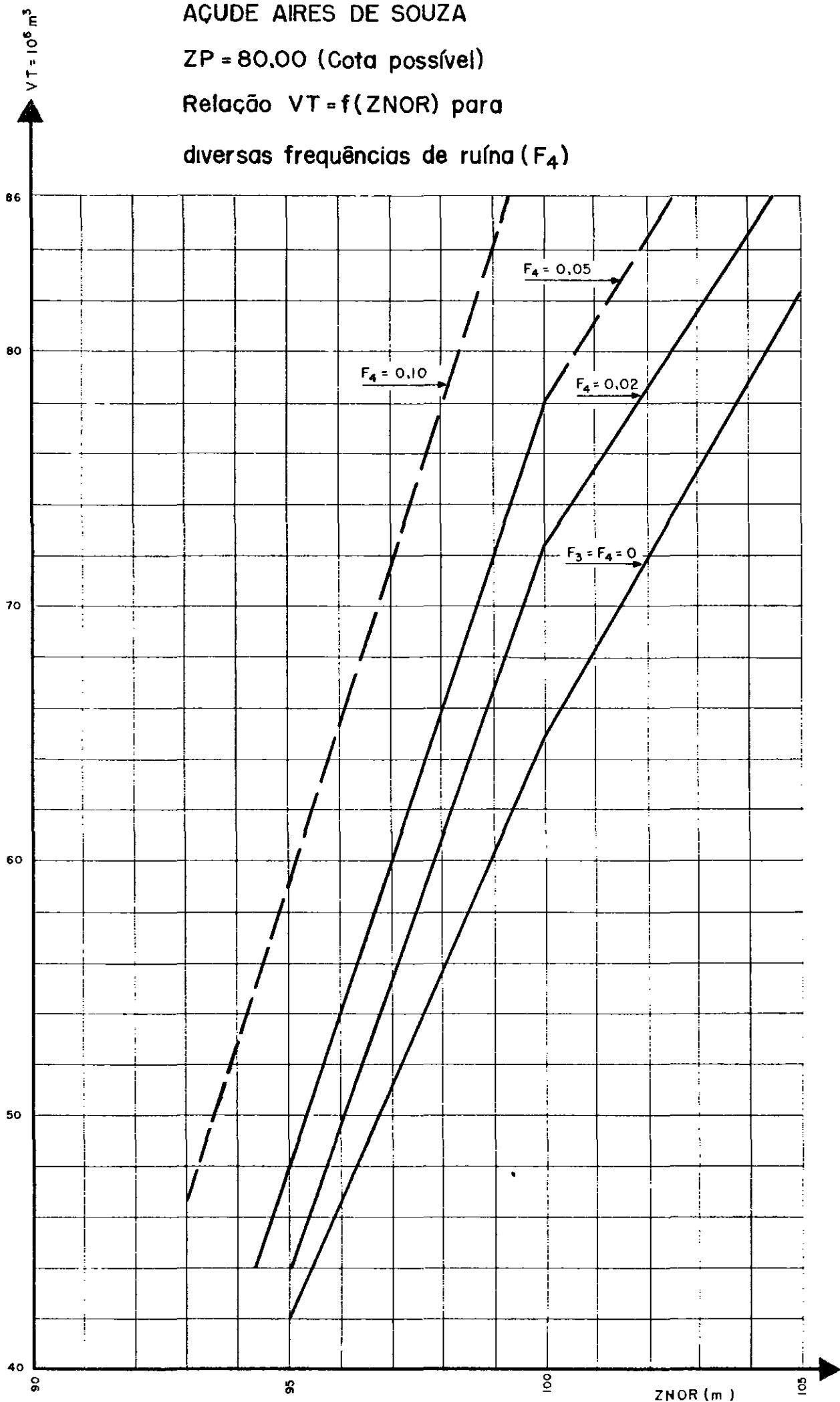
000055

AGUDE AIRES DE SOUZA

ZP = 80,00 (Cota possível)

Relação $VT = f(ZNOR)$ para

diversas frequências de ruína (F_4)



000056

GRÁFICO Nº 17

DADOS DO BALANÇO HIDRÁULICO :

000057

MÊS	CONTRIBUIÇÕES MENSAS EM 10 ⁶ m ³	PLUVIOMETRIA MENSAL EM mm	EVAPORAÇÃO MENSAL EM mm	ANO	MÊS	CONTRIBUIÇÕES MENSAS EM 10 ⁶ m ³	PLUVIOMETRIA MENSAL EM mm	EVAPORAÇÃO MENSAL EM mm
1	0	0	182	1938	1	0	26	182
2	69,225	100	144		2	0	6	144
3	161,155	338	146		3	114,235	239	146
4	158,940	212	150		4	120,050	220	150
5	91,375	167	164		5	3,740	36	164
6	59,255	38	172		6	0	11	172
7	0	0	195		7	0	7	195
8	0	0	225		8	0	0	225
9	0	0	229		9	0	0	229
10	0	0	226		10	0	0	226
11	0	0	229		11	0	1	229
12	0	44	221		12	0	27	221
1	4,345	87	182	1939	1	0	39	182
2	15,035	266	144		2	93,030	303	144
3	46,105	205	146		3	86,640	218	146
4	74,505	181	150		4	70,015	106	150
5	15,035	143	164		5	32,290	132	164
6	0	110	172		6	0	40	172
7	0	2	195		7	0	45	195
8	0	0	225		8	0	1	225
9	0	0	229		9	0	0	229
10	0	0	226		10	0	10	226
11	0	0	229		11	0	0	229
12	0	2	221		12	0	0	221
1	9,755	35	182	1940	1	1,730	146	182
2	11,640	111	144		2	0,216	72	144
3	7,535	175	146		3	114,000	189	146
4	10,785	80	150		4	170,000	354	150
5	10,270	70	164		5	82,000	149	164
6	0	36	172		6	38,000	78	172
7	0	4	195		7	0	10	195
8	0	0	225		8	0	7	225
9	0	0	229		9	0	0	229
10	0	1	226		10	0	5	226
11	0	0	229		11	0	0	229
12	0	4	221		12	0	0	221
1	0	5	182	1941	1	0,330	2	182
2	49,535	186	144		2	0,325	69	144
3	30,030	112	146		3	24,000	216	146
4	36,840	156	150		4	38,000	130	150
5	17,335	182	164		5	12,500	87	164
6	1,240	45	172		6	0	4	172
7	0	7	195		7	0	2	195
8	0	0	225		8	0	0	225
9	0	0	229		9	0	0	229
10	0	0	226		10	0	0	226
11	0	1	229		11	0	0	229
12	0	0	221		12	0	0	221

DADOS DO BALANÇO HIDRÁULICO :

000058

2	MÊS	CONTRIBUIÇÕES MENSAIS EM 10 ⁶ m ³	PLUVIOMETRIA MENSAL EM mm	EVAPORAÇÃO MENSAL EM mm	ANO	MÊS	CONTRIBUIÇÕES MENSAIS EM 10 ⁶ m ³	PLUVIOMETRIA MENSAL EM mm	EVAPORAÇÃO MENSAL EM mm
	1	0	0	182		1946	1	40,745	200
2	0,416	68	144	*	2	77,415	97	144	
3	1,555	48	146		3	30,372	118	146	
4	3,201	35	150		4	39,630	167	150	
5	0	5	164		5	1,850	118	164	
6	0	5	172		6	0	20	172	
7	0	0	195		7	0	0	195	
8	0	0	225		8	0	0	225	
9	0	0	229		9	0	0	229	
10	0	0	226		10	0	0	226	
11	0	0	229		11	0	0	229	
12	30,885	6	221		12	0	52	221	
3	1	22,720	68	182	1947	1	49,530	0	182
2	0	35	144	*	2	86,215	153	144	
3	49,700	189	146		3	91,720	105	146	
4	58,220	119	150		4	77,500	252	150	
5	13,490	72	164		5	0	134	164	
6	0	26	172		6	0	2	172	
7	0	37	195		7	0	3	195	
8	0	0	225		8	0	0	225	
9	0	0	229		9	0	0	229	
10	0	0	226		10	0	0	226	
11	0	0	229		11	13,165	35	229	
12	0	11	221		12	0	16	221	
4	1	1,875	27	182	1948	1	0	25	182
2	1,455	24	144	*	2	8,775	101	144	
3	16,535	230	146		3	6,690	95	146	
4	45,000	189	150		4	24,870	109	150	
5	21,000	147	164		5	16,510	100	164	
6	1,220	10	172		6	0	7	172	
7	0	0	195		7	0	14	195	
8	0	0	225		8	0	0	225	
9	0	0	229		9	0	0	229	
10	0	0	226		10	0	0	226	
11	0	0	229		11	0	0	229	
12	40,000	74	221		12	0	4	221	
5	1	14,000	71	182	1949	1	0,540	28	182
2	113,500	308	144	*	2	4,025	161	144	
3	134,500	231	146		3	84,000	175	146	
4	35,000	137	150		4	48,000	106	150	
5	58,000	154	164		5	52,500	70	164	
6	0	66	172		6	7,700	16	172	
7	0	21	195		7	3,100	0	195	
8	0	0	225		8	0,235	0	225	
9	0	0	229		9	0	0	229	
10	0	0	226		10	0	0	226	
11	0	0	229		11	0	14	229	
12	0	0	221		12	0	0	221	

DADOS DO BALANÇO HIDRÁULICO :

000059

MÊS	CONTRIBUIÇÕES MENSIS	PLUVIOMETRIA MENSAL	EVAPORAÇÃO MENSAL	ANO	MÊS	CONTRIBUIÇÕES MENSIS	PLUVIOMETRIA MENSAL	EVAPORAÇÃO MENSAL
	EM 10 ⁶ m ³	EM mm	EM mm			EM 10 ⁶ m ³	EM mm	EM mm
1	17,030	77	182	1954 *	1	0	12	182
2	3,405	77	144		2	14,960	85	144
3	30,030	22	146		3	16,735	197	146
4	74,925	20	150		4	8,295	48	150
5	9,600	81	164		5	0	92	164
6	0	0	172		6	0	17	172
7	0	0	195		7	0	0	195
8	0	0	225		8	0	0	225
9	0	0	229		9	0	0	229
10	0	0	226		10	0	0	226
11	0	0	229		11	0	24	229
12	0	0	221		12	0	0	221
1	0	41	182	1955 *	1	10,705	63	182
2	0	0	144		2	41,740	40	144
3	0	89	146		3	82,000	183	146
4	10	149	150		4	148,600	304	150
5	0	34	164		5	87,800	87	164
6	0	10	172		6	10,120	0	172
7	0	11	195		7	0	0	195
8	0	0	225		8	0	0	225
9	0	0	229		9	0	0	229
10	0	0	226		10	0	0	226
11	0	0	229		11	0	0	229
12	39,745	0	221		12	0	0	221
1	1,985	57	182	1956	1	0	0	182
2	0	16	144		2	24,275	63	144
3	44,710	13	146		3	47,500	158	146
4	68,560	91	150		4	23,230	169	150
5	0	122	164		5	0	32	164
6	0	0	172		6	0	0	172
7	0	0	195		7	0	0	195
8	0	0	225		8	0	0	225
9	0	0	229		9	0	0	229
10	0	0	226		10	0	0	226
11	0	7	229		11	0	0	229
12	0	25	221		12	0	0	221
1	0	6	182	1957	1	0	153	182
2	0	51	144		2	1,215	106	144
3	1,075	8	146		3	92,880	107	146
4	6,915	14	150		4	102,210	216	150
5	0	24	164		5	33,665	95	164
6	0	12	172		6	0	0	172
7	0	0	195		7	0	0	195
8	0	0	225		8	0	0	225
9	0	0	229		9	0	0	229
10	0	0	226		10	0	0	226
11	0	0	229		11	0	0	229
12	0	0	221		12	0	0	221

DADOS DO BALANÇO HIDRÁULICO :

mmmmmm

MÊS	CONTRIBUIÇÕES MENSIS EM 10 ⁶ m ³	PLUVIOMETRIA MENSAL EM mm	EVAPORAÇÃO MENSAL EM mm	ANO	MÊS	CONTRIBUIÇÕES MENSIS EM 10 ⁶ m ³	PLUVIOMETRIA MENSAL EM mm	EVAPORAÇÃO MENSAL EM mm
1	0	24	182	1962	1	24,160	65	182
2	2	3	144		2	79,190	236	144
3	0	60	146		3	85,900	374	146
4	0	20	150		4	41,610	186	150
5	0	25	164		5	54,135	177	164
6	0	0	172		6	0	0	172
7	0	0	195		7	0	0	195
8	0	0	225		8	0	0	225
9	0	0	229		9	0	0	229
10	0	0	226		10	0	0	226
11	0	0	229		11	0	0	229
12	0	0	221		12	0	40	221
1	16,720	42	182	1963	1	0	77	182
2	40,445	210	144		2	48,190	246	144
3	99,550	164	146		3	76,570	485	146
4	15,555	72	150		4	154,035	379	150
5	37,720	81	164		5	16,215	100	164
6	0	21	172		6	0	0	172
7	0	0	195		7	0	0	195
8	0	33	225		8	0	0	225
9	0	0	229		9	0	0	229
10	0	0	226		10	0	0	226
11	0	0	229		11	0	100	229
12	0	0	221		12	35,155	0	221
1	0	7	182	1964	1	134,000	205	182
2	0	39	144		2	134,000	243	144
3	54,945	232	146		3	59,610	231	146
4	73,060	292	150		4	132,470	340	150
5	0	0	164		5	69,800	142	164
6	0	24	172		6	0	39	172
7	0	0	195		7	0	11	195
8	0	0	225		8	0	16	225
9	0	0	229		9	0	0	229
10	0	0	226		10	0	16	226
11	0	0	229		11	0	20	229
12	0	20	221		12	0	8	221
1	61,130	146	182	1965	1	0	57	182
2	128,605	293	144		2	0	17	144
3	184,545	331	146		3	70,585	204	146
4	121,105	250	150		4	199,740	672	150
5	94,580	212	164		5	68,080	127	162
6	0	5	172		6	56,565	138	172
7	0	26	195		7	0	0	195
8	0	0	225		8	0	0	225
9	0	0	229		9	0	0	229
10	0	0	226		10	0	82	226
11	0	0	229		11	0	0	229
12	0	0	221		12	0	0	221

DADOS DO BALANÇO HIDRÁULICO :

MÊS	CONTRIBUIÇÕES MENSIS EM 10^6 m^3	PLUVIOMETRIA MENSAL EM mm	EVAPORAÇÃO MENSAL EM mm	ANO	MÊS	CONTRIBUIÇÕES MENSIS EM 10^6 m^3	PLUVIOMETRIA MENSAL EM mm	EVAPORAÇÃO MENSAL EM mm
5	1	0	182		1			
	2	4,315	144		2			
	3	3,855	146		3			
	4	2,385	150		4			
	5	7,435	164		5			
	6	0	172		6			
	7	0	195		7			
	8	0	225		8			
	9	0	229		9			
	10	0	226		10			
	11	0	229		11			
	12	0	221		12			
	1	0	182		1			
	2	65,865	144		2			
	3	85,495	146		3			
	4	50,163	150		4			
	5	68,485	164		5			
	6	0	172		6			
	7	0	195		7			
	8	0	225		8			
	9	0	229		9			
	10	0	226		10			
	11	0	229		11			
	12	0	221		12			
	1				1			
	2				2			
	3				3			
	4				4			
	5				5			
	6				6			
	7				7			
	8				8			
	9				9			
	10				10			
	11				11			
	12				12			
	1				1			
	2				2			
	3				3			
	4				4			
	5				5			
	6				6			
	7				7			
	8				8			
	9				9			
	10				10			
	11				11			
	12				12			
	1				1			
	2				2			
	3				3			
	4				4			
	5				5			
	6				6			
	7				7			
	8				8			
	9				9			
	10				10			
	11				11			
	12				12			

C - LEVANTAMENTO BATIMÉTRICO

Na primeira ordem de serviço do Contrato PG-09/71, foi incluída a realização do levantamento batimétrico do açude Aires de Souza, destinado a obter cartas da bacia hidráulica na escala 1/4.000, com curvas de nível espaçadas de 1 metro.

A CONESPLAN realizou a parte topográfica do levantamento :

- Locação de uma poligonal de contorno da bacia hidráulica e definição da direção das secções a serem levantadas pelo sonar.
- Levantamento em 1/4.000 da faixa seca compreendida entre o nível d'água do momento e a curva de nível correspondente à cota do coroamento.

As medidas de profundidade da água foram realizadas pela SCET-COOP, através de uma sonda ultra-som, marca Radio-Ocean, que tem uma precisão de 1% para profundidades compreendidas entre 1 e 60 metros.

As medidas de distância foram feitas através de um micromolinete OTT comum. O conjunto sonda - micromolinete era montado sobre um barco com motor de popa, fornecido pelo DNOCS.

1) Trabalho de campo

O açude foi percorrido sistematicamente, seguindo linhas espaçadas de 150 a 200 m, perpendiculares aos talwegues principais. Em Aires de Souza, foram realizados 108 perfis, durante o período de 25 de agosto a 3 de novembro de 1971.

Na época da realização das medidas, os perfis eram sinalizados por bandeiras fixadas sobre mastros de 5 a 6 metros de altura, colocados sobre as marcas deixadas pelos topógrafos.

000062

A velocidade do barco era de cerca de 1 m/segundo. A cada 25 metros de percurso, um sinal era colocado sobre a fita registradora do sonar.

No início e no fim de cada dia, o sonar era testado. Por isso o barco era imobilizado em um ponto qualquer do açude, e o sonar posto em funcionamento durante 1 minuto. Logo depois, a profundidade exata era medida com decâmetro. A finalidade desses testes era de detetar eventuais variações de propagação da onda, devidas as diferenças de temperatura ou de salinidade da água.

Nenhuma variação desse tipo foi observada; portanto a análise dos dados não sofreu nenhuma alteração de um perfil para o outro.

A cota do plano d'água era medida 2 vezes por dia, nas escalas do DNOCS.

2) Elaboração das cartas

As cotas medidas por batimetria foram lançadas sobre uma planta, na qual já constavam as curvas de nível da faixa seca, bem como as direções das seções.

A densidade dos pontos transportados foi de 1 ponto a cada 25 metros ao longo dos perfis. Os pontos intermediários singulares foram também desenhados. Em seguida, as curvas de nível foram interpoladas de maneira clássica.

3) Precisão das medidas

O material utilizado, seja a sonda, ou o micromolinete, permite obter uma precisão aceitável para a elaboração das cartas em 1/4.000 (precisão altimétrica da ordem de 0,50 m).

A maior dificuldade que se apresentou durante a realização dos trabalhos foi a localização do barco sobre o plano d'água. Com efeito, não era sempre possível conduzir o barco até a margem, ou em razão da pouca altura da água ou da presença de uma vegetação aquática densa e intransponível.

Por outro lado, o vento fazia desviar o barco da linha ideal materializada pelas bandeiras. Os desvios, seguidos de correções sucessivas, provocavam um ligeiro alongamento do perfil medido, que foi corrigido no momento do estabelecimento das cartas. A diferença entre a profundidade medida realmente e a profundidade correspondente à linha ideal é muito pequena pelas seguintes razões :

- Os perfis, perpendiculares aos talvegues, seguem a linha de maior declividade do fundo, de tal maneira que, as cotas do fundo variam muito pouco no sentido transversal.
- Quando o desvio era maior, o perfil era recomeçado desde o início
- Os perfis foram realizados, de preferência, pela madrugada, quando havia menos vento. Evitou-se trabalhar nos dias de muito vento.

4) Conclusão

A partir das cartas em 1/4.000, tiramos por planimetragem e integração, uma nova curva dos volumes em função da cota d'água.

A comparação com dados antigos fornecidos pelo DNOCS (ver quadro seguinte) mostra que, para qualquer nível escolhido, os volumes reais são maiores

Isto se justifica pelo fato de que as plantas antigas estão defeituosas, como resulta de uma comparação com as fotografias recentes da bacia hidráulica do açude (fotos aéreas em 1/25000 da Cruzeiro do Sul). Com efeito constatamos que a maioria das digitações da bacia não foram convenientemente representadas nas plantas antigas, e por conseguinte, o cálculo dos volumes conhecidos anteriormente sofreu alterações.

Nestas condições, é impossível determinar o grau de assoreamento ocorrido no açude, desde sua construção. Apesar da imprecisão dos documentos antigos, consideramos que o assoreamento não representa uma percentagem significativa da sua capacidade, como já foi demonstrado para o açude Cedro.

000064

C O T A S		V O L U M E S em m ³	
DNOCS	IBGE	Indicados pelo DNOCS	Determinado por batimetria
70	76,34	0	
71	77,34	0	
72	78,34	0	
73	79,34	0	
74	80,34	0	200.000
75	81,34	0	600.000
76	82,34	500.000	900.000
77	83,34	1.000.000	2.200.000
78	84,34	1.500.000	2.400.000
79	85,34	2.500.000	4.900.000
80	86,34	4.000.000	6.200.000
81	87,34	6.000.000	8.700.000
82	88,34	8.000.000	11.400.000
83	89,34	12.000.000	15.600.000
84	90,34	16.500.000	21.000.000
85	91,34	21.000.000	25.100.000
86	92,34	26.000.000	30.800.000
87	93,34	32.500.000	38.200.000
88	94,34	39.500.000	44.500.000
89	95,34	47.000.000	50.600.000
90	96,34	55.000.000	60.300.000
91	97,34	63.000.000	68.600.000
92	98,34	72.500.000	79.200.000
93	99,34	82.500.000	89.800.000
94	100,34	95.000.000	101.100.000
(ZNOR) 95	101,34	104.400.000	115.000.000
96	102,34		130.000.000
97	103,34		146.400.000
98	104,34		163.700.000
99	105,34		182.000.000
100	106,34		199.500.000
(coroamento)			