

Refôrço do Abastecimento de Água Potável de São Paulo, utilizando recursos do Alto Tietê

ALFREDO BANDINI

Professor Catedrático da Escola de Engenharia de S. Carlos da Universidade de S. Paulo — Professor da Faculdade de Engenharia Industrial da P.U.C. de S. Paulo — Consultor Técnico do Departamento de Águas e Energia Elétrica da S.V.O.P. — Membro da Comissão Coordenadora do plano geral de abastecimento de água (C.P.G.A.) do D.A.E. de S. Paulo

É para cumprir um grato dever que exprimo os meus agradecimentos ao Exmo. Sr. Brigadeiro JOSÉ VICENTE DE FARIA LIMA, DD. Secretário de Viação e Obras Públicas e ao Ilmo. Sr. Eng.º JOAQUIM FARIA CARDOSO JR., DD. Diretor Geral do D.A.E. da S.V.O.P., responsáveis pelas providências relativas aos recursos que tornaram possível a execução do presente trabalho.

Desejo, também, ressaltar o valioso apóio dado pela C.P.G.A., pelo Eng.º OSCAR AMARANTE, ex-Diretor do D.P.O. do D.A.E. e pelo Prof. Eng.º JOSÉ M. DE AZEVEDO NETTO, atual Diretor da D.P.O. do D.A.E., que forneceram elementos de grande utilidade, para focalizar certos aspectos do complexo problema.

Menciono, finalmente, a cooperação: do Eng.º DINO MAGNOLI, Assistente da Escola de Engenharia de S. Carlos da U.S.P. (para elaboração do projeto); dos Eng.ºs LAIS SOARES ORSINI e WALDYR RODRIGUES DE MORAES (para o estudo das enchentes), dos desenhistas MIGUEL RODRIGUES DE MELLO, BENEDITO BORGES SOARES, DULCIDIO RIBEIRO e da Assistente de Administração Da. MERCEDES PINTO GUIMARÃES, todos funcionários da Consultoria Técnica do D.A.E.E.; da S. PAULO LIGHT S/A — SERVIÇOS DE ELETRICIDADE que gentilmente forneceu os dados fluviométricos.

CAPÍTULO I.º

GENERALIDADES — REGIMES, NATURAIS E REGULARIZADO, DOS CURSOS D'ÁGUA APROVEITADOS — CARACTERÍSTICAS DOS RESERVATÓRIOS — PROBLEMAS RELACIONADOS COM AS ENCHENTES, A PRODUÇÃO DE ENERGIA E NAVEGAÇÃO.

I — GENERALIDADES

A "COMISSÃO COORDENADORA DO PLANO GERAL DE ABASTECIMENTO DE ÁGUA (C.P.G.A.)", nos alicerces de um interessante estudo estatístico, elaborado pelo PROF. J. M. DE AZEVEDO NETTO, conclui, no seu Relatório Final [II], que a população do Município de S. PAULO, abastecida no ano de 1980, atingirá o número de, aproximadamente, 5.300.000 habitantes.

Supondo-se uma dotação média de 300 litros/cap. por dia, ao referido alargamento corresponde a adução de uma vazão contínua de 18,4 m³/seg, com máximos diários de 24 m³/seg e 27,6 m³/seg, admitindo-se para o coeficiente K, relativo ao dia de maior consumo, respectivamente os valores de 1,3 e 1,5.

Entre os recursos hídricos disponíveis para proporcionar tamanho caudal, foi incluído o parcial aproveitamento da bacia hidrográfica do TIETÊ SUPE-

RIOR, localizada a montante da secção de BAIRRO DO LIMÃO (S. PAULO), tendo uma extensão de 2655 Km. e um módulo de 44,3 m³/seg., calculado para o ciclo hidrológico 1928-1942 [II].

Excluída a conveniência de construir barragens ao longo do rio TIETÊ, em virtude das condições de desenvolvimento atingidas pelas planícies contíguas, coube-nos considerar a possibilidade de represar os afluentes.

Por outra parte, a configuração geográfica da bacia oferece seguras indicações quanto à escolha desses afluentes, levando em conta, seja a extensão das áreas de drenagem, logo das disponibilidades d'água, seja as distâncias da Capital.

Os afluentes de margem direita, são cursos de água pequenos e com limitadas vazões, exceto o rio PARAITINGA que ocupa, porém, a extremidade noroeste da bacia.

Dos afluentes de esquerda, o rio CLARO já está sendo aproveitado, de sorte que a preferência cabe aos seguintes rios: BERITIBA, JUNDIAÍ, TAIASSUPEBA ASSÚ com os seus afluentes BALAINHO e TAIASSUPEBA MIRIM, os quais além de satisfazer os dois requisitos acima indicados, oferecem — como veremos a seguir — a possibilidade de interligar os reservatórios e de realizar uma adutora por gravidade.

Veremos, outrossim, que o conjunto das obras fica localizado nas partes mais altas das bacias, fora das áreas de influência dos centros urbanos e industriais, sendo, assim, garantidas as melhores condições higienico-sanitárias das águas.

II — REGIME NATURAL DOS CURSOS D'ÁGUA

1 — A Companhia S. PAULO LIGHT & POWER instalou, na alta bacia do rio TIETÊ, um certo número de estações fluviométricas, determinando, por medições diretas das descargas, as respectivas *curvas chave* e executando, durante longos períodos, leituras sistemáticas nas réguas, de modo a tornar possível o cálculo das vazões diárias relativas a cada estação.

Utilizando, portanto, esse valioso material, objetivamos, para todos os postos fluviométricos que interessam o presente estudo, os dados relativos a um ventênio comum (1927-1946) que, por compreender situações meteorológicas mui diferentes, pode ser considerado como ciclo hidrológico padrão.

O QUADRO N.º 1, resume, desde logo, os elementos característicos dos postos acima aludidos, indicando, outrossim, os números das tabelas em que figuram as médias mensais (Q_j).

A estação de ITAQUAQUECETUBA (V-121), no rio TIETÊ, está localizada bem à jusante da barra do rio TAIASSUPEBA ASSÚ, isto é, o último (procedendo de montante para jusante) dos afluentes a serem aproveitados.

Indicando-se por:

$$\bar{Q}_j = \frac{\sum_{240} Q_j}{240} \quad (j = 1, 2, 3, 4, 5)$$

os módulos, resulta:

$$\sum \bar{Q}_j = 9,68 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad (1)$$

valor este, que representa, respectivamente, 33% e 28,1% dos módulos em ITAQUAQUECETUBA e GUARULHOS. A descarga (1), entretanto, totaliza apenas 9,1% do módulo (105,5 m³/seg.) do rio TIETÊ em PIRAPORA, secção que limita a área de drenagem alimentadora da Usina de CUBATÃO. Esse módulo refere-se ao período de 1928-1942; porém varia muito pouco ao variar as extremidades do intervalo e o número de anos que o compõem [III].

Observamos que os "módulos específicos" dos postos V-110, V-115 e V-116, são bem maiores que o módulo específico do rio TIETÊ, com o qual coincide praticamente, aquele do posto V-117 (BALAINHO). Muito menos eficiente, sob

QUADRO N.º 1

Curso de água	Posto fluviométrico		Área de drenagem (Km ²)	Vazões características no ciclo 1927-1946						Tabelas com as médias mensais	
	Referência (LIGHT)	Localização		Módulo (Q _j)		Máxima média mensal		Mínima média mensal		Q _j	N.º
				m ³ /seg.	l/seg. × Km ²	m ³ /seg.	l/seg. × Km ²	m ³ /seg.	l/seg. × Km ²		
Beritiba Mirim	V-110	Ponte da rodovia Casa Grande-Mogi das Cruzes	85,0	2,54	29,9	9,60	112,9	0,50	5,9	Q ₁	1
Jundiaí	V-115	Ponte da rodovia Mogi das C.-Rib. Pires	122,0	3,00	24,6	10,20	83,6	0,90	7,4	Q ₂	2
Taiassupeba Assú	V-116	Ponte da rodovia Mogi das C.-Rib. Pires	91,7	2,64	28,8	7,20	78,5	0,70	7,6	Q ₃	3
Balainho	V-117	Ponte da rodovia Mogi das C.-Rib. Pires	50,9	0,91	17,7	3,20	62,9	0,20	3,9	Q ₄	4
Taiassupeba Mirim ...	V-118	Ponte da rodovia Mogi das C.-Rib. Pires	62,2	0,59	9,5	1,80	28,9	0,10	1,6	Q ₅	5
Tietê	V-121	Itaquaquecetuba	1.550,0	29,37	18,9	135,40	87,4	5,50	3,5	Q ₆	6
Tietê	V-122	Guarulhos	1.955,0	34,42	17,6	150,80	77,1	9,00	4,6	Q ₇	7

o ponto de vista hidrológico, é a bacia do TAIASSUPEBA MIRIM com apenas $9,5 l. seg. \times km^2$.

No que diz respeito à distribuição mensal dos deflúvios, verificamos uma sensível homogeneidade entre as diferentes bacias. Consideremos os *módulos mensais*, isto é, os valores:

$$\frac{\sum_{s=1}^{20} Q_{j,s}}{20} = \bar{Q}_{j,s} \quad (j = 1, \dots, 7)$$

relativos a cada um dos ($s = 1, 2, \dots, 12$) meses do ano e que figuram na última linha horizontal das TABELAS de N.º 1 à N.º 7.

Todos os módulos *máximos* ocorrem no mês de *fevereiro* e os *mínimos* no mês de *agosto*, com exceção da estação (V-110) no rio BERITIBA em que o mínimo cae em julho, resultando:

$$\bar{Q}_{1,7} = 1,055 m^3/seg.$$

embora, esse valor, difira de uma quantidade desprezível, do módulo de agosto:

$$\bar{Q}_{1,8} = 1,100 m^3/seg.$$

Menos homogêneo resulta o *índice de uniformidade* da distribuição dos módulos mensais no ano médio. Essa circunstância, pode ser focalizada, pelas três relações características:

$$r_j = \frac{\min \bar{Q}_{j,s}}{\bar{Q}_j} \quad (2)$$

$$r'_j = \frac{\min \bar{Q}_{j,s}}{\max \bar{Q}_{j,s}} \quad (3)$$

$$r''_j = \frac{\max \bar{Q}_{j,s}}{\bar{Q}_j} \quad (4)$$

cujos valores estão reunidos no QUADRO N.º 2.

QUADRO N.º 2

Bacia hidrográfica	r_j	r'_j	r''_j
BERITIBA MIRIM (V-110)	0,416	0,221	1,882
JUNDIAÍ (V-115)	0,507	0,282	1,795
TAIASSUPEBA ASSÚ (V-116)	0,553	0,314	1,759
BALAINHO (V-117)	0,589	0,318	1,830
TAIASSUPEBA MIRIM (V-118)	0,508	0,290	1,754
TIETÊ (V-121)	0,521	0,285	1,829
TIETÊ (V-122)	0,493	0,265	1,862

Evidentemente a distribuição resultará tanto mais uniforme, quanto maiores forem os coeficientes r_j e r'_j e quanto menor o coeficiente r''_j .

O BERITIBA MIRIM (V-110), apresenta um índice de uniformidade inferior aos índices dos outros afluentes, enquanto o índice maior corresponde ao BALAINHO (V-116).

No que diz respeito ao rio TIETÊ, encontramos no posto de ITAQUAQUECETUBA (V-121), condições de maior uniformidade do que em GUARULHOS (V-122).

2 — ENCHENTES

a) — Além dos elementos referidos no precedente parágrafo, cabe-nos investigar outro aspecto do problema hidrológico, relacionado com os *eventos críticos* que se verificam nos períodos de elevadas precipitações meteorológicas, isto, as *enchentes*.

O conhecimento dessa condição limite dos deflúvios é de particular interesse, não apenas para o cálculo dos descarregadores de superfície e de fundo dos reservatórios, mas também em vista de ponderações sobre a contribuição das bacias dos afluentes para as descargas do rio TIETÊ, seja com regime natural, seja com regime regularizado pelos reservatórios previstos nos referidos afluentes.

b) — Classifica-se de um modo geral, a *intensidade* de um evento genérico, em função da *frequência* com a qual pode verificar-se em um certo ciclo.

A correlação entre intensidade e frequência pode ser estabelecida de acordo com métodos matemáticos, fundamentados sobre rigorosos critérios estatísticos.

Consideremos uma série de n grandezas:

$$r, r_2 \dots r_n$$

classificadas em ordem decrescente e formemos as médias progressivas:

$$\bar{r}_i = \frac{1}{i} \sum_1^i r_i \quad (5)$$

isto é, os valores que têm a maior probabilidade de ocorrer, i vezes sobre n . Fazendo-se coincidir os números i com unidades de tempo, por exemplo *anos*, diremos que \bar{r}_i é o valor mais provável i anos sobre n , ou melhor cada:

$$T = \frac{n}{i} \text{ anos} \quad (6)$$

As funções do tipo:

$$\bar{r}_i = f(T) \quad (7)$$

uma vez equacionadas baseando sobre períodos de suficiente extensão, são susceptíveis de extrapolação, no campo probabilístico, para ciclos mais significativos.

c) — No caso em apreço, identificamos os valores, r_i , com as relações:

$$r_i = \frac{Q_i}{\bar{Q}} \quad (8)$$

onde, Q_i representa a *máxima vazão diária* verificada no ano *iésimo* em um determinado posto fluviométrico e \bar{Q} a média dos Q_i , relativos ao período de p anos considerados, isto é:

$$\bar{Q} = \frac{1}{p} \sum_1^p Q_i \quad (8')$$

De acôrdo com o critério adotado, os r_i são grandezas adimensionais. Oferece-se, portanto, a possibilidade de formar uma única série, utilizando dados relativos a mais postos fluviométricos e considerando, sob o ponto de vista estatístico, cada r_i como *independente*, isto é, representando um evento diferente. Assim, por exemplo, se dispormos dos dados relativos a s estações linimétricas, tendo respectivamente (y_1, y_2, \dots, y_s) anos de observação, poderemos formar uma série única de Q_i , logo de r_i , classificando:

$$y_1 + y_2 + \dots + y_s = Y \quad (9)$$

valores, correspondentes ao período de Y anos estatísticos.

No que diz respeito a (7), orientar-nos-emos para o tipo de equação:

$$\bar{r}_i = a + b \lg T \quad (7')$$

onde a e b são constantes a determinar-se em cada caso. A (7'), tem estrutura análoga às funções que representam os eventos meteorológicos (chuvas) críticos e permitiu a FULLER, equacionar o fenômeno das enchentes, operando [III] sobre 1672 valores de vazões Q_i , distribuídas entre diversas estações linimétricas, localizadas nos rios dos U. S. A.

Se todos os valores r_i tivessem o mesmo pêso estatístico, isto é, fossem relativos a um único posto fluviométrico, resultaria evidentemente ($a = 1$).

Com efeito (6), para a condição limite:

$$i = n$$

$$T = 1$$

$$\lg T = 0$$

ter-se-á:

$$a = \bar{r}_n = \frac{Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n}{nQ} = 1$$

Com agrupações de mais pôstos fluviométricos, obtém-se, em geral, a diverso da unidade; porém tanto mais próximo da mesma, quanto mais numerosos forem os dados disponíveis.

d) — Visando homogeneizar as bases da investigação, foram reunidos os postos fluviométricos em dois grupos, diferenciados pela superfície Ω da área de drenagem (TABELA N.º 18).

α) — O primeiro grupo ($\Omega > 100 \text{ km}^2$) compreende, além das secções fluviométricas de (V-115) no rio JUNDIAÍ e (V-121; V-122) no rio TIETÊ, já consideradas para o estudo hidrológico geral, também outras três secções no rio TIETÊ, isto é, BERITIBA MIRIM, MOGI DAS CRUZES (V-113) e BAIRRO DO LIMÃO (V-128), para os quais dispúnhamos, igualmente, de dados diréto.

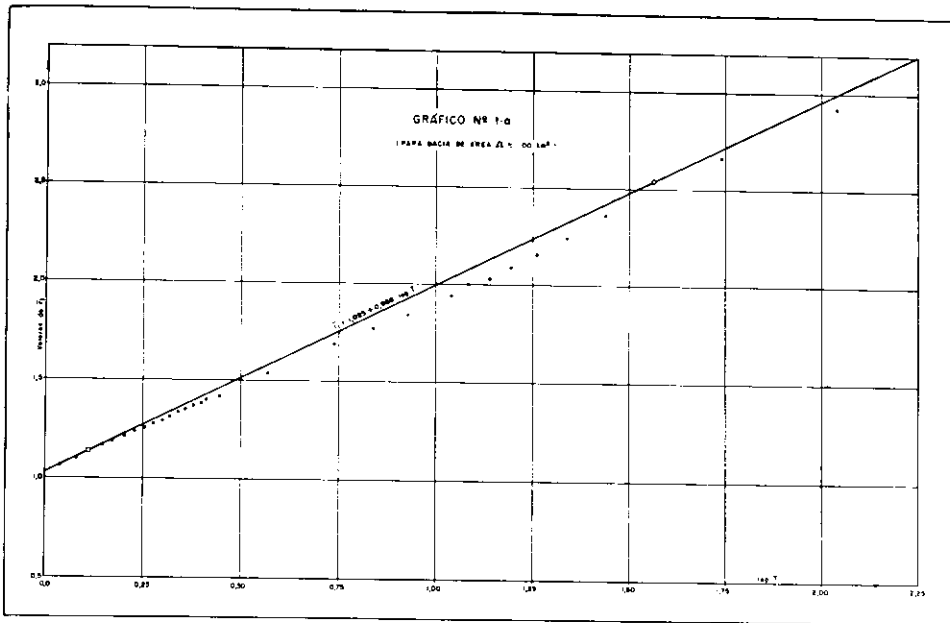
As TABELAS N.ºs 14 e 15 consubstanciam os valores de Q_i , \bar{Q}_i , e, respectivamente, de r_i , \bar{r}_i , T e $\lg T$.

No plano carteziano do GRÁFICO N.º 1-a, referimos os pontos de coordenadas ($\lg T$; \bar{r}_i) e traçamos a reta involtória, tendo por equação:

$$\bar{r}_i = 1,025 + 0,966 \lg T \quad (10)$$

β) — O segundo grupo ($\Omega < 100 \text{ km}^2$) compreende os postos: (V-110) no rio BERITIBA MIRIM, (V-116) no rio TAIASSUPEBA ASSÚ e (V-117) no rio BALAINHO, cujas vazões Q_i e \bar{Q}_i figuram na TABELA N.º 16. Na TABELA N.º 17, entretanto, reunimos os valores de r_i , \bar{r}_i , T e $\lg T$. No GRÁFICO N.º 1-b, análogo ao precedente, foi traçada a reta envoltória, cuja equação é:

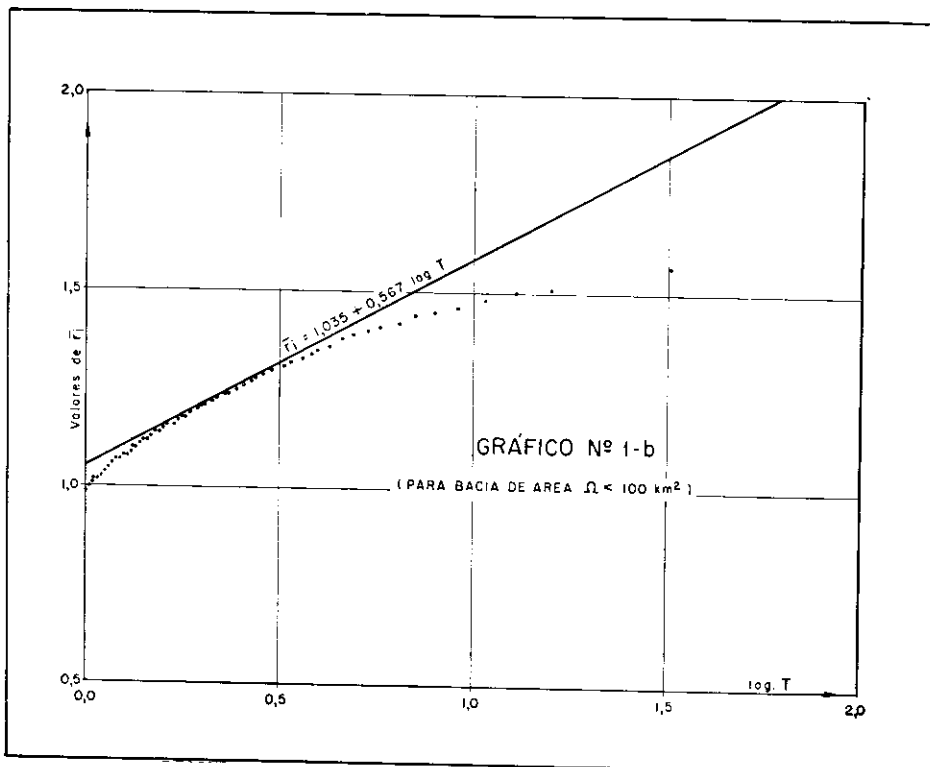
$$\bar{r}_i = 1,035 + 0,567 \lg T \quad (11)$$



e) — Observamos, agora, que em virtude das (5) e (8), resulta:

$$\bar{Q}_i = \bar{r}_i \cdot \bar{Q} \quad (12)$$

onde, \bar{Q}_i representa justamente a vazão mais provável cada T anos estatísticos.



Para generalizar o uso das fórmulas, aproveita-se a circunstância de se poder exprimir \bar{Q} , em função Ω sob forma exponencial.

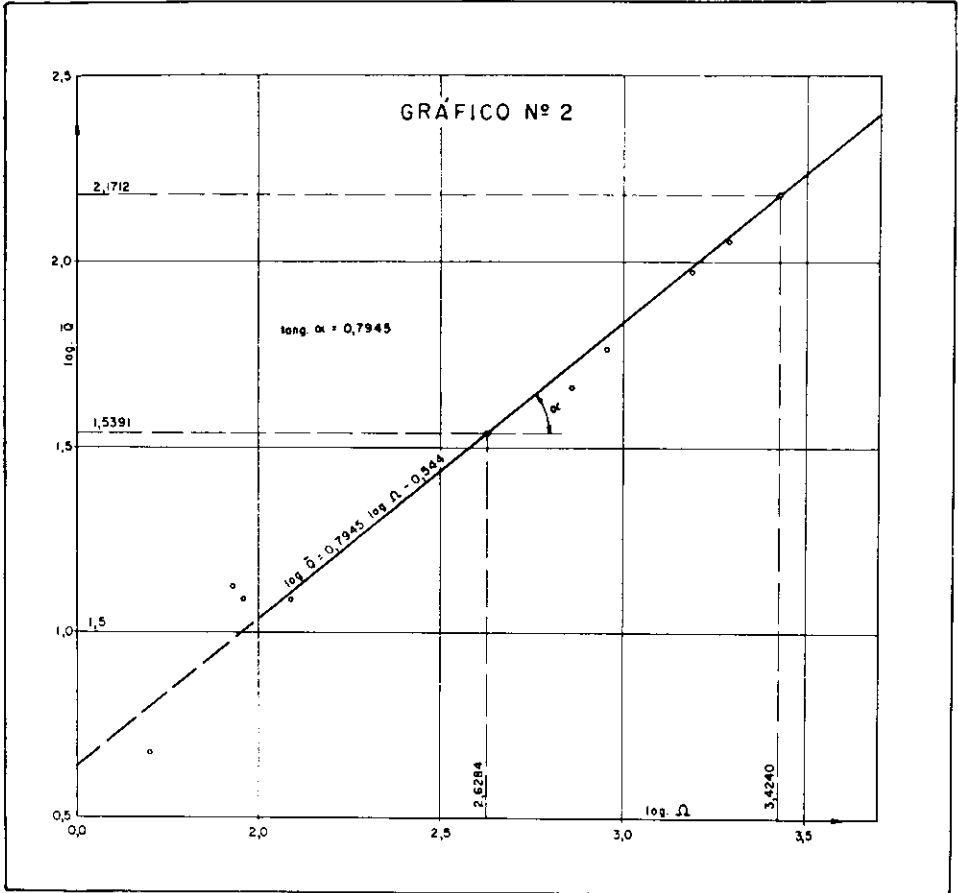
Na TABELA N.º 18, reunimos para todos os postos fluviométricos considerados na alínea precedente, os pares correspondentes de Ω , \bar{Q} e dos seus logaritmos.

No GRÁFICO N.º 2, reportamos os pontos de coordenadas ($\lg \Omega$; $\lg \bar{Q}$). A reta envoltória dos pontos referentes a:

$$\lg \Omega \geq 2 \quad (\Omega \geq 100 \text{ km}^2)$$

que, é, praticamente, a regularizatriz dos referidos pontos, tem por equação:

$$\lg \bar{Q} = 0,7945 \lg \Omega - 0,544 \quad (13)$$



A (13) corresponde, no campo dos números:

$$\bar{Q} = 0,285 \Omega^{0,7945} \quad (14)$$

f) — Em resumo, podemos concluir o seguinte:

α) — Para ($100 \leq \Omega \leq 2.700 \text{ Km}^2$), as máximas vazões diárias, levando em conta as (10 e (14), são calculáveis pela fórmula:

$$Q = 0,286 (1,025 + 0,966 \lg T) \Omega^{0,7945} \quad (15)$$

Considere-se, para a sua aplicação, que o número de anos estatísticos, isto é de Q_p , considerados, foi (TABELA N.º 15):

$$T = 110$$

em quanto o número de anos reais (1914-1956) é:

$$T_r = 43$$

Ter-se-á, pois:

$$K = \frac{110}{43} \cong 2,5 \quad (15')$$

É interessante recordar que para o mesmo rio TIETÊ, mas para: ($2.500 \leq \Omega \leq 60.000 \text{ Km}^2$), BANDINI e CUOMO, chegaram a equação [IV]:

$$Q = 0,22 (1 + 0,95 \lg T) \Omega^{0,83} \quad (16)$$

com uma relação:

$$K = \frac{101}{25} = 4 \quad (16')$$

As (15) e (16), levando em conta as (15') e (16'), não apresentam diferenças substanciais e indicam um regime assáz homogêneo, dos eventos fluviométricos ao longo de todo o rio TIETÊ.

β) — Para ($\Omega < 100 \text{ km}^2$), as condições oro-geográficas das pequenas bacias, influem substancialmente na vazão média específica $\frac{\bar{Q}}{\Omega}$. É preferível, então, recordando a (11), adotar a fórmula:

$$\bar{Q}_i = (1,035 + 0,567 \lg T) \cdot \bar{Q} \quad (17)$$

atribuindo-se \bar{Q} os valores obtidos para as diferentes bacias (vide TABELA N.º 18).

No que diz respeito à relação K , teremos (TABELAS N.ºs 16 e 17):

$$K = \frac{T}{T_r} = \frac{64}{27} = \sim 2,4 \quad (17')$$

γ) — No QUADRO N.º 3, consubstanciamos os valores das vazões Q , calculadas pelas (15) e (17), para os afluentes e para o posto de ITAQUAQUECETUBA no rio TIETÊ. Os valores escolhidos para T_r , objetivam o grau crítico de três condições hidrológicas que podem ser consideradas características e significativas, em relação ao coeficiente de segurança, exigido para a projeção de diferentes tipos de obras.

QUADRO N.º 3

RIOS	POSTO	Vazão máxima diária Q em $m^3/seg.$, para a T_r igual a:		
		100 anos	500 anos	1.000 anos
Balainho	V-117	11,4	13,2	14,0
Taiassupeba Mirim	V-118	5,2	6,1	6,5
Taiassupeba Assú	V-116	29,5	34,3	36,4
Beritiba Mirim	V-110	32,2	37,5	39,8
Jundiaí	V-115	40,1	48,9	52,4
Tietê	V-121	327,3	393,5	422,0

III — ELEMENTOS TOPOGRÁFICOS E GEOFÍSICOS

1 — Faltaram as possibilidades e o tempo, para executar levantamentos topográficos, geofísicos e geológicos.

Foram utilizados, entretanto, todos os elementos disponíveis, que apresentassem qualquer utilidade, isto é:

a) — Mapa do Município de Mogi das Cruzes (escala 1:100.000), organizado pelo I.G.G.

b) — Mapa topográfico dos Arredores da Capital (escala 1:100.000), organizado pelo I.G.G.

c) — Mapa topográfico dos Campos de Santo Angelo (escala 1:20.000), organizado pelo Conselho Estadual da Aeronáutica Civil. No que diz respeito à parte altimétrica do referido mapa, é responsável um levantamento barométrico, em quanto desconhece-se o grau de aproximação da parte planimétrica.

Para relacionar os mapas do I.G.G., ao mapa c), foi feita referência ao mesmo sistema de coordenadas e foram escolhidos oito pontos característicos em comum, quais sejam: cruzamentos de estradas, uma ponte da E.F.C.B. sobre o rio Tietê e o posto fluviométrico V-118.

Aplicando, em seguida, o método dos mínimos quadrados, isto é, impondo a condição de que as somatórias das diferenças quadráticas das coordenadas desses pontos, medidas respectivamente nas duas plantas de escala diferente, fossem mínimas, determinaram-se nos mapas do I.G.G. os mesmos eixos cartezianos (x, y) do mapa do Conselho Estadual de Aeronáutica Civil.

Foi então possível, completar as bacias não totalmente contidas no mapa c), de escala 1:20.000, transportando os limites constantes nos mapas a), b), por coordenadas. Cabe-nos, porém, avisar, que para a bacia do rio TAIASSUPEBA, foi necessário introduzir trechos de concordância entre os limites transportados e os contidos. Para a bacia do rio JUNDIAÍ, constataram-se sensíveis discrepâncias entre os limites transportados e os contidos, tornando-se necessário, para completar a mesma bacia, traçar os limites sul e leste, independentemente dos pontos obtidos pelo mapa do I.G.G. Finalmente, no que diz respeito à bacia do rio BERITIBA MIRIM, os únicos dados disponíveis são os do mapa a) já que nenhum trecho dessa bacia está compreendido no mapa c), de escala 1:20.000.

2) — O exame dos mapas, organizados de acordo com os critérios expostos no item precedente, os reconhecimentos diretos e sumárias investigações edafológicas, permitiram objetivar os locais que, pelo menos sob o ponto de vista topográfico, aparecem como sendo os mais indicados para a construção de barragens.

A esses locais, que estão situados, respectivamente, nas imediações dos postos fluviométricos: V-110, V-115, V-116, V-117 e V-118, atribuiremos, portanto, com razoável aproximação, as mesmas vazões dos respectivos postos. Qualquer coeficiente de redução das vazões, em função das áreas de drenagem, resultaria, aliás, muito pequeno e afetado pelas incertezas, indicadas no item 1) deste parágrafo, que subsistem quanto aos limites das bacias hidrográficas.

Finalmente, quanto à extensão Q das bacias hidrográficas, os valores indicados no QUADRO N.º 1 e nas Tabelas, foram obtidos planimetrando o mapa em escala 1:20.000 para o rio TAIASSUPEBA ASSÚ e afluentes e, respectivamente, o mapa em escala 1:100.000, para o rio BERITIBA e o rio JUNDIAÍ.

IV — REGULARIZAÇÃO DAS VAZÕES E CAPACIDADES ÚTEIS DOS RESERVATÓRIOS

1 — Examinemos, em primeiro lugar, a possibilidade de obter, em cada um dos afluentes, a regularização total das vazões naturais $Q(t)$, isto é, atingir, para as vazões regularizadas $Q_r(t)$, a condição:

$$Q_r = \bar{Q} = \frac{1}{T} \int_0^T Q dt = const. \quad (18)$$

sendo \bar{Q} a vazão média no ciclo hidrológico T .

Tracemos (GRÁFICO N.º 1) os diagramas:

$$f(t) = \int_0^t Q(t) dt \quad (19)$$

$$\psi(t) = \bar{Q} \cdot t \quad (19')$$

para o ciclo T , tendo-se evidentemente (18):

$$f(T) = \psi(T)$$

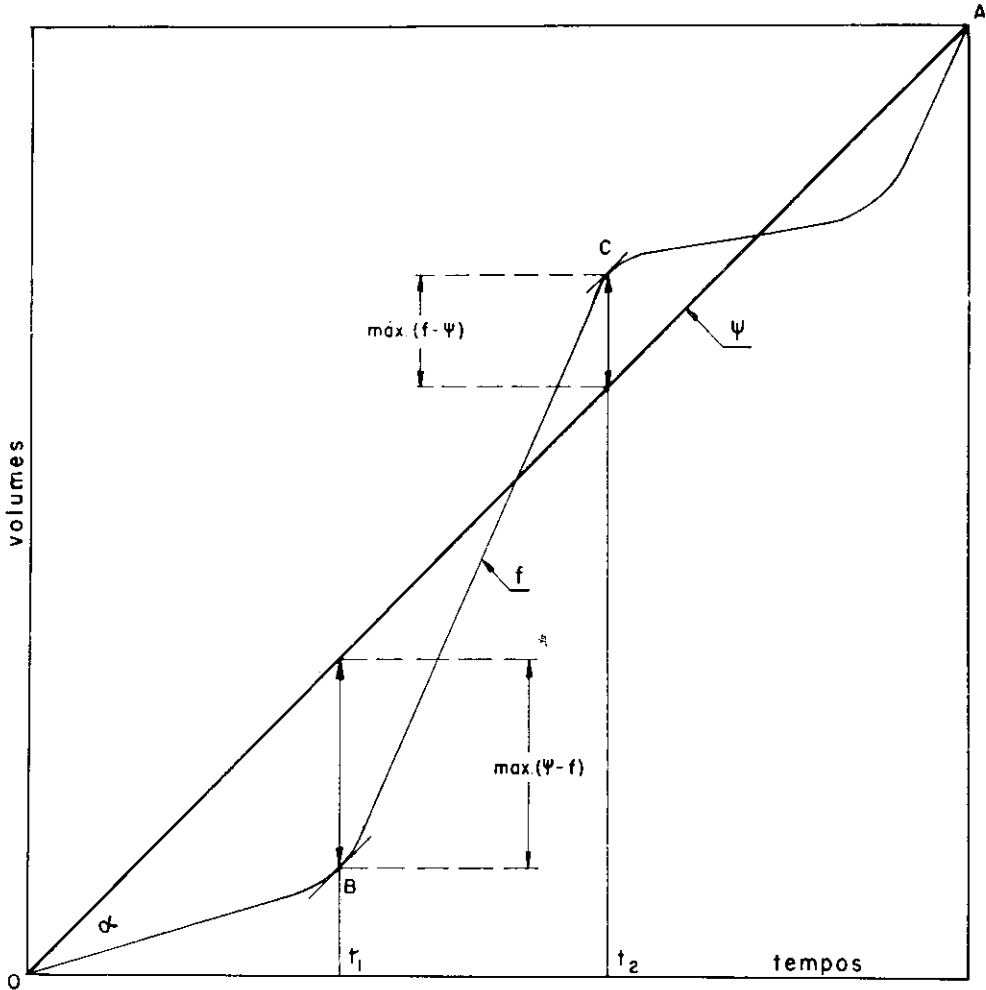


GRÁFICO N.º 1

Como sabemos [V] a *capacidade útil mínima*, necessária para passar do regime natural (linha f) ao regularizado ψ , resulta igual a:

$$\begin{aligned} C_z &= [\text{máx.} (\psi - f) + \text{máx.} (f - \psi)] = \\ &= \int_{t_2}^{t_1} f(t) dt - \bar{Q} (t_2 - t_1) \end{aligned} \quad (20)$$

Por outra parte, o volume útil armazenado no reservatório, no instante genérico t é dado por:

$$V_a(t) = [f(t) - \psi(t)] + \text{máx.} (\psi - f) \quad (21)$$

Os termos *máx.* $(\psi - f)$ e *máx.* $(f - \psi)$ devem ser positivos; portanto, se em virtude da forma dos diagramas as diferenças $(f - \psi)$ ou, respectivamente, $(\psi - f)$ resultassem tôdas negativas, anular-se-ia no primeiro caso a parcela *máx.* $(f - \psi)$ da (20) e, no segundo a parcela *máx.* $(\psi - f)$ das (20) e (21).

2 — Tomemos, como valores unitários das vazões naturais $Q(t)$, as *médias mensais* e supomos, com razoável critério de simplicidade, meses iguais de 30 dias, isto é, de:

$$A_o = 2,592 \times 10^6 \text{ segundos}$$

As vazões Q , representam os deflúvios mensais, a menos da constante (A_o) . Então, atribuindo-se aos símbolos f e ψ o significado de funções proporcionais aos volumes, as (19) e (19'), poderão ser escritas na forma simples:

$$f(t) = \sum Q_i \quad (22)$$

$$\psi(t) = \overline{Q} \cdot i \quad (22')$$

onde i é o número de meses correspondente ao tempo genérico t .

Naturalmente, todos os valores dos volumes que aparecem nos cálculos e nos diagramas deverão ser divididos por A_o .

Nas TABELAS N.ºs 10 à N.º 13, referimos os valores das funções:

$$f_j \quad \psi_j \quad (f_j - \psi_j)$$

para os 5 afluentes, cujas vazões pretendemos regularizar.

Os rios TAIASSUPEBA ASSÚ e BALAINHO, formarão um único reservatório. Ter-se-á, pois:

$$f_{3..4} = \sum (Q_3 + Q_4) \quad (23)$$

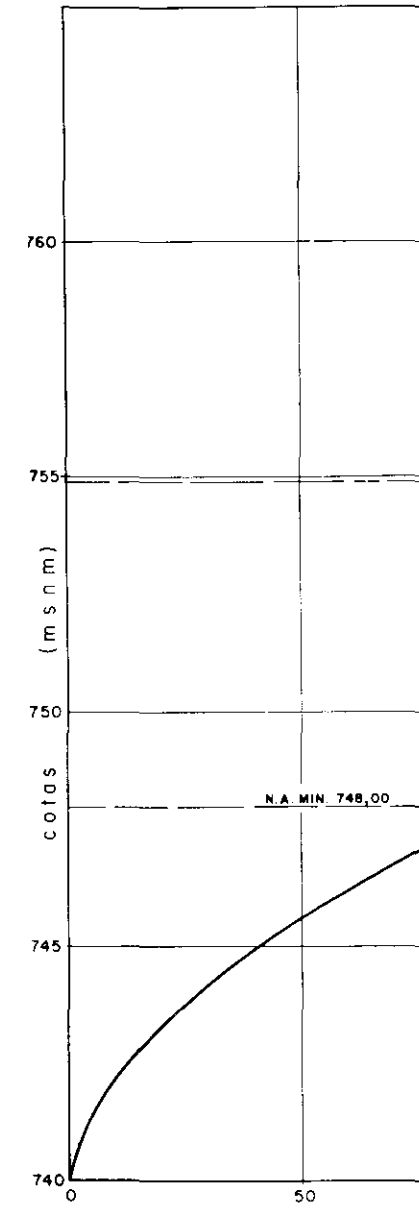
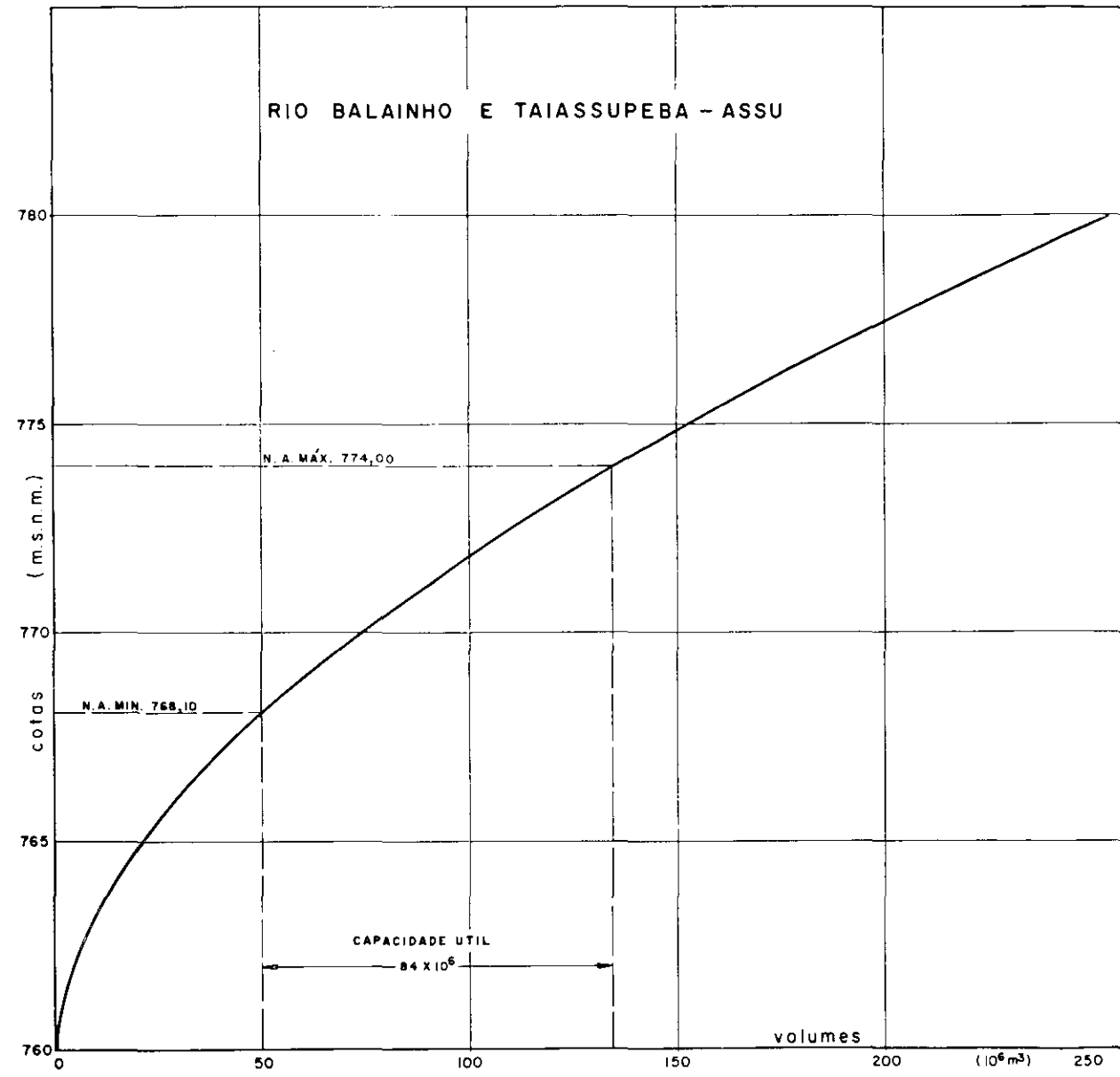
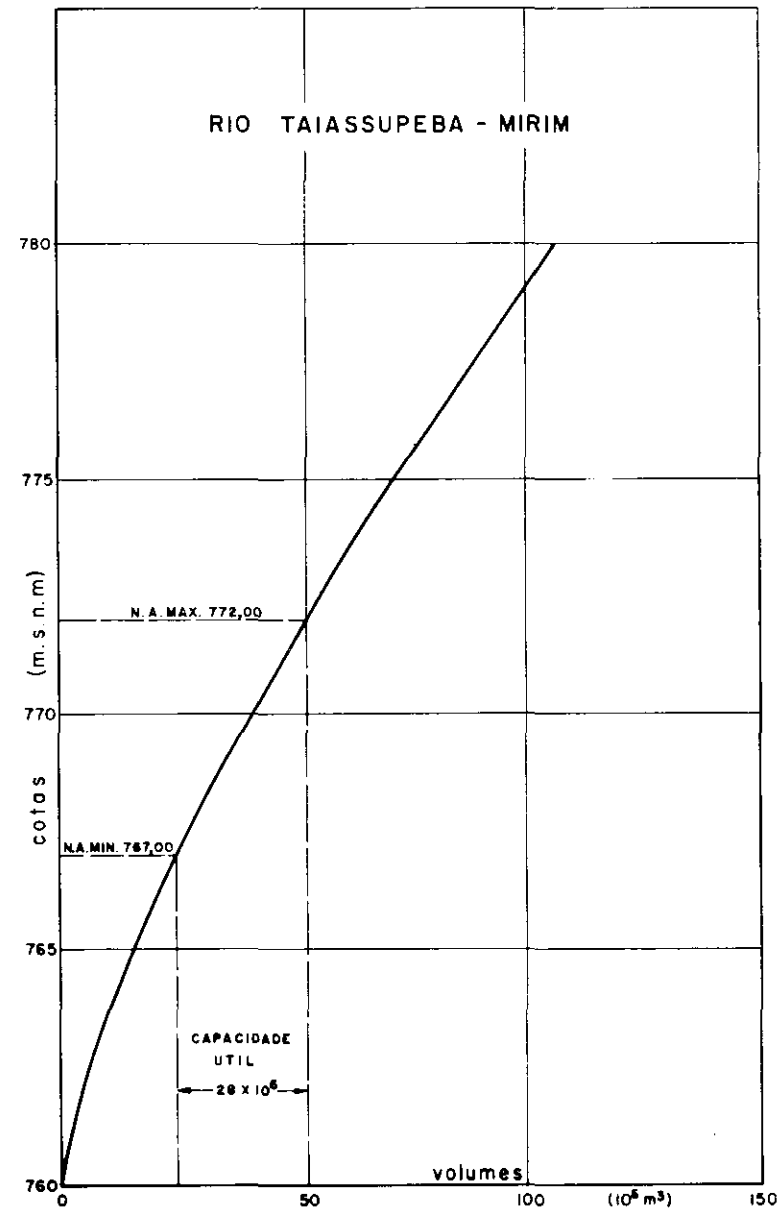
$$\psi_{3..4} = (\overline{Q}_3 + \overline{Q}_4) \cdot i \quad (23')$$

A criação do único reservatório, permitiu obter uma redução da capacidade útil, em relação ao valor global que resultaria, regularizando com reservatórios independentes. Isso, em virtude de uma ligeira compensação dos regimes naturais dos dois rios.

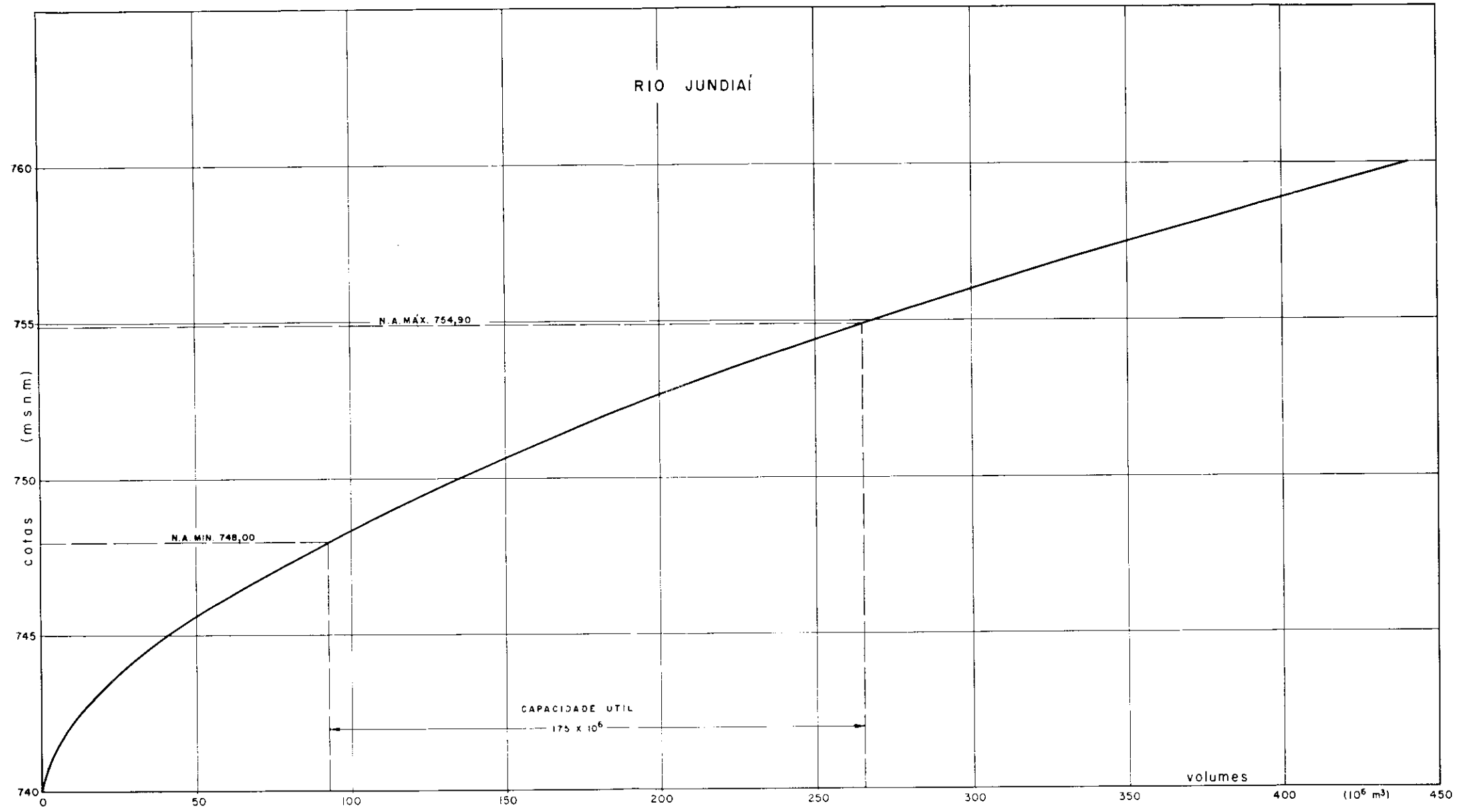
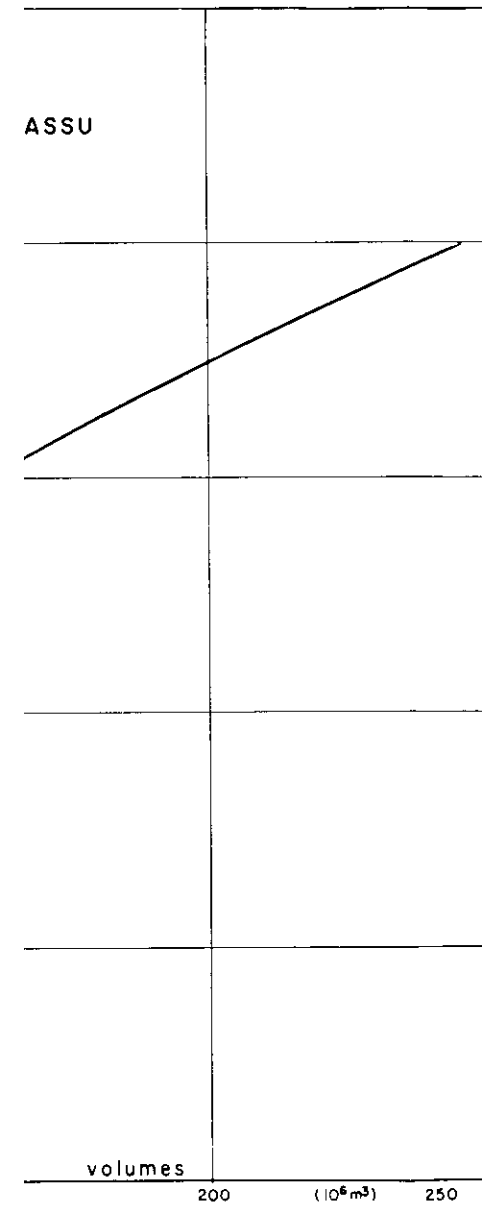
No QUADRO N.º 4, reunimos todos os elementos característicos, tirados das Tabelas de cálculo, acima mencionadas.

Para maior concisão, daqui em diante diremos que os valores dos volumes, divididos por A_o , são expressos em unidades.

VOLUMES ACUMULADOS NOS RESERVATÓRI



VOLUMES ACUMULADOS NOS RESERVATÓRIOS



D.A.E. DA S.V.O.P. (D.P.O.)	
REFORÇO DO ABASTECIMENTO DE ÁGUA POTÁVEL DE SÃO PAULO UTILIZANDO RECURSOS DO ALTO TIETÊ	
ESTUDO ORIENTADO PELO PROF. ALFREDO BANDINI	GRÁFICO Nº 3
ENGENHEIRO. DINO MAGNOLI	
DESENHISTA. BENEDITO B. SOARES	

QUADRO N.º 4

RIO	POSTO FLUVIO-MÉTRICO	TABELA DE CÁLCULOS N.º	VALORES EM UNIDADES DE:		CAPACIDADE ÚTIL DO RESERVATÓRIO (C _j)		Expressão dos volumes armazenados V _a
			máx. (f — ψ)	máx. (ψ — f)	em unidades	em 10 ⁶ m ³	
Beritiba Mirim	V-110	10	48,18	0,—	48,18	125	(f — ψ)
Jundiá	V-115	11	67,40	0,—	67,40	175	(f — ψ)
Taiassupeba-Assú	V-116	12	23,35	8,49	31,84	83	8,49 + (f — ψ)
Balainho	V-117						
Taiassupeba Mirim ...	V-118	13	10,36	0,—	10,36	27	(f — ψ)

3 — A configuração dos vales a montante das respectivas secções escolhidas para as barragens, permitem realizar os volumes acima referidos, com alturas de água relativamente modestas.

No QUADRO N.º 5, consubstanciamos as áreas inundadas Ω , obtidas planimetrando os mapas na escala 1:20.000, e os volumes progressivos V nas diferentes cotas (em *m.s.n.m.*), para cada um dos reservatórios. Fica excluído, naturalmente, o BERITIBA MIRIM, pelos motivos expostos no item 1 do parágrafo III.

QUADRO N.º 5

COTAS em <i>m.s.n.m.</i>	RESERVATÓRIOS NOS RIOS:					
	JUNDIAÍ		TAIASSUPEBA ASSÚ BALAINHO		TAIASSUPEBA MIRIM	
	Ω (<i>km</i> ²)	V (10 ⁶ . <i>m</i> ³)	Ω (<i>km</i> ²)	V (10 ⁶ . <i>m</i> ³)	Ω (<i>km</i> ²)	V (10 ⁶ . <i>m</i> ³)
740	0,336	0,—	—	—	—	—
750	26,720	135,280	—	—	—	—
760	36,056	449,160	2,124	0,—	3,012	0,—
770	46,520	862,040	12,780	74,520	5,204	41,080
780	58,764	1.388,460	23,056	251,100	7,508	104,640
790	—	—	37,572	554,340	10,224	193,300

Os valores parciais para os rios TAIASSUPEBA ASSÚ e BALAINHO, são referidos no QUADRO N.º 6.

QUADRO N.º 6

COTAS em <i>m.s.n.m.</i>	RESERVATÓRIOS NOS RIOS:			
	TAIASSUPEBA ASSÚ		BALAINHO	
	Ω (<i>km</i> ²)	V (10 ⁶ . <i>m</i> ³)	Ω (<i>km</i> ²)	V (10 ⁶ . <i>m</i> ³)
760	0,968	0,—	1,156	0,—
770	9,560	52,640	3,220	21,880
780	16,440	182,640	6,616	68,560
790	26,028	394,980	11,544	159,360

Fixaremos, portanto, para as capacidades úteis, os valores indicados no QUADRO N.º 4, os quais satisfazem a condição (18), isto é, garantem a regularização total das vazões naturais.

Por outra parte, comparando os QUADROS N.ºs 4 e 5, verificamos que as capacidades C_p , estão compreendidas nos ramos inferiores das curvas de volumes, cujo traçado torna-se, por sinal, assáz incerto, em virtude da equidistância altimétrica das curvas de nível (10 em 10 metros).

Foram determinadas, então, as equações das curvas regularizadoras dos pontos, tendo como coordenadas as cotas C e os correspondentse volumes armazenados V . Escolheu-se a forma monômica de função de potência, do tipo:

$$V = p \cdot \lambda^m \quad (24)$$

operando no plano logaritmico, para determinar p e m , cujos valores figuram no QUADRO N.º 7, juntamente com as respectivas expressões de λ .

QUADRO N.º 7

RESERVATÓRIO NO RIO	p	m	λ
Jundiaí	2,658	1,707	(C-740)
Taiassupeba Assú	0,825	1,805	(C-730)
Balainho	0,412	1,725	(C-730)
Taiassupeba-Mirim	1,701	1,383	(C-730)

Os valores de C devem ser dados em metros, resultando V em milhões de m^3 .

No GRÁFICO N.º 3, representamos as curvas traçadas utilizando a (24) e o QUADRO N.º 7 — Indicam-se, também, os níveis de inundação máximo e mínimo, fixados criteriosamente com o fito de tornar possível a interligação dos reservatórios, por gravidade.

As capacidades úteis resultantes para os reservatórios BALAINHO-TAIASSUPEBA ASSÚ e TAIASSUPEBA MIRIM superam ligeiramente os valores mínimos da TABELA N.º 4.

V — VAZÕES REGULARIZADAS EFETIVAMENTE DISPONÍVEIS

1 — As operações dos diversos reservatórios, permitem contar com os módulos *constantes*, referidos no QUADRO N.º 1.

Cabe, porém, considerar que a criação das extensas superfícies inundadas aumenta de maneira considerável as perdas por evaporação.

Portanto, para obter as vazões *liquidas* disponíveis, caberá subtrair, dos valores *brutos* dos módulos as perdas por evaporação. Não consideraremos, entretanto, eventuais perdas por filtração através de camadas permeáveis, não tendo elementos para uma qualquer avaliação. Contudo, em vista da natureza edafológica e geológica das bacias, é de supor que as referidas perdas sejam contidas na ordem de aproximação, com a qual são dadas as descargas obtidas por medições diretas.

2 — Para calcular a evaporação das superfícies livres, utilizaremos os resultados obtidos por BANDINI [III], para os Reservatórios BILLINGS e de GUARAPIRANGA, os quais apresentam condições de analogia geográfica e climatológica com os futuros lagos do Alto TIETÊ.

Elaborando os dados de medições sistemáticas efetuadas pela S. PAULO LIGHT S.A., por meio de evaporímetros e, levando em consideração os coeficientes de redução propostos por ROHWER e FOLLANSBER, resultaram, para o ciclo hidrológico 1928-1942, os módulos anuais de 994 mm para o BILLINGS e 1019 mm para o GUARAPIRANGA. A média entre os dois valores precedentes é 999 mm ; portanto adotaremos, arredondando, 1000 mm por ano.

O QUADRO N.º 8, reúne os elementos de cálculo, em função das superfícies *médias* inundadas Ω_j , isto é, para cada reservatório, a média entre os

valores Ω_M e Ω_m , correspondentes, respectivamente, às cotas de máxima inundação C_M e de mínima C_m . Esclareceremos, outrossim, que visando conseguir o melhor grau de aproximação, Ω_M e Ω_m foram determinados, interpolando nas funções lineares:

$$\lg \Omega = f(\log C)$$

construídos pelos elementos contidos no QUADRO N.º 5.

QUADRO N.º 8

RESERVATÓRIOS NOS RIOS:	$\bar{\Omega}_j$ (km^2)	Evaporação anual (m^3/seg)	Módulos brutos (m^3/seg)	Módulos líquidos (m^3/seg)
Jundiái	24,88	0,800	3,000	2,200
Taiassupeba-Assú	9,39	0,300	2,640	2,340
Balainho	3,04	0,100	0,910	0,810
Taiassupeba-Mirim ...	4,87	0,160	0,590	0,430
TOTAIS	42,18	1,360	7,140	5,780

As perdas por evaporação, representam:

$$100 \frac{1,36}{7,14} = 19\%$$

da vazão bruta global. Aplicando a mesma redução ao BERITIBA MIRIM, teremos, para êsse rio, o módulo líquido de:

$$(1 - 0,190) 2,535 = 2,06 m^3/seg.$$

E, a disponibilidade líquida global será:

$$5,78 + 2,06 = 7,84 m^3/seg.$$

VI — ALTERAÇÕES DO REGIME NATURAL DO RIO TIETÊ À JUSANTE DE ITAQUAQUECETUBA

1 — O desvio integral das vazões regularizadas dos afluentes, isto é (TABELAS N.ºs 1 e 8) do módulo:

$$Q_1 + \sum_2^5 Q_j = (2,535 + 7,145) = 9,680 m^3/seg.$$

afeta, sem dúvida, as vazões do rio TIETÊ à jusante da barra do rio TAIAS-SUPEBA.

Examinemos, em primeiro lugar, as ocorrências, entre os postos fluviométricos de ITAQUAQUECETUBA e, respectivamente, BAIRRO DO LIMÃO, localizado pouco a montante da confluência do rio PINHEIROS.

2 — As reduções sofridas pelos valores modulares, estão consubstanciadas no QUADRO N.º 9.

O valor dado para BAIRRO DO LIMÃO, refere-se do período 1928-1942 [II].

QUADRO N.º 9

Postos fluviométricos no rio TIETÊ	vide TABELA N.º	MÓDULOS (m^3/seg)		$(\bar{Q}_k - 9,68)$
		reduzidas	atuais	
		\bar{Q}_k	$(\bar{Q}_k - 9,68)$	\bar{Q}_k
Itaquaquecetuba	6	29,37	18,69	0,64
Guarulhos	7	34,42	24,74	0,72
Bairro do Limão	—	44,30	34,62	0,78

3 — Examinemos, agora, as condições que se apresentam no rio TIETÊ em ITAQUAQUECETUBA, quando da estiagem crítica do ciclo T , ocorrida no trimestre julho-setembro de 1940, como depreende-se nas TABELAS N.ºs 6 a 9.

Para isso, referimos no QUADRO N.º 10, as vazões médias mensais:

Q_6 — do rio TIETÊ em ITAQUAQUECETUBA (TABELA N.º 6)

$(Q_1 + \dots + Q_5)$ — dos rios: BERITIBA MIRIM, JUNDIAÍ, TAIASSUPEBA ASSÚ, BALAINHO e TAIASSUPEBA MIRIM (TABELAS N.ºs 1 e 8).

e as respectivas diferenças.

TABELA N.º 10

VAZÕES	Unidades de medida	ANO DE 1940		
		Julho	Agosto	Setembro
Q_6	$m^3/seg.$	9,6	9,8	10,1
$\frac{1}{5} \sum Q_j$	$m^3/seg.$	3,3	2,7	3,2
$Q^*_6 = Q_6 - \frac{1}{5} \sum Q_j$	$m^3/seg.$	6,3	7,1	6,9
$(Q^*_6 : Q_6)$	—	0,67	0,725	0,685

4 — O caudal do rio TIETÊ entre ITAQUAQUECETUBA e S. PAULO, além de alimentar industrias, poderá, futuramente, atender eventuais exigências vinculadas com o problema da navegação.

Cabe, porém, observar que, no que diz respeito à poluição química, as sangrias indicadas nos QUADROS N.ºs 9 e 10, não podem afetar, de maneira sensível, a concentração hidrogênio-iônica (pH) das águas, que depende essencialmente de descargas concentradas dos estabelecimentos químicos ribeirinhos. Neste sentido, só um tratamento adequado poderá elevar o teor alcalino da corrente. Análogamente, quanto à poluição biológica, é pacífico que um razoável melhoramento, poderá ser obtido somente realizando estações para o trata-

mento dos esgotos cloacais, cujas modalidades não são incompatíveis com as reduções de vazões, devidas ao desvio dos afluentes.

Resta considerar o problema da navegação.

Observamos, a respeito, que ainda não foram estabelecidas as condições técnico-econômicas mais convenientes, para a eventual exploração do rio TIETÊ, a montante de S. PAULO, como via de comunicação e transporte de mercadorias.

De todo modo, os módulos reduzidos do QUADRO N.º 9 e as vazões mínimas Q_6^* , do QUADRO N.º 10, oferecem suficientes garantias, para obter soluções economicamente viáveis, baseadas na realização de obras, longitudinais e transversais, de regularização do álveo, integradas, se for preciso, por pequenos represamentos com eclusas e comportas móveis.

5 — A presença dos reservatórios exerce, entretanto, nos períodos de enchente, uma função moderadora, da qual pode ser feita uma avaliação preliminar, ponderando os dados referidos no QUADRO N.º 3.

Somemos os valores das vazões máximas diárias dos 5 afluentes, respectivamente, para T_r igual a 100, 500 e 1000 anos, e calculemos as relações entre as referidas somas ($\sum Q_j$) e as máximas diárias do rio TIETÊ, em ITAQUAQUECETUBA Q_6 relativas ao mesmo T_r (vide QUADRO N.º 11).

QUADRO N.º 11

T_r (anos)	$\frac{1}{5} \sum Q_j$ ($m^3 \cdot seg$)	Q_6 ($m^3 \cdot seg$)	$\frac{\frac{1}{5} \sum Q_j}{Q_6}$
100	118,4	327,3	0,363
500	140,0	393,5	0,357
1000	149,1	422,0	0,355

Admitindo-se o caso limite, de que as máximas vazões diárias sejam contemporâneas, a contribuição dos 5 afluentes representa, aproximadamente, 36% da vazão total em ITAQUAQUECETUBA.

Admitiremos que a referida porcentagem, se mantenha para qualquer enchente.

Nos períodos em que os reservatórios não estiverem cheios e permitirem a acumulação das ondas de enchentes, será possível conseguir uma redução da descarga máxima diária, em ITAQUAQUECETUBA, até 36%.

Entretanto, quando os reservatórios estiverem cheios, poder-se-á contar, exclusivamente, com a laminação obtida em virtude do maior volume armazenado, durante a enchente, acima da cota de máxima inundação útil C_u de cada represamento.

Reservando-nos um estudo mais detalhado da questão, quando da elaboração dos projetos definitivos, observaremos, porém, que o mencionado efeito laminador pode reduzir, de maneira sensível, a máxima vazão Q_M de uma onda que aflore no reservatório.

Assim, por exemplo, para o futuro reservatório da BARRA BONITA, no rio TIETÊ, obtivemos [VI]:

$$\frac{Q_{M,r}}{Q_M} = \sim 0,8$$

onde $Q_{M,r}$ é a máxima vazão derivada do reservatório durante o evento.

Portanto, mesmo admitindo-se uma redução de 20%, no que diz respeito às máximas vazões dos 5 afluentes, a vazão em ITAQUAQUECETUBA, sofreria a redução de apenas:

$$0,2 \times 36 = 7,2\%$$

As reduções tornar-se-iam insignificantes no trecho do rio TIETÊ, à jusante da referida estação fluviométrica.

Por outra parte, o exame das TABELAS N.ºs 10 a 13, nos permite organizar o QUADRO N.º 2, do qual depreendemos duas circunstâncias:

QUADRO N.º 12

Reservatórios nos rios:	$V_a = C$ no fim de:	Permanência da condição: $V_a \geq 0,8 C$ em % de T
Beritiba Mirim	abril de 1939	17,50
Jundiá	agosto de 1931 junho de 1932	13,75
Taiassupeba A. e Balainho ..	março de 1932	3,33
Taiassupeba Mirim	março de 1932	10,40

os reservatórios estão completamente cheios 1 ou 2 vezes em $T = 240$ meses, tendo-se, oitrossim, defasagem entre as bacias de BERITIBA MIRIM-JUNDIAÍ e a bacia do rio TAIASSUPEBA;

são relativamente breves, em relação ao ciclo T , os períodos em que o volume armazenado V_a , supera 80% da capacidade útil C .

É lícito, portanto, concluir que, exceto os casos mais críticos em que as ondas de enchente atingirem os reservatórios nas fases de total ou quase total acumulação, a presença das represas será responsável por uma razoável redução de descargas do rio TIETÊ, no trecho compreendido entre ITAQUAQUECETUBA e S. PAULO. Acrescentaremos que, aplicando, a (15) para $T_p = 1000$ resulta, em BAIRRO DO LIMÃO ($\Omega = 2655 \text{ Km}^2$), a máxima diária de $647 \text{ m}^3/\text{seg.}$, tendo-se, assim (QUADRO N.º 11):

$$\frac{149,1}{647} = 0,231$$

Isto é, a retenção das enchentes dos afluentes, nos respectivos reservatórios, reduziria a máxima diária em S. PAULO na proporção de 23%.

VII — INFLUÊNCIAS DO DESVIO DOS AFLUENTES, SÓBRE O SISTEMA HIDROELÉTRICO DO ALTO TIETÊ.

1 — Em um TÊRMO DE ACÔRDO celebrado entre a S. PAULO LIGHT SA. e o GOVÊRNO DO ESTADO DE S. PAULO [VIII], foi estabelecido que as perdas decorrentes do uso da água nos sistemas de águas e de esgotos da Capital, devem ser calculados na base de 15% do volume de água derivado.

Ao desvio de $9,68 \text{ m}^3/\text{seg.}$ (parágr. VI — item 1), corresponde um módulo, líquido da evaporação de, $7,84 \text{ m}^3/\text{seg}$ (parágrafo VI — item 2), dos quais:

$$(0,15 \times 7,84) = 1,176 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

constituem as perdas, em quanto:

$$(7,840 - 1,176) = 6,664 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad (25)$$

são devolvidas ao rio TIETÊ, através da rêde de esgôtos da Capital.

Portanto, a redução efetiva, sofrida pelo módulo do rio TIETÊ, será de:

$$(9,680 - 6,664) = 3,016 \cong 3 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad (25')$$

desprezando-se as perdas por evaporação, aliás pequenas, que corresponderiam ao escoamento de $9,68 \text{ m}^3/\text{seg.}$, no álveo do rio, de ITAQUAQUECETUBA a S. PAULO.

2 — As águas do rio TIETÊ, são recalçadas para o reservatório BILLINGS, pelas Usinas de TRAIÇÃO e PEDREIRA, superando um desnível topográfico médio [II — pág. 53], de $21,50 \text{ m}$. Em seguida, são desviadas para a Usina de CUBATÃO, aproveitando o desnível bruto de 715 m .

A $1 \text{ m}^3/\text{seg.}$, corresponderá, portanto um equivalente energético efetivo:

$$\Delta P = \left[9,8 \eta \left(715 - \frac{\eta}{\eta'} 21,5 \right) \right] \quad (\text{em } kW) \quad (26)$$

onde η é o rendimento *médio* de produção e η' o rendimento *médio* do recalque.

Pondo-se:

$$\begin{aligned} \text{para a adução de águas } \eta_1 &= 0,96 \\ \text{para as turbinas } \eta_2 &= 0,80 \\ \text{para os alternadores } \eta_3 &= 0,965 \\ \text{para os transformadores } \eta_4 &= 0,97 \end{aligned}$$

resultará:

$$\eta = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot \eta_4 \cong 0,77 \quad (27)$$

O rendimento η' , entretanto, leva em conta as perdas dos transformadores em baixada, dos motores, das bombas e das obras de adução.

Pode-se tomar:

$$\eta' = 0,74 \quad (28)$$

Substituindo, então, os valores (27) e (29) na (26) obteremos:

$$\Delta P = 5.226,6 \text{ kW} \quad (26')$$

A vazão (25') corresponderá, portanto, uma perda de potência de:

$$3 \times 5.226,6 = 15.679,8 \text{ kW} \quad (29)$$

3 — Esta perda torna-se efetiva, quando a vazão total disponível na bacia do alto TIETÊ, à montante de PIRAPORA, não supera a capacidade de consumo e armazenamento do sistema, isto é, quando não temos escoamento d'água pelos vertedores da barragem de PIRAPORA.

De acôrdo com os estudos elaborados por BANDINI [III — TABELA N.º 59 — pág. 173], o excesso de vazão disponível em relação à utilizável, pode verificar-se durante 18 meses, em um quinquênio (180 meses), tendo as características do ciclo padrão: 1928-1942.

Por consequência à (29) corresponderá uma *perda média diária de energia* de:

$$(0,9 \times 15.679,8 \times 24) = 338.684 \text{ kWh} \quad (30)$$

e uma perda média anual de:

$$338.684 \times 365 = 123.619.660 \text{ kWh}$$

Considerando [II — TABELA N.º 65 — pág. 183], que a produção média definitiva da Usina de CUBATÃO pode ser avaliada a razão de 11.295.336 kWh por dias, resulta que as perdas representam apenas:

$$100 \frac{11.295.336}{338.684} = 3\% \quad (31)$$

4 — À redução de energia produzida (31), devem-se, porém, contrapor os benefícios derivantes da maior regularização das vazões disponíveis, devido às operações dos reservatórios.

Assim, por exemplo, fazendo-se referência ao *trimestre de estiagem crítico* considerado no QUADRO N.º 10 e, recordando as (25) e (26'), o nosso projeto garante as condições consubstanciadas no QUADRO N.º 13. Em relação ao regime atual, ter-se-á, evidentemente uma maior disponibilidade de água até que:

$$\sum_1^5 Q_i < 6,664 \text{ m}^3 \text{ seg.} \quad (32)$$

QUADRO N.º 13

A N O	MESES	Maior disponibilidade de:	
		VAZÃO: (m ³ seg.)	Energia média diária (kWh)
1	Julho	3,334	418.212
9	Agosto	3,964	497.237
4			
0	Setembro	3,464	434.518

Utilizando as TABELAS N.ºs 1 e 8, deduzimos que a condição (32) é verificada 77 meses sobre 240, isto é, com a permanência de 32,1%, sendo que 71 meses (permanência 29,5%) estão concentrados entre maio e novembro.

A menor energia disponível pode-se considerar, pelo menos parcialmente, compensada pela maior uniformidade, com aumentos não desprezíveis, nos períodos de fortes estiagens, quando a produção é inferior à demanda.

VIII — CONCLUSÕES — Em vista das ponderações feitas nos parágrafos VI e VII e considerando o elevado valor econômico e social da água destinada a uso potável, optamos pelo aproveitamento integral das vazões líquidas disponíveis (parágrafo V, item 2).

No QUADRO N.º 14, resumimos os valores definitivamente adotados.

QUADRO N.º 14

RIOS	Vazões líquidas regularizadas (<i>m³.seg.</i>)	
	Disponíveis	Aproveitadas
Beritiba Mirim	2,06	2,00
Jundiaí	2,20	2,20
Taiassupeba Assu	2,34	2,30
Balainho	0,81	0,80
Taiassupeba Mirim ...	0,43	0,40
TOTAIS	7,84	7,70

A diferença de 0,140 *m³.seg.*, aliás insignificante, depende dos arredondamentos e corresponde, outrossim, a um critério prudente na avaliação das vazões.

Supondo-se uma dotação de 300 *l.cap. por dia*, a vazão acima fixada é suficiente para abastecer:

$$\frac{7,7 \times 86.400 \times 1.000}{300} = 2.217.000$$

abitantes da Capital.

TABELA Nº 1

RIO HERITIBA em HERITIBA NOVA (V-110)

Bacia Hidrográfica : Km² 85Período (1927-1946) - Vazões (Q₁) em (m³/seg) : médias mensais, anuais e módulos

ANOS	M E S E S												SOMAS	MÉDIAS
	JANEIRO	FEVEREIRO	MARÇO	ABRIL	MAIO	JUNHO	JULHO	AGOSTO	SETEMBRO	OUTUBRO	NOVEMBRO	DEZEMBRO		
1927	4,7	7,9	5,8	2,7	2,0	2,2	1,5	2,5	5,3	4,1	3,0	3,4	45,1	3,758
1928	3,1	3,6	3,7	3,6	1,6	1,3	1,2	2,0	1,1	1,4	1,1	2,4	26,1	2,175
1929	5,5	7,2	5,3	2,3	2,9	1,4	1,2	1,0	1,4	1,0	1,8	6,1	37,1	3,091
1930	4,5	3,6	2,0	5,1	2,1	1,1	1,0	1,9	1,5	3,2	2,3	5,7	34,0	2,833
1931	3,8	6,5	6,5	2,8	1,5	1,2	0,7	0,6	1,6	2,3	2,1	3,9	35,5	2,958
1932	4,9	2,4	5,2	2,6	3,6	2,1	1,0	1,5	0,6	1,5	1,1	3,5	30,0	2,500
1933	4,0	1,6	1,9	1,6	2,0	1,2	0,8	0,5	1,3	1,8	1,8	3,0	21,5	1,791
1934	5,7	4,6	4,1	2,3	1,7	1,0	0,8	0,8	1,1	1,2	1,0	5,9	30,2	2,516
1935	5,0	9,6	6,5	4,2	2,0	2,1	1,3	1,4	3,2	3,8	1,7	1,3	42,1	3,508
1936	2,8	2,1	4,1	2,5	1,1	2,7	0,5	1,0	2,2	1,3	2,0	3,4	25,7	2,141
1937	5,3	4,8	2,2	3,8	3,9	2,3	0,9	1,0	0,6	2,9	4,7	3,9	36,3	3,025
1938	3,5	6,9	4,3	3,8	2,8	4,3	2,0	2,8	2,9	4,2	3,5	3,3	44,3	3,691
1939	6,6	3,2	2,0	3,2	1,7	2,0	1,0	0,8	0,8	6,6	1,7	1,5	25,1	2,091
1940	4,1	7,1	3,0	4,0	2,4	1,0	0,7	0,5	0,7	1,5	1,4	3,6	30,0	2,500
1941	4,1	3,3	5,9	2,4	1,5	0,9	0,9	0,5	2,6	2,8	2,5	4,2	31,6	2,633
1942	3,7	4,1	3,2	3,4	1,1	1,1	2,2	0,8	0,7	0,7	1,6	3,4	26,0	2,166
1943	3,1	3,3	1,5	1,0	1,4	0,9	0,3	1,0	0,8	2,9	1,3	1,8	19,3	1,608
1944	1,6	5,6	6,4	2,2	1,9	1,0	1,0	0,5	0,4	0,5	1,9	1,8	26,1	2,175
1945	3,2	4,1	2,9	2,4	1,1	2,6	1,4	0,5	0,7	0,6	0,8	2,3	22,6	1,883
1946	4,1	1,6	1,2	1,4	0,6	0,7	0,7	0,4	0,3	2,2	2,4	1,2	19,8	1,650
SOMAS	83,3	95,4	80,7	58,3	38,9	33,1	21,1	22,0	29,8	40,5	39,7	65,6	608,4	50,693
MÓDULOS	4,165	4,770	4,035	2,915	1,945	1,655	1,055	1,100	1,490	2,025	1,985	3,280	30,420	2,535

TABELA Nº 2

RIO JUNDIAI em JUNDIAI (V-115)

Bacia Hidrográfica : Km² 122Período (1927-1946) - Vazões (Q₂) em (m³/seg) : médias mensais, anuais e módulos

ANOS	M E S E S												SOMAS	MÉDIAS
	JANEIRO	FEVEREIRO	MARÇO	ABRIL	MAIO	JUNHO	JULHO	AGOSTO	SETEMBRO	OUTUBRO	NOVEMBRO	DEZEMBRO		
1927	5,2	7,5	8,0	3,6	2,4	2,7	2,0	2,6	5,5	4,0	2,5	2,7	48,7	4,058
1928	4,8	6,1	9,4	6,7	3,5	2,5	2,2	2,8	1,8	2,2	2,2	1,6	48,8	4,066
1929	8,0	10,2	6,6	3,2	3,8	2,4	2,0	1,8	2,2	1,6	2,3	1,6	51,7	4,308
1930	7,0	5,9	7,0	1,7	1,6	2,1	1,8	2,5	2,0	3,4	3,6	1,4	46,0	3,833
1931	5,4	8,3	6,9	4,0	3,0	2,8	1,8	1,6	2,8	3,2	3,0	5,2	49,6	4,133
1932	3,5	3,3	1,8	2,1	3,5	3,1	1,4	1,6	1,3	1,9	1,8	2,9	31,5	2,625
1933	3,5	2,0	2,0	1,3	1,8	1,5	1,2	1,1	1,6	1,5	1,5	2,3	21,3	1,775
1934	5,8	3,6	3,7	1,9	1,5	1,2	1,1	1,1	1,2	1,5	1,7	5,8	30,1	2,508
1935	4,8	9,7	6,1	3,8	3,0	2,6	1,6	1,5	3,1	4,5	1,6	1,4	43,0	3,633
1936	3,8	1,8	3,6	2,6	1,4	1,1	1,0	1,4	2,3	1,5	2,3	4,5	27,3	2,275
1937	5,5	5,6	3,3	4,5	4,7	2,7	1,5	1,5	1,2	3,4	5,3	3,4	42,6	3,550
1938	2,7	6,5	5,0	4,8	3,0	3,5	1,9	2,6	2,9	4,2	3,4	3,7	44,3	3,691
1939	6,9	3,1	2,0	2,3	1,8	1,4	1,3	1,1	1,1	1,0	1,8	2,2	26,0	2,166
1940	4,1	8,6	3,6	3,1	1,8	1,2	1,0	0,9	1,0	1,6	1,8	4,3	32,4	2,700
1941	5,6	3,6	4,5	2,0	1,6	1,1	1,3	1,0	2,9	3,4	3,1	4,5	34,6	2,883
1942	4,0	4,7	4,1	3,7	1,7	1,8	2,9	1,2	1,1	1,1	1,4	2,8	30,5	2,541
1943	3,1	2,6	2,4	1,2	0,9	1,2	0,9	1,0	1,2	3,8	1,9	2,1	22,3	1,858
1944	2,5	5,3	8,3	3,9	2,0	1,5	1,4	1,1	1,0	0,9	2,3	2,1	32,3	2,691
1945	4,1	4,9	3,9	2,5	1,5	3,3	2,2	1,1	1,1	1,2	1,2	2,5	29,5	2,458
1946	5,7	3,4	6,0	1,8	1,2	1,3	1,2	0,9	0,8	2,0	2,9	1,9	29,1	2,425
SOMAS	96,0	107,7	98,9	64,6	45,7	41,1	31,7	30,4	38,1	47,9	47,6	73,9	721,6	60,377
MÓDULOS	4,800	5,385	4,845	3,230	2,285	2,055	1,585	1,520	1,905	2,395	2,380	3,695	36,080	3,000

TABELA Nº 3

RIO TAIASSUPERA-ASSU em Pte. TAIASSUPERA-ASSU (V-116)

Bacia Hidrográfica : Km² 91,7Período (1927-1946) - Vazões (Q_v) em (m³/seg) : médias mensais, anuais e módulos

ANOS	M E S E S												SOMAS	MEDIAS
	JANEIRO	FEVEREIRO	MARÇO	ABRIL	MAIO	JUNHO	JULHO	AGOSTO	SETEMBRO	OUTUBRO	NOVEMBRO	DEZEMBRO		
1927	3,8	5,0	3,8	2,1	1,5	1,8	1,3	1,7	3,4	2,4	1,4	1,9	30,1	2,508
1928	4,3	5,3	6,9	4,4	2,8	2,0	1,8	2,0	1,3	1,4	1,6	2,6	36,4	3,033
1929	5,0	7,2	4,9	2,5	2,9	2,0	1,8	1,7	2,2	1,6	1,9	5,0	38,7	3,225
1930	5,4	4,9	2,7	2,8	2,0	1,8	1,5	1,9	1,8	2,2	2,5	5,3	34,8	2,900
1931	4,0	6,2	5,6	4,5	3,1	2,7	2,2	2,0	2,9	2,8	2,3	3,8	42,1	3,508
1932	5,5	3,6	4,9	2,2	2,9	2,4	1,8	1,9	1,3	1,7	2,0	2,9	33,1	2,758
1933	2,9	1,9	2,1	1,9	1,8	2,0	1,6	1,3	1,8	1,8	1,7	1,7	22,5	1,875
1934	4,5	3,0	2,9	2,0	1,8	1,4	1,3	1,4	1,5	1,5	1,3	5,0	27,6	2,300
1935	3,9	6,8	4,3	2,8	1,8	2,4	1,5	1,5	2,7	3,3	1,8	1,6	34,4	2,866
1936	3,3	1,8	3,6	2,4	1,4	1,1	1,0	1,4	2,1	1,4	1,8	3,9	25,2	2,100
1937	4,9	4,6	2,8	3,8	3,3	2,5	1,4	1,4	1,0	2,6	4,4	2,8	35,5	2,958
1938	2,9	4,9	3,7	4,1	2,5	2,6	1,7	2,2	2,4	3,1	2,3	3,8	36,2	3,016
1939	6,3	2,6	1,6	1,8	1,4	1,3	1,2	0,9	0,9	0,7	1,5	2,4	22,6	1,883
1940	4,6	6,4	3,0	1,7	2,0	1,0	0,8	0,7	0,8	1,7	1,4	4,8	30,9	2,575
1941	4,9	3,2	3,6	2,1	1,6	1,2	1,4	0,8	2,8	3,0	3,4	4,5	32,5	2,708
1942	4,8	5,5	5,4	4,0	1,7	1,9	3,3	1,4	1,2	0,9	1,1	3,1	34,3	2,858
1943	3,5	3,9	2,4	1,2	0,8	1,1	0,7	1,0	1,2	3,6	1,9	1,4	22,7	1,891
1944	2,3	5,4	7,8	4,1	1,9	1,4	1,4	1,0	0,8	0,7	2,2	1,8	30,8	2,566
1945	2,5	5,5	4,3	1,6	1,5	3,5	2,1	1,0	1,0	1,1	1,1	2,3	27,5	2,291
1946	5,9	3,2	4,8	1,8	1,3	1,9	2,9	2,0	1,5	3,9	4,3	3,1	36,6	3,050
SOMAS	85,2	92,9	81,1	53,8	40,0	38,0	32,7	29,2	34,6	41,4	41,9	63,7	634,5	53,089
MÓDULOS	1,260	1,645	1,455	2,690	2,000	1,900	1,635	1,480	1,730	2,070	2,095	3,185	31,725	2,64

TABELA Nº 4

RIO BALAINHO em PONTE BALAINHO (V-117)

Bacia Hidrográfica : Km² 50,9Período (1927-1946) - Vazões (Q_v) em (m³/seg) : médias mensais, anuais e módulos.

ANOS	M E S E S												SOMAS	MEDIAS
	JANEIRO	FEVEREIRO	MARÇO	ABRIL	MAIO	JUNHO	JULHO	AGOSTO	SETEMBRO	OUTUBRO	NOVEMBRO	DEZEMBRO		
1927	0,8	1,0	0,7	0,4	0,3	0,3	0,3	0,3	0,7	0,4	0,3	0,4	5,9	0,491
1928	1,0	1,1	1,5	0,6	0,4	0,3	0,3	0,3	0,2	0,2	0,3	0,5	6,7	0,558
1929	1,5	2,5	1,7	0,7	0,8	0,6	0,5	0,4	0,6	0,4	0,5	1,5	11,7	0,975
1930	1,8	1,4	0,7	0,6	0,5	0,5	0,4	0,5	0,9	0,6	0,7	2,0	10,2	0,850
1931	1,5	2,7	1,9	1,1	0,7	0,6	0,5	0,5	0,7	0,8	0,5	1,0	12,5	1,041
1932	1,2	1,0	1,7	0,6	0,9	0,8	0,6	0,6	0,5	0,5	0,8	0,9	10,1	0,841
1933	0,9	0,7	0,7	0,6	0,6	0,6	0,5	0,5	0,6	0,6	0,5	0,7	7,5	0,625
1934	1,5	1,1	0,9	0,7	0,6	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	1,7	9,5	0,791
1935	1,3	2,6	2,1	1,1	0,7	1,0	0,7	0,7	1,3	1,9	0,9	0,7	15,0	1,250
1936	1,3	0,8	1,8	0,9	0,7	0,5	0,5	0,6	0,9	0,7	0,9	1,9	11,5	0,958
1937	2,0	2,1	1,6	1,5	1,2	1,0	0,7	0,7	0,6	1,1	2,0	1,3	15,8	1,316
1938	1,1	2,1	1,6	1,6	0,9	1,0	0,7	0,8	1,0	1,3	0,9	1,5	14,5	1,208
1939	2,7	1,3	0,7	0,7	0,6	0,6	0,5	0,5	0,5	0,4	0,6	0,9	10,0	0,833
1940	2,0	3,2	1,0	0,7	0,6	0,5	0,5	0,4	0,5	0,7	0,5	1,6	12,2	1,016
1941	2,4	1,1	1,1	0,7	0,6	0,6	0,6	0,5	0,9	1,0	1,0	1,2	11,7	0,975
1942	1,6	2,5	1,5	1,2	0,7	0,7	1,1	0,7	0,6	0,5	0,5	0,9	12,5	1,041
1943	1,2	1,3	0,9	0,6	0,5	0,6	0,5	0,5	0,6	1,2	0,7	0,6	9,2	0,766
1944	0,8	2,1	2,3	1,0	0,6	0,5	0,5	0,5	0,5	0,4	0,7	0,6	10,5	0,875
1945	0,9	1,7	1,1	0,6	0,6	1,3	0,7	0,5	0,5	0,5	0,5	0,8	9,7	0,808
1946	1,7	1,0	1,4	0,7	0,6	0,7	0,7	0,6	0,6	1,1	1,0	0,8	10,9	0,908
SOMAS	29,2	33,3	26,9	16,6	13,1	13,2	11,3	10,6	12,8	14,6	14,3	21,5	217,6	18,126
MÓDULOS	1,160	1,665	1,345	0,830	0,655	0,660	0,565	0,530	0,640	0,740	0,715	1,075	10,880	0,91

TABELA Nº 5

RIO TAIASSUPERA-MIRIM em PALMEIRAS (V-118)

Bacia Hidrográfica : Km² 62,2Período (1927-1946) - Vazões (Q₅) em (m³/seg) : médias mensais, anuais e módulos.

ANOS	M E S E S												SOMAS	MÉDIAS
	JANEIRO	FEVEREIRO	MARÇO	ABRIL	MAIO	JUNHO	JULHO	AGOSTO	SETEMBRO	OUTUBRO	NOVEMBRO	DEZEMBRO		
1927	1,0	1,3	0,9	0,6	0,4	0,5	0,3	0,5	1,0	0,6	0,4	0,4	7,9	0,658
1928	1,0	1,1	1,3	0,9	0,6	0,4	0,4	0,4	0,3	0,3	0,4	0,8	7,9	0,658
1929	1,5	1,8	1,4	0,8	0,9	0,6	0,5	0,5	0,6	0,5	0,6	1,2	10,9	0,908
1930	1,3	1,1	0,6	0,5	0,5	0,4	0,3	0,4	0,4	0,6	0,7	1,3	8,1	0,675
1931	1,1	1,7	1,4	1,0	0,7	0,6	0,4	0,4	0,7	0,7	0,5	1,0	10,2	0,850
1932	1,2	0,7	0,9	0,4	0,6	0,4	0,3	0,3	0,2	0,4	0,5	0,8	6,7	0,558
1933	0,7	0,4	0,4	0,2	0,2	0,3	0,2	0,1	0,3	0,2	0,2	0,3	3,5	0,291
1934	1,1	0,9	0,6	0,4	0,3	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	1,0	5,5	0,458
1935	0,6	1,2	1,1	0,6	0,3	0,5	0,3	0,3	0,7	1,0	0,4	0,3	7,3	0,608
1936	0,6	0,4	0,9	0,4	0,2	0,1	0,1	0,3	0,4	0,4	0,5	0,9	5,2	0,433
1937	1,2	1,0	0,9	1,0	0,8	0,6	0,3	0,3	0,2	0,7	1,2	0,7	8,9	0,741
1938	0,6	1,0	0,8	0,9	0,6	0,5	0,4	0,6	0,7	0,9	0,6	1,0	8,6	0,716
1939	1,8	0,8	0,5	0,4	0,5	0,3	0,3	0,2	0,2	0,2	0,5	0,5	6,2	0,516
1940	0,8	1,4	0,6	0,4	0,4	0,3	0,3	0,2	0,2	0,4	0,3	0,6	5,9	0,491
1941	1,1	0,9	0,9	0,7	0,4	0,3	0,3	0,2	0,7	0,7	0,8	0,9	7,9	0,658
1942	1,1	1,2	1,1	0,9	0,5	0,6	0,8	0,3	0,4	0,3	0,3	0,8	8,3	0,691
1943	0,8	1,0	0,6	0,4	0,2	0,3	0,2	0,3	0,4	0,9	0,3	0,3	5,9	0,491
1944	0,4	0,9	1,2	0,7	0,3	0,2	0,2	0,2	0,2	0,1	0,5	0,4	5,3	0,441
1945	0,5	1,2	0,6	0,3	0,3	0,7	0,5	0,2	0,2	0,2	0,2	0,5	5,4	0,450
1946	1,3	0,7	1,2	0,5	0,3	0,3	0,3	0,1	0,1	0,5	0,4	0,2	5,9	0,491
SOMAS	18,7	20,7	17,6	12,0	9,0	8,1	6,6	6,0	8,1	9,8	9,7	13,9	141,5	11,783
MÓDULOS	0,915	1,035	0,895	0,600	0,450	0,405	0,330	0,300	0,405	0,490	0,485	0,695	7,040	0,59

TABELA Nº 6

RIO TIETE em ITAQUAQUECETUBA (V-121)

Bacia Hidrográfica : Km² 1.550Período (1927-1946) - Vazões (Q₅) em (m³/seg) : médias mensais, anuais e módulos.

ANOS	M E S E S												SOMAS	MÉDIAS
	JANEIRO	FEVEREIRO	MARÇO	ABRIL	MAIO	JUNHO	JULHO	AGOSTO	SETEMBRO	OUTUBRO	NOVEMBRO	DEZEMBRO		
1927	53,5	56,8	58,3	32,8	18,6	18,6	14,1	19,7	50,8	32,7	24,5	26,2	406,6	33,883
1928	37,6	43,9	72,1	41,4	31,0	19,9	16,9	23,1	14,2	18,9	16,3	33,4	368,9	30,741
1929	76,9	135,4	83,6	40,1	40,5	33,6	22,6	20,3	27,6	19,0	24,8	69,2	593,6	49,466
1930	68,7	56,0	36,9	41,4	31,5	22,0	19,8	21,6	23,4	35,7	32,6	62,7	452,3	37,691
1931	67,3	90,4	65,9	50,6	29,4	26,1	18,6	16,5	27,4	28,5	29,8	52,9	503,4	41,950
1932	51,0	48,5	62,1	26,7	30,8	28,6	17,1	17,4	12,3	20,2	23,2	41,2	379,1	31,591
1933	46,8	26,1	25,5	17,5	22,5	18,5	14,2	10,5	15,9	16,9	14,1	26,2	255,0	21,250
1934	55,4	40,8	40,9	22,1	20,3	14,7	12,4	13,0	14,0	16,1	14,1	73,9	337,7	28,141
1935	40,4	87,6	63,6	35,2	20,6	24,8	15,2	18,8	33,3	52,3	24,0	16,3	431,1	35,925
1936	29,7	25,3	45,9	27,4	17,7	11,4	10,5	13,3	25,3	19,6	20,3	29,8	276,0	23,000
1937	45,6	52,7	30,4	39,9	31,9	25,8	14,3	14,4	10,0	27,6	50,1	38,2	380,9	31,741
1938	35,2	54,1	44,3	44,0	27,5	31,9	19,4	26,4	26,1	36,0	34,4	31,6	411,2	34,266
1939	55,9	36,4	20,9	26,9	18,8	17,3	12,5	13,5	12,2	9,3	20,8	3,7	248,2	20,683
1940	48,2	76,1	40,2	26,2	22,4	12,6	9,6	8,8	10,1	15,2	17,9	23,4	311,7	25,975
1941	44,1	30,1	44,4	32,7	15,3	12,3	13,1	9,6	26,8	34,9	25,9	39,8	329,0	27,416
1942	44,2	44,9	39,8	36,3	20,3	17,1	30,7	13,8	12,1	10,7	15,5	29,8	315,0	26,250
1943	28,2	36,5	32,4	16,1	11,9	11,1	10,5	12,8	12,0	25,2	15,1	15,4	227,2	18,933
1944	22,1	43,7	98,7	25,7	19,2	11,7	13,8	11,5	12,4	12,5	22,8	18,4	312,5	26,041
1945	29,1	55,7	26,4	18,4	15,1	18,5	22,7	13,8	10,5	10,1	12,3	17,9	250,1	20,841
1946	36,7	32,8	44,1	23,3	12,6	14,6	12,0	7,5	5,5	30,8	23,4	15,5	258,8	21,566
SOMAS	916,8	1074,4	976,4	624,7	457,9	391,1	319,6	306,3	381,9	472,2	461,9	665,1	7048,3	573,357
MÓDULOS	48,090	53,720	48,820	31,235	22,495	19,555	15,980	15,315	19,095	23,610	23,095	33,255	354,665	29,368

TABELA Nº 7

RIO TIETE em GUARULHOS (V-122)

Bacia Hidrográfica : Km² 1.955Período (1927-1946) Vazões (Q_v) em (m³/seg) : médias mensais, anuais e médias.

ANOS	M E S E S												SOMAS	MÉDIAS
	JANEIRO	FEVREIRO	MARÇO	ABRIL	MAIO	JUNHO	JULHO	AGOSTO	SETEMBRO	OUTUBRO	NOVEMBRO	DEZEMBRO		
1927	64,3	73,5	71,8	41,3	23,1	22,0	18,4	22,8	60,4	39,7	32,0	28,9	498,2	41,516
1928	43,8	61,0	101,9	52,5	34,4	22,7	18,8	26,0	15,6	20,8	17,9	39,2	454,6	37,883
1929	97,8	150,8	104,6	46,3	46,2	38,7	24,2	21,6	28,5	20,7	25,6	83,5	687,5	57,291
1930	86,2	68,0	41,6	40,6	31,0	22,6	20,1	22,1	23,8	37,9	36,1	73,6	504,2	42,016
1931	85,8	127,5	85,8	63,5	32,5	27,7	21,0	18,0	30,0	30,5	32,1	69,5	623,9	51,991
1932	63,7	57,6	81,2	34,7	33,6	31,4	20,6	20,7	14,9	27,5	23,9	53,1	462,9	38,575
1933	67,8	35,2	30,4	20,8	25,6	21,3	17,7	13,7	18,4	19,6	18,6	31,8	310,9	25,908
1934	57,4	56,4	45,2	28,4	23,0	16,6	14,6	15,3	16,2	19,8	16,2	88,2	395,3	32,941
1935	47,1	102,1	80,7	41,9	24,1	28,1	17,6	20,0	31,9	66,8	30,1	20,7	511,1	42,591
1936	37,7	31,5	85,1	38,4	19,9	13,7	12,8	15,6	28,1	22,4	22,5	45,9	350,6	29,166
1937	53,0	63,0	32,9	47,7	35,0	28,1	15,9	15,6	12,7	30,5	59,9	50,5	444,8	37,066
1938	41,0	56,7	54,0	53,0	30,8	33,3	20,8	28,8	29,1	40,4	40,6	37,2	463,7	38,611
1939	69,2	44,1	26,1	26,7	21,9	19,0	15,2	13,9	13,6	11,5	19,1	22,6	304,0	25,108
1940	56,3	95,7	46,8	26,3	22,5	14,3	11,9	10,9	11,3	14,7	20,2	24,3	355,2	29,600
1941	45,1	30,5	43,7	33,7	17,9	14,3	15,0	11,7	29,6	36,4	28,4	40,5	346,8	28,900
1942	46,9	53,0	45,6	37,7	21,7	19,6	29,4	15,8	14,3	13,4	16,7	33,1	346,6	28,883
1943	31,1	39,5	39,6	26,0	13,8	13,9	11,5	13,4	13,6	29,2	24,2	19,0	268,8	22,400
1944	27,3	45,7	84,0	33,0	18,6	13,6	14,0	11,5	10,4	9,2	18,9	22,8	309,3	25,775
1945	28,0	38,8	32,6	24,6	18,1	28,2	30,8	13,4	13,8	13,1	16,6	23,3	281,3	23,111
1946	57,2	50,6	54,1	28,3	15,2	18,3	15,9	10,9	9,0	35,0	26,5	17,5	338,5	28,208
SOMAS	1096,7	1281,8	1168,0	73,94	507,9	446,8	366,2	339,7	425,2	539,1	526,1	825,2	8248,5	688,500
MÓDIOS	54,835	64,090	58,400	36,970	25,395	21,860	18,310	16,985	21,260	26,955	26,305	41,260	412,425	31,42

TABELA Nº 8

Vazões : $\{ Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 \}$ em (m³/seg)

ANOS	M E S E S											
	JANEIRO	FEVREIRO	MARÇO	ABRIL	MAIO	JUNHO	JULHO	AGOSTO	SETEMBRO	OUTUBRO	NOVEMBRO	DEZEMBRO
1927	10,8	14,8	13,4	6,7	4,6	5,3	3,9	5,1	10,6	7,4	4,6	5,4
1928	11,1	13,6	19,1	12,6	7,3	5,2	4,7	5,5	3,6	4,1	4,5	8,5
1929	16,0	21,7	14,6	7,2	8,4	5,6	4,8	4,4	5,6	4,1	5,3	15,3
1930	15,5	13,3	7,0	8,6	5,6	4,8	4,0	5,3	4,7	6,8	7,5	16,0
1931	12,0	19,9	15,8	11,2	7,5	6,7	4,9	4,5	7,1	7,5	6,3	11,0
1932	11,4	8,6	12,3	5,6	7,9	6,7	4,1	4,4	3,3	4,5	5,1	7,5
1933	8,0	5,0	5,2	4,0	4,4	4,4	3,5	3,0	4,3	4,1	3,9	5,0
1934	12,9	8,6	8,1	5,0	4,2	3,3	3,1	3,2	3,4	3,7	3,7	13,5
1935	10,6	20,3	13,9	8,3	4,8	6,5	4,1	4,0	7,8	10,7	4,7	4,0
1936	9,0	4,8	9,9	6,3	3,7	2,8	2,6	3,7	5,7	4,0	6,5	11,2
1937	13,6	13,3	8,6	10,8	10,0	6,8	3,9	3,9	3,0	7,8	12,9	8,2
1938	7,3	14,5	11,1	11,4	7,0	7,7	4,7	6,2	7,0	9,5	7,2	10,0
1939	17,7	7,8	4,8	5,2	4,3	3,6	3,3	2,7	2,7	2,3	4,4	6,0
1940	11,5	21,6	7,3	5,9	4,8	3,0	2,6	2,2	2,5	4,4	4,0	11,3
1941	14,0	8,8	9,7	5,5	4,2	3,2	3,6	2,5	7,3	8,1	8,3	11,1
1942	11,5	13,9	11,5	9,8	4,6	5,0	8,1	3,6	3,3	2,8	3,3	7,6
1943	8,6	8,8	6,3	3,4	2,4	3,2	2,3	2,8	3,4	9,5	5,0	4,4
1944	6,0	13,7	19,6	9,7	4,8	3,6	3,5	2,8	2,5	2,1	5,7	4,9
1945	8,0	13,3	9,9	5,0	3,9	8,8	5,5	2,8	2,8	3,0	3,0	6,1
1946	14,6	8,3	13,4	4,8	3,4	4,2	5,1	3,6	3,0	7,5	8,6	6,0

Média : 7,145 m³/seg.

TABELA Nº 9

$$Q_6 \cdot [Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5] \text{ em (m}^3/\text{seg)}$$

ANOS	M E S E S											
	JANEIRO	FEVREIRO	MARÇO	ABRIL	MAIO	JUNHO	JULHO	AGOSTO	SETEMBRO	OUTUBRO	NOVEMBRO	DEZEMBRO
1927	42,7	42,0	44,9	26,1	14,0	13,3	10,2	14,6	40,2	25,3	19,9	20,8
1928	26,7	30,3	53,0	28,8	23,7	14,7	12,2	17,6	10,6	14,8	11,8	24,9
1929	60,9	113,7	69,0	32,9	32,1	28,0	17,8	15,9	22,0	14,9	19,5	53,9
1930	53,2	42,7	29,9	32,8	25,9	17,2	15,8	16,3	18,7	28,9	25,1	46,7
1931	55,3	70,5	50,1	39,4	21,9	19,4	13,7	12,0	20,3	21,0	23,5	41,9
1932	39,6	39,9	49,8	21,1	22,9	21,9	13,0	13,0	9,0	15,7	18,1	33,7
1933	38,8	21,4	20,3	13,5	18,1	14,1	10,7	7,5	11,6	12,8	10,2	21,2
1934	42,5	32,2	32,8	17,1	16,1	11,4	9,3	9,8	10,6	12,4	10,4	60,4
1935	29,8	67,3	49,7	26,9	15,8	18,3	11,1	13,8	25,5	41,6	19,3	12,3
1936	20,7	20,5	36,0	21,1	14,0	8,6	7,9	9,6	19,6	15,6	13,8	18,4
1937	32,0	39,4	21,8	29,1	21,9	19,0	10,4	10,5	7,0	19,8	37,2	30,0
1938	27,9	39,9	33,2	32,6	20,5	24,2	14,7	20,2	19,1	26,5	27,2	21,6
1939	38,2	28,6	16,1	21,7	14,5	13,7	9,2	10,8	9,5	7,0	16,4	2,3
1940	36,7	54,5	32,9	20,3	17,6	9,6	7,0	7,6	7,6	10,8	13,9	12,1
1941	30,1	21,3	34,7	27,2	11,1	9,1	9,5	7,1	19,5	26,8	17,6	28,7
1942	32,7	31,0	28,3	26,5	15,7	12,1	22,6	10,2	8,8	7,9	12,2	22,0
1943	19,6	27,7	26,1	12,7	9,5	2,5	8,2	10,0	8,6	15,7	10,1	11,0
1944	16,1	30,0	79,1	16,0	14,4	8,1	10,3	8,7	9,9	10,4	17,1	13,5
1945	21,1	42,4	16,5	13,1	11,2	9,7	16,8	11,0	7,7	7,1	9,3	11,8
1946	22,1	24,5	30,7	18,5	9,2	10,4	6,9	3,9	2,5	23,3	14,8	9,5

Média : 22,222 m³/seg.

TABELA N.º 14

Máximas vazões diárias (Q_i) em (m³/seg) ocorridas nos diversos postos
fluviométricos para cada ano e cálculo das suas médias (Q_i).

ANOS	RIO TIETE em :					RIO JUNCAI
	BIRITIBA MIRIM	MOGI das CRUZES	ITAQUAQUE CETUBA	GUARULHOS	BAIRRO do LIMÃO	
1914					115,0	
1915					81,0	
1916					147,0	
1917					119,0	
1918					78,0	
1919					195,0	
1920					92,0	
1921					145,0	
1922					236,0	
1923					270,0	
1924					127,0	
1925					89,8	
1926					222,4	12,4
1927			93,2	129,1	144,6	12,2
1928			89,3	123,5	135,8	12,8
1929			276,4	263,0	356,1	18,9
1930			162,6	179,5	250,6	15,3
1931		76,7	147,1	171,2	218,6	
1932				99,0	118,1	7,6
1933		42,6		68,9	86,1	7,6
1934		105,4		169,9	185,6	17,0
1935				122,1	125,0	20,6
1936		50,1	72,5	100,1	115,6	11,7
1937			79,1	102,3	120,6	12,5
1938			107,6	102,3	112,2	15,6
1939	26,2		70,2	97,9	102,8	11,2
1940	33,4		105,1	113,6	148,4	14,6
1941	41,9		62,0	62,5	80,9	10,0
1942	36,8	48,8	61,3	66,0	89,6	10,0
1943		30,8	48,3	60,5		6,7
1944		55,4	132,0	98,7		17,0
1945		60,5		91,8		11,5
1946		46,5		79,1		11,2
1947		75,6				
1948		56,4				
1949		42,1	77,7			
1950		67,6	124,5			
1951		45,8	68,6			
1952		76,5	94,6			
1953			39,9			
1954			53,3			
1955			51,9			
1956			63,0			
SOMAS	138,3	880,8	2080,2	2501,0	4301,8	256,4
Q_i	34,6	59,2	94,6	115,1	148,3	12,8

TABELA N.º 15

Nº DE ORDEM	r_i	\bar{r}_i	T	log T	Nº DE ORDEM	r_i	\bar{r}_i	T	log T
1	2,922	2,922	110,0	2,04139	56	0,889	1,283	2,0	0,30103
2	2,401	2,662	55,0	1,74036	57	0,889	1,276	1,9	0,27875
3	2,285	2,536	36,7	1,56467	58	0,875	1,269	1,9	
4	1,821	2,356	27,5	1,43933	59	0,875	1,263	1,9	
5	1,78	2,242	22,0	1,34242	60	0,869	1,256	1,8	0,25527
6	1,719	2,155	18,3	1,26245	61	0,860	1,25	1,8	
7	1,69	2,088	15,7	1,19590	62	0,857	1,243	1,8	
8	1,609	2,028	13,8	1,13988	63	0,856	1,237	1,7	0,23045
9	1,585	1,978	12,2	1,08636	64	0,851	1,231	1,7	
10	1,559	1,937	11,0	1,04139	65	0,846	1,225	1,7	
11	1,555	1,902	10,0	1,00000	66	0,843	1,219	1,7	
12	1,5	1,869	9,2	0,96379	67	0,838	1,214	1,6	0,20412
13	1,487	1,839	8,5	0,92942	68	0,824	1,208	1,6	
14	1,477	1,814	7,9	0,89763	69	0,821	1,202	1,6	
15	1,476	1,791	7,3	0,86332	70	0,813	1,197	1,6	
16	1,474	1,771	6,9	0,83885	71	0,802	1,191	1,5	0,17609
17	1,395	1,749	6,5	0,81291	72	0,797	1,186	1,5	
18	1,328	1,726	6,1	0,78533	73	0,796	1,18	1,5	
19	1,328	1,705	5,8	0,76343	74	0,785	1,175	1,5	
20	1,316	1,685	5,5	0,74036	75	0,781	1,17	1,5	
21	1,315	1,668	5,2	0,71600	76	0,781	1,165	1,4	0,14613
22	1,295	1,651	5,0	0,69897	77	0,779	1,16	1,4	
23	1,292	1,635	4,8	0,68124	78	0,774	1,155	1,4	
24	1,277	1,62	4,6	0,66276	79	0,766	1,15	1,4	
25	1,251	1,605	4,4	0,64345	80	0,757	1,145	1,4	
26	1,219	1,591	4,2	0,62325	81	0,757	1,14	1,4	
27	1,211	1,577	4,1	0,61278	82	0,742	1,135	1,3	0,11394
28	1,195	1,563	3,9	0,59106	83	0,742	1,131	1,3	
29	1,141	1,548	3,8	0,57976	84	0,725	1,126	1,3	
30	1,141	1,535	3,7	0,56820	85	0,719	1,121	1,3	
31	1,137	1,522	3,5	0,54407	86	0,711	1,116	1,3	
32	1,122	1,509	3,4	0,53148	87	0,693	1,111	1,3	
33	1,111	1,497	3,3	0,51851	88	0,687	1,102	1,2	0,07916
34	1,073	1,485	3,2	0,50515	89	0,666	1,097	1,2	
35	1,063	1,473	3,1	0,49136	90	0,655	1,092	1,2	
36	1,061	1,461	3,1	0,47712	91	0,648	1,087	1,2	
37	1,022	1,45	3,0	0,46240	92	0,62	1,081	1,2	
38	1,001	1,438	2,9	0,44716	93	0,606	1,076	1,2	
39	1,000	1,427	2,8	0,43136	94	0,604	1,071	1,2	
40	1,000	1,416	2,8	0,41497	95	0,599	1,071	1,2	
41	0,991	1,405	2,7	0,40136	96	0,594	1,066	1,1	0,04139
42	0,987	1,396	2,6	0,38821	97	0,584	1,061	1,1	
43	0,985	1,386	2,6	0,37994	98	0,581	1,057	1,1	
44	0,978	1,377	2,5	0,36802	99	0,573	1,052	1,1	
45	0,977	1,368	2,4	0,35948	100	0,563	1,047	1,1	
46	0,975	1,359	2,4	0,35185	101	0,549	1,042	1,1	
47	0,969	1,351	2,3	0,34242	102	0,546	1,037	1,1	
48	0,965	1,343	2,3	0,33222	103	0,543	1,032	1,1	
49	0,953	1,335	2,2	0,32222	104	0,543	1,028	1,1	
50	0,953	1,327	2,2	0,31298	105	0,528	1,023	1,0	0,00000
51	0,944	1,32	2,2	0,30413	106	0,528	1,018	1,0	
52	0,936	1,312	2,1	0,29572	107	0,523	1,013	1,0	
53	0,916	1,305	2,1	0,28775	108	0,52	1,009	1,0	
54	0,914	1,298	2,1	0,28013	109	0,511	1,004	1,0	
55	0,898	1,29	2,0	0,27291	110	0,422	0,999	1,0	

Máximas vazões diárias (Q_i) em m^3/seg ocorridas nos diversos postos fluviométricos para cada ano e cálculo das suas médias (\bar{Q}_i).

TABELA N.º 17

ANOS	RIO BERITIBA MIRIM em (V-110)	RIO TAIASSUPEBA- ASSU em (V-116)	RIO BALAINHO em (V-117)
1926	13,1		2,7
1927	14,0	9,3	2,4
1928	11,0	9,6	2,5
1929		19,4	7,4
1930	15,2	10,6	4,6
1931			4,8
1932	15,8	12,5	3,5
1933	11,2	5,3	2,5
1934	18,0	16,5	6,3
1935	19,2	13,5	4,2
1936	14,6	11,3	5,6
1937	14,3	11,3	5,6
1938	19,1	13,0	5,8
1939	9,9	11,3	4,5
1940		12,5	6,7
1941	12,3	9,5	4,0
1942	10,1	11,3	4,8
1943	7,0	8,6	3,4
1944	14,4	19,4	7,0
1945	12,5	13,0	5,3
1946	10,3	16,0	5,8
1947	17,9		
1948	11,0		
1949	10,1		
1950	13,1		
1951	11,0		
1952	16,8		
SOMAS	321,9	233,6	99,4
\bar{Q}_i	13,41	12,29	4,73

Nº DE ORDEM	r_i	\bar{r}_i	T	log T
1	1,5785	1,5785	64,00	1,80618
2	1,5645	1,5715	32,00	1,50515
3	1,4799	1,5410	21,33	1,32899
4	1,4318	1,5137	16,00	1,20412
5	1,4243	1,4958	12,80	1,10721
6	1,4165	1,4825	10,67	1,02816
7	1,3426	1,4626	9,14	0,96095
8	1,3423	1,4476	8,00	0,90309
9	1,3348	1,4350	7,11	0,85187
10	1,3319	1,4247	6,40	0,80618
11	1,3019	1,4135	5,82	0,76492
12	1,2528	1,4002	5,33	0,72673
13	1,2528	1,3888	4,92	0,69197
14	1,2262	1,3772	4,57	0,65992
15	1,1840	1,3643	4,27	0,63043
16	1,1840	1,3531	4,00	0,60206
17	1,1782	1,3428	3,76	0,57519
18	1,1335	1,3311	3,56	0,56145
19	1,1205	1,3201	3,37	0,52763
20	1,0985	1,3089	3,20	0,50515
21	1,0887	1,2985	3,05	0,48430
22	1,0738	1,2883	2,91	0,46389
23	1,0664	1,2786	2,78	0,44404
24	1,0578	1,2694	2,67	0,42651
25	1,0578	1,2610	2,56	0,40824
26	1,0440	1,2526	2,46	0,39094
27	1,0171	1,2439	2,37	0,37475
28	1,0171	1,2358	2,28	0,35793
29	1,0148	1,2282	2,21	0,34439
30	1,0148	1,2211	2,13	0,32838
31	0,9769	1,2132	2,06	0,31387
32	0,9769	1,2058	2,00	0,30103

Nº DE ORDEM	r_i	\bar{r}_i	T	log T
33	0,9725	1,1987	1,94	0,28780
34	0,9514	1,1915	1,88	0,27416
35	0,9321	1,1840	1,83	0,26245
36	0,9194	1,1767	1,78	0,25042
37	0,9194	1,1697	1,73	0,23805
38	0,9194	1,1632	1,68	0,22531
39	0,9194	1,1569	1,64	0,21484
40	0,9172	1,1509	1,60	0,20412
41	0,8880	1,1444	1,56	0,19312
42	0,8625	1,1378	1,52	0,18184
43	0,8457	1,1310	1,49	0,17319
44	0,8352	1,1243	1,45	0,16137
45	0,8203	1,1175	1,42	0,15229
46	0,8203	1,1111	1,39	0,14301
47	0,8202	1,1049	1,36	0,13354
48	0,7811	1,0981	1,33	0,12385
49	0,7730	1,0915	1,31	0,11727
50	0,7581	1,0848	1,28	0,10721
51	0,7567	1,0784	1,25	0,09691
52	0,7532	1,0721	1,23	0,08991
53	0,7532	1,0664	1,21	0,08279
54	0,7400	1,0601	1,19	0,07555
55	0,7383	1,0542	1,16	0,06446
56	0,7188	1,0482	1,14	0,05690
57	0,6998	1,0421	1,12	0,04922
58	0,5786	1,0341	1,10	0,04139
59	0,5541	1,0260	1,08	0,03342
60	0,5286	1,0177	1,07	0,02938
61	0,5286	1,0097	1,05	0,02119
62	0,5220	1,0018	1,03	0,01284
63	0,5074	0,9940	1,02	0,00860
64	0,4312	0,9852	1,00	0,00000

TABELA N.º 18

Curso de água	Pósto	\mathcal{N} (Km ²)	\bar{Q} (m ³ /s)	$\log \mathcal{N}$	$\log \bar{Q}$	
{	Balainho	V - 117	50,9	4,73	1,7067	0,6749
	Taiassupeba-Mirim	V - 118	62,2	2,17	1,7938	0,3365
	Taiassupeba-Assú	V - 116	91,7	12,29	1,9626	1,0896
Beritiba-Mirim	V - 110	85,0	13,41	1,9294	1,1274	
Jundiaí	V - 115	122,0	12,82	2,0864	1,0896	
Tietê	Beritiba-Mirim	425,0	34,60	2,6284	1,5391	
Tietê	Mogi das Cruzes V - 113	900,0	58,70	2,9542	1,7686	
Tietê	Itaquaquecetuba V - 121	1550,0	94,60	3,1903	1,9759	
Tietê	Guarulhos V - 122	1955,0	113,60	3,2912	2,0552	
Tietê	Bairro do Limão V - 128	2655,0	148,30	3,4240	2,1712	

CAPÍTULO II.º

ANTE-PROJETO DAS OBRAS

I — DESCRIÇÃO GERAL DO SISTEMA PROJETADO

1 — O conjunto das obras previstas (DESENHO N.º 1), compreende:

a — As barragens nos rios: BERITIBA MIRIM, JUNDIAI (II), TAIASSUPEBA ASSÚ (III), BALAINHO (IV), TAIASSUPEBA MIRIM (V), visando a realização dos reservatórios, cujas características foram consubstanciadas no QUADRO N.º 4 e no GRÁFICO N.º 3, recordando, outrossim, que as barragens (III) e (IV), constituem um único represamento, por funcionarem os respectivos reservatórios em conjunto.

b — As obras de ligação entre os reservatórios.

c — A adutora que une o reservatório localizado mais a jusante (TAIASSUPEBA MIRIM), com a estação de tratamento e, em seguida, com a estação de cloro e recalque.

d — Os condutos de recalque.

e — O grande reservatório de ÁGUA RAZA, que alimenta a rede de distribuição urbana.

Como já evidenciamos no parágrafo 1.º do CAPÍTULO I.c, o sistema idealizado:

aproveita as zonas das bacias mais eficientes, sob o ponto de vista hidrológico;

realiza um esquema planimétrico, que torna a mais curta possível, a extensão das obras de transporte d'água;

realiza condições altimétricas adequadas para que, nas referidas obras de

realiza condições altimétricas adequadas para que, nas referidas obras de condução, o escoamento ocorra quasi exclusivamente por gravidade, reduzindo ao mínimo possível, os ônus de eventuais recalques;

garante as melhores condições higiênico-sanitárias, por estarem os reservatórios e a adutora localizados nas partes altas das bacias, naturalmente protegidas em face da poluição química e biológica e de eventuais ações externas que possam deteriorar as obras construídas.

Recordamos, outrossim, que as condições locais aparecem favoráveis para a construção das barragens, cuja altura, como veremos, corresponde a uma solução de equilíbrio, seja em relação ao custo, seja no que diz respeito à necessidade de atingir valores convenientes das cotas de máxima e mínima inundação.

2 — Nos parágrafos a seguir, trataremos dos cálculos e desenhos, mais ou menos detalhados, das várias obras, de acordo com os elementos dos quais foi possível dispor nesta primeira fase do estudo.

Exclue-se a barragem do rio BERITIBA MIRIM e as obras de ligação com o reservatório do rio JUNDIAI, pela falta completa de dados topográficos.

Será feita, contudo, uma avaliação aproximada de custo, por comparação com obras análogas consideradas neste projeto, a fim de completar, com critério de razoável aproximação, os orçamentos.

II — BARRAGENS

1 — As barragens (GRÁFICOS N.ºs 2, 3 e 4), apresentam as características resumidas no QUADRO N. 15.

De acôrdo com as indicações obtidas por meio de ligeiros reconhecimentos diréto, a barragem no rio BERITIBA MIRIM, deveria ter características não muito diferentes daquelas do rio JUNDIAÍ. Frizamos, contudo, que a referida consideração, será utilizada sòmente para fins de cômputos métricos.

As cotas de coroamento, foram previstas de 4 m superiores às de máximo armazenamento útil, com o fito de deixar uma razoável flexibilidade, quanto ao estudo dos vertedores em relação ao problema da laminação das enchentes, na condição critica de reservatório cheio (CAPÍTULO I — Item 5 do parágrafo VI).

QUADRO N.º 15

Barragem nos rios	Cotas em m. s. n. m.				Altura máxima m	Comprimento da crista m
	de máx. armazenam. útil	de mín. armazenam. útil	provável do álveo natural	do coroamento da barragem		
II — Jundiaí	754,90	748,00	734,00	759,00	25,00	1050
III — Taiassupeba A.	774,00	768,10	755,00	778,00	23,00	610
IV — Balainho	774,00	768,10	755,00	778,00	23,00	590
V — Taiassupeba M.	772,00	767,00	753,00	776,00	23,00	1215

As cotas de mínima inundação foram fixadas considerando seja as prováveis elevações dos thalwegs em virtude da sedimentação, seja os problemas relativos à localização altimétrica, da desembocadura do túnel procedente do reservatório de montante e, respectivamente, da embocadura do túnel que veicula as águas para jusante.

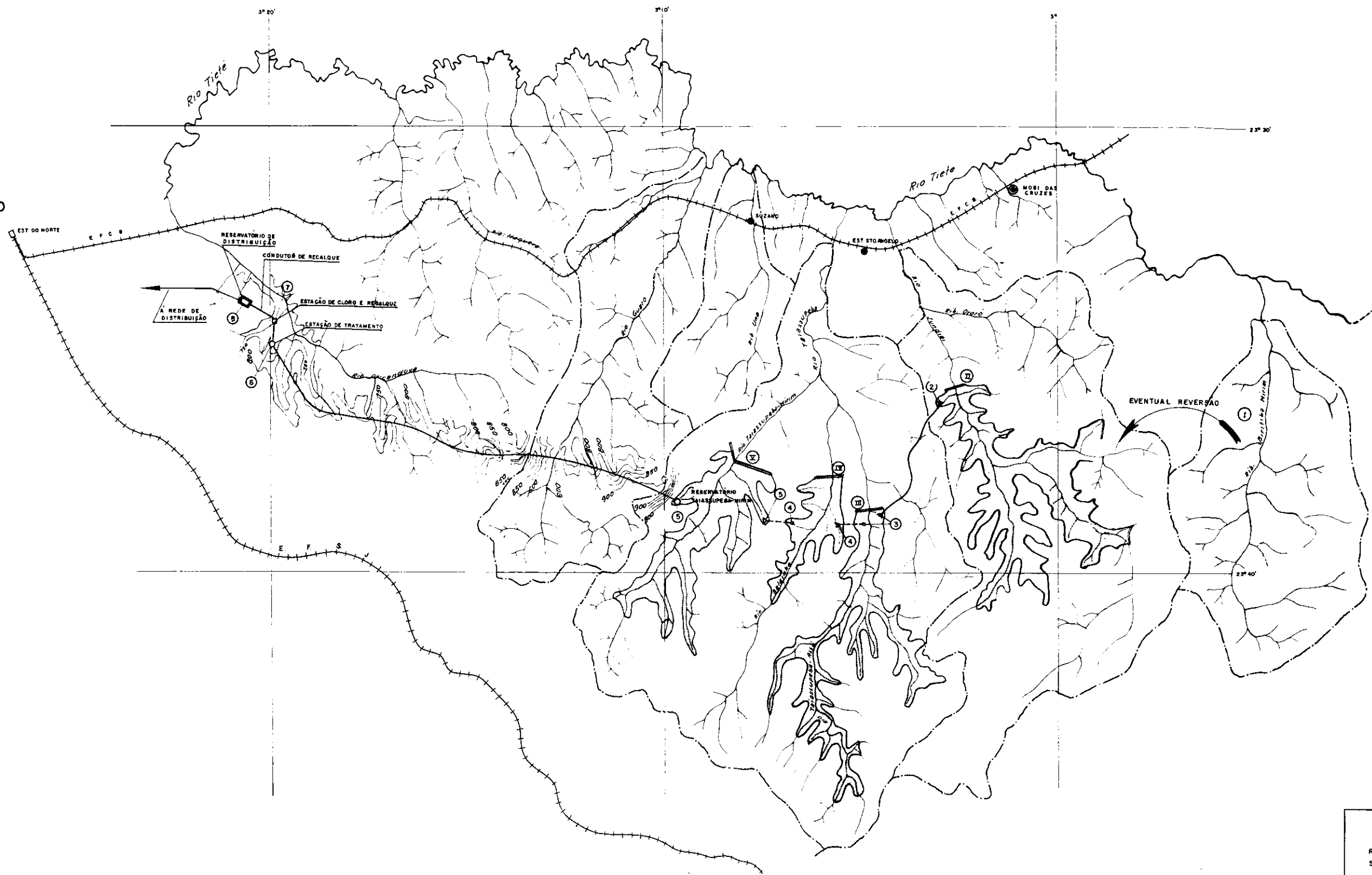
Não excluimos, todavia, que os levantamentos topográficos definitivos, que nos permitirão, aliás, controlar as curvas do GRÁFICO N.º 3, possam tornar necessárias algumas alterações dos dados resumidos no QUADRO N.º 15.

2 — Tôdas as barragens apresentam uma característica comum, isto é, alturas relativamente modestas e grandes comprimentos em crista. Considerando, então, a disponibilidade de materiais in loco e, faltando elementos geológicos, foi dada a preferência a estruturas de terra. Foi escolhido (DESENHO N.º 3), o tipo com filtro de areia vertical (b), de interceptação do lençól filtrante. As águas captadas, reúnem-se no filtro horizontal (c) e são, em seguida, veiculadas para jusante pelos drenos (d). A altura do nucleo impermeável, de argila compactada, poderá ser fixada em função dos resultados do levantamento geológico, que dará, outrossim, as indicações necessárias para as injeções de cimento, destinadas a impermeabilizar a rocha abaixo do referido núcleo.

As declividades dos taludes, interrompidos por um patamar, foram estabelecidas de acôrdo com as normas empíricas, atendendo a um critério de razoável prudência. Futuramente, será feita a análise mecânica e de permeabilidade das terras de empréstimo, e serão elaborados os cálculos rigorosos de verificação: à montante, para a condição de rápido esvaziamento do reservatório e, à jusante, para a condição de lençól filtrante, com reservatório completamente cheio, levando em conta o efeito moderador do filtro de areia.

O talude de montante, será revestido por capeamentos vegetais ou por uma camada de pedras juntas por argamassa de cimento; na base da estrutura, a montante e a jusante, serão realizados enrocamentos de proteção.

São Paulo



ESCALA GRAFICA
0 1000 2000 3000 4000 5000 m

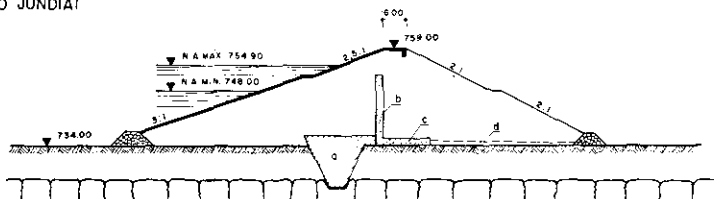
D.A.E. DA S.V.O.P. (D.P.O.)	
REFORÇO DO ABASTECIMENTO DE AGUA POTAVEL DE SÃO PAULO UTILIZANDO RECURSOS DO ALTO TIETÊ	
PLANTA GERAL ESQUEMATICA DAS OBRAS	
ESTUDO ORIENTADO PELO PROF. ALFREDO BANDINI	DESENHO Nº 1
ENR. DINO MARNOLI DES. MIGUEL R. NELLO	

SECÇÃO TRANSVERSAL DAS BARRAGENS

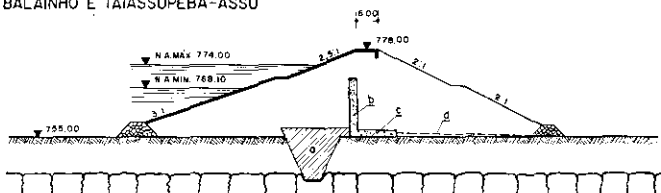
ESCALA 1:1000



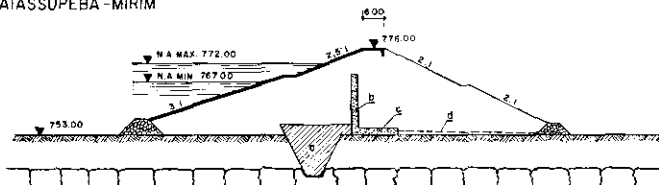
II) - NO RIO JUNDIAÍ



III e IV) - NOS RIOS BALAINHO E TAIASSUPEBA-ASSU



V) - NO RIO TAIASSUPEBA - MIRIM



LEGENDA

- a - Núcleo impermeável
- b - Filtro vertical
- c - Filtro horizontal
- d - Dreno

O. A. E. DA S.V.O.P.
(D.F.O.)

REFORÇO DO ABASTECIMENTO DE ÁGUA POTÁVEL DE
SÃO PAULO
UTILIZANDO RECURSOS DO ALTO TIETÊ

ESTUDO ORIENTADO PELO PROF. ALFREDO BÂNDINI

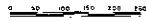
ENGENHEIRO: DINO MAGNOLI

DESENHISTA: BENEDITO B. SOARES

DESENHO
Nº
3

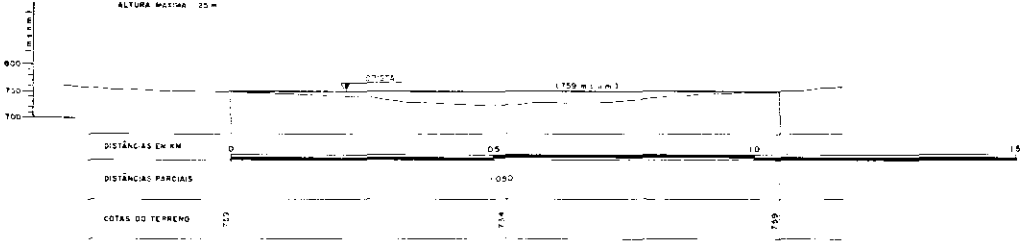
PERFIS LONGITUDINAIS DAS BARRAGENS

ESCALAS H = 1:5 000
V = 1:5 000



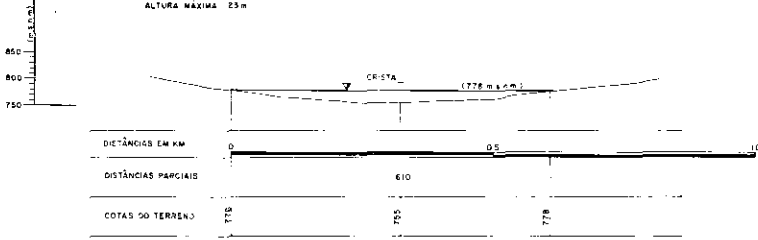
III - NO RIO JUNDIAÍ

ALTURA MÁXIMA 23 m



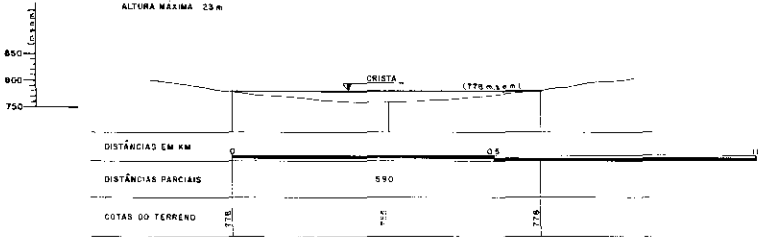
III - NO RIO TAIASSUPÉBA - ASSU

ALTURA MÁXIMA 23 m



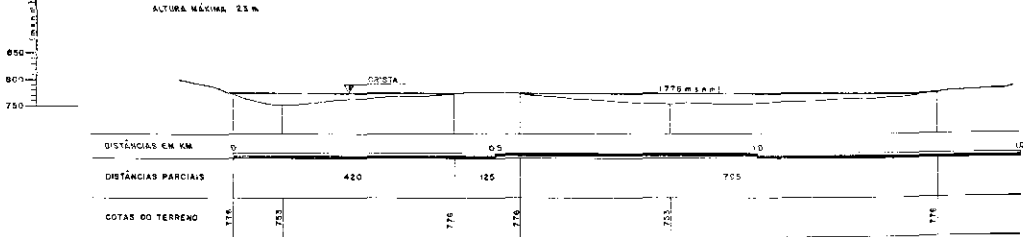
III - NO RIO BALANHO

ALTURA MÁXIMA 23 m



III - NO RIO TAIASSUPÉBA - MIRIM

ALTURA MÁXIMA 23 m



DAE DA SVP IDPOI	
REFORÇO DO ABASTECIMENTO DE ÁGUA POTÁVEL DE SÃO PAULO UTILIZANDO RECURSOS DO ALTO TIETÊ	
ESTUDO ORIENTADO PELO PROF. ALFREDO BARDINI	DESENHO Nº 4
ENGENHEIRO DINO MARNOLI	
DESENHISTA BENEDITO B. SOARES	

Os descarregadores superficiais e de fundo, serão projetados em função de levantamentos topográficos adequados e das secções geológicas do solo. Os elementos atualmente disponíveis fazem considerar, com particular atenção, a solução do poço vertedor.

III — CONDUTOS DE LIGAÇÃO ENTRE OS RESERVATÓRIOS (GRÁFICO N.º 2)

1 — Os cálculos hidráulicos serão feitos utilizando:

a — Para condutos à pressão, com diâmetro interno $D \leq 1,50$ m, a fórmula de CONTI [VIII] [IX]:

$$\frac{I}{Q^2} = \gamma(D) \quad (33)$$

onde I é a declividade piezométrica e Q a vazão. Os valores da função $\gamma(D)$, estão consubstanciados em Tabelas [IX].

b — Para condutos, (GRÁFICO N.º 4) de altura interna $h > 1,50$ m, com escoamento livre ou a pressão, a nova fórmula de BANDINI [VIII]:

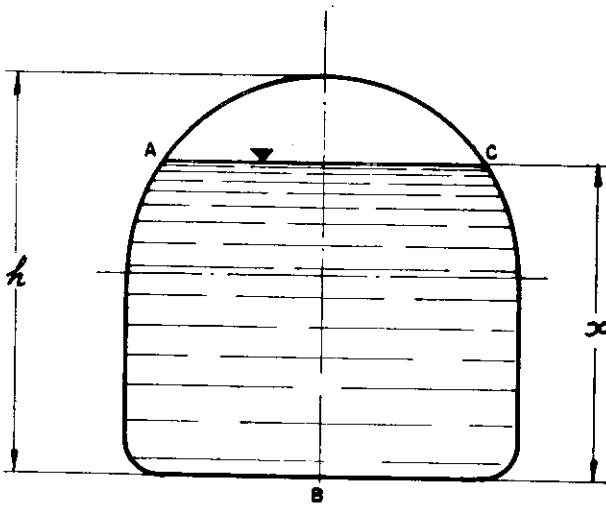
$$h = \left(\frac{n Q}{R_z \sqrt{i}} \right)^{3/8} \quad (34)$$

onde:

n é coeficiente de GANGULLET e KUTTER (rugosidade);

i a declividade de fundo;

$R_z = f(z)$ o coeficiente de forma.



$$z = \frac{x}{h}$$

GRÁFICO N.º 4

Observamos, outrossim, que a (34) pode ser escrita na forma equivalente.

$$f(z, h) = R_z \cdot h^{3/8} = \frac{n \cdot Q}{\sqrt{i}} \quad (34')$$

Por outra parte, a secção molhada $\omega_z = f(z)$, pode ser calculada pela fórmula:

$$\omega_z = a_z h^2 \quad (35)$$

onde a_z é um parâmetro de forma.

Os valores de:

$$R_2 \quad f(z, h) \quad a_2 \quad \omega_2(z, h)$$

para os tipos padrões de canais (circular, ovoidais PHILLIPS e LATHAM, semi-elíptico, ferradura), foram calculados e tabelados por BANDINI [X].

2 — Conduitos forçados com diâmetro $D \leq 1,60 \text{ m}$, são previstos exclusivamente (DESENHO N.º 5), na ligação entre os reservatórios de JUNDIAÍ e de TAIASSUPEBA-ASSÚ, nos trechos AB (com recalque, tubos de aço) e respectivamente, CD (por gravidade, tubos de ferro fundido). O QUADRO N.º 16, reúne os dados e resultados dos cálculos piezométricos; recordamos que, em ambos os trechos, fixamos as velocidades do escoamento V , tomando-se, no primeiro, $1,50 \text{ m/seg.}$ que é, aproximadamente, o valor econômico levando em conta o onus de recalque e, no segundo, $2,2 \text{ m/seg.}$, valor máximo para tubulações de ferro fundido.

QUADRO N.º 16

TRECHO	Vazão de cada tubo na fase inicial (m^3/seg)	V (m/seg)	D (m)	$\gamma(D)$ vide TABELA N.º 2 de [IX]	$I = Q^2 \gamma(D)$
AB	1,1	1,5	1,00	0,0023112	0,00279
CD	1,1	2,2	0,80	0,0075775	0,00915

As declividades piezométricas obtidas, correspondem as perdas de carga:

$$\begin{aligned} 0,00279 \times 1270 &= 3,54 \text{ m} \\ 0,00915 \times 1020 &= 9,35 \text{ m} \end{aligned} \quad (36)$$

tendo-se, tomado, na prática: $3,70 \text{ m}$ e, respectivamente, $9,50 \text{ m}$.

Foi prevista, inicialmente, a instalação de 2 tubos, para veicular a vazão de $2,2 \text{ m}^3/\text{seg.}$, isto é (QUADRO N.º 14), o módulo líquido do rio JUNDIAÍ. Mas, uma vez feita a ligação entre os reservatórios do BERITIBA MIRIM e do JUNDIAÍ, a vazão, subirá para:

$$(2,2 + 2) = 4,2 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Será então dobrado, em cada trecho, o número de linhas, mantendo porém inalterados os diâmetros. Cada linha absorverá:

$$\frac{4,2}{4} = 1,050 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

As declividades piezométricas tornar-se-ão:

$$\begin{aligned} \text{no trecho AB: } &0,0023112 \times 1,1025 = 0,00255 \\ \text{no trecho CD: } &0,0075775 \times 1,1025 = 0,00335 \end{aligned}$$

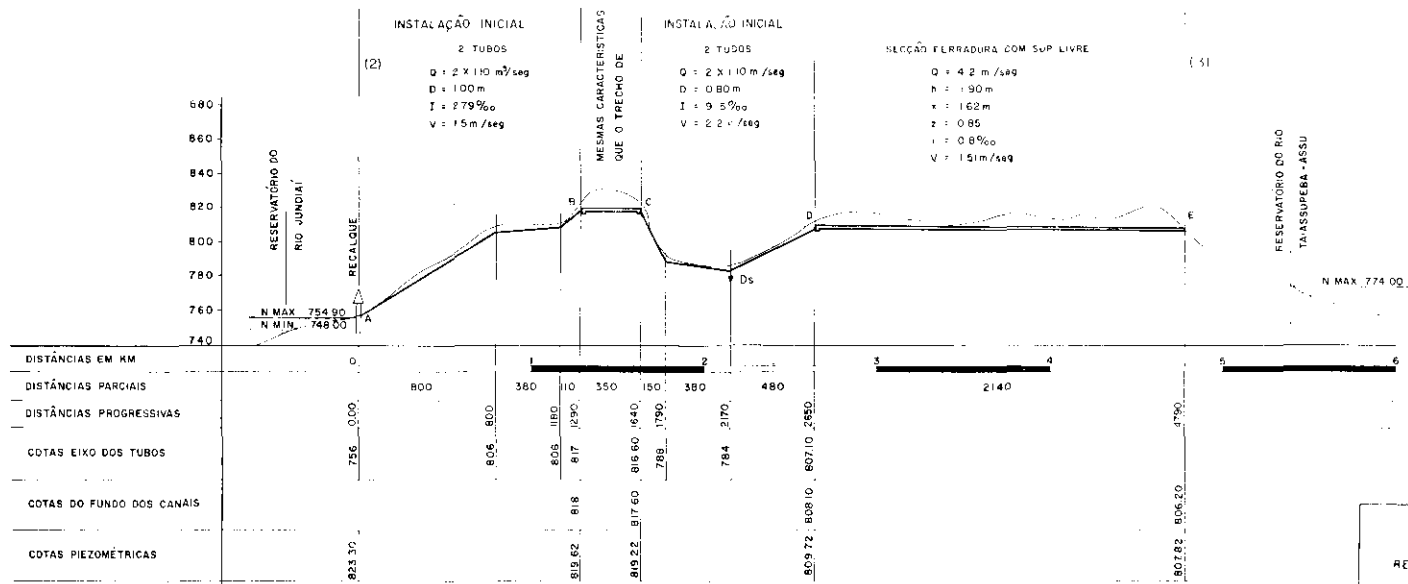
E as correspondentes perdas de carga:

$$\begin{aligned} 0,00255 \times 1270 &= 2,81 \text{ m} \\ 0,00335 \times 1020 &= 8,52 \text{ m} \end{aligned} \quad (36')$$

um pouco inferiores aos valores (36).

OBRAS DE LIGAÇÃO ENTRE O RESERVATÓRIO DO RIO JUNDIAÍ E O RESERVATÓRIO DO RIO TAIASSUPEBA-ASSU

ESCALAS H 1 20 000
V 1 2 000



DAE DA SVOP (OPQ)	
REFORÇO DO ABASTECIMENTO DE ÁGUA POTÁVEL DE SÃO PAULO UTILIZANDO RECURSOS DO ALTO TIETÊ	
ESTUDO ORIENTADO PELO PROF ALFREDO BANDINI	DESENHO
ENGENHEIRO DINO MAGNOLI	Nº 5
DESENHISTA BENEDITO B SOARES	

3 — Todos os outros condutos, têm altura $h > 1,50 m$. Referimos, a seguir as determinações feitas.

a — Ligação entre os reservatórios do JUNDIAÍ e do TAISSUPEBA ASSÚ: trechos *BC* e *DE* (DESENHO N.º 5).

Dado:

$$n = 0,013$$

$$Q = 4,2 m^3/seg$$

$$i = 0,0008$$

$$z = 0,85$$

Resulta (34') :

$$f(z, h) = \frac{0,013 \times 4,2}{\sqrt{0,0008}} = 1,925$$

Escolhida a secção *ferradura*, da TABELA N.º 5 de [X] tira-se, para $z = 0,85$:

$$h = 1,90 m$$

Logo:

$$x = 0,85 \times 1,90 = 1,615 m$$

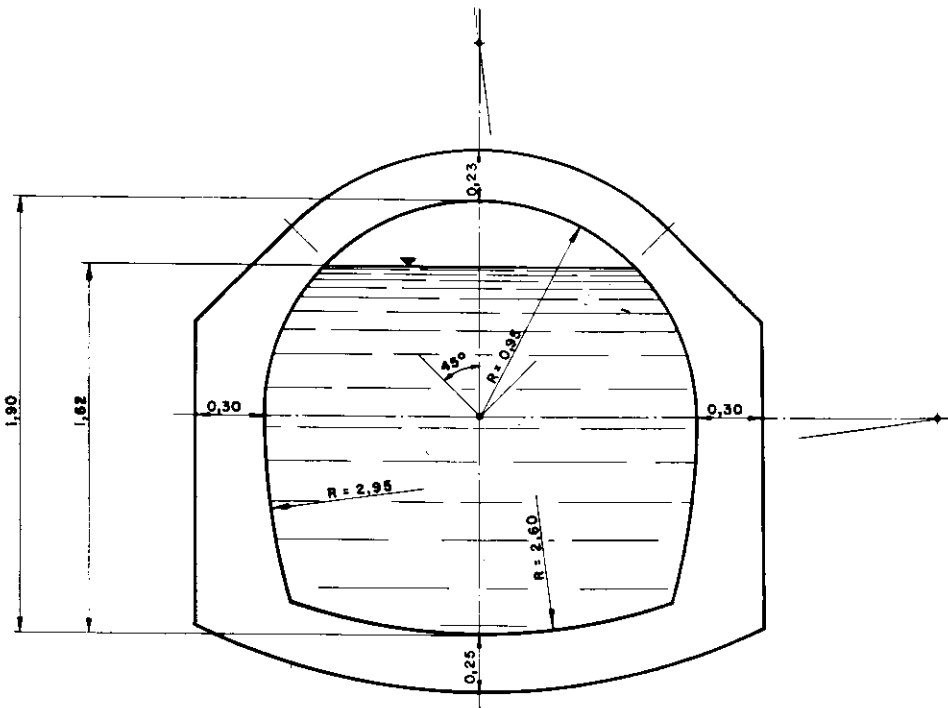
Por outra parte, da TABELA N.º 10 de [X]:

$$\omega(0,85; 1,9) = 2,78 m^2$$

Pois:

$$V = \frac{4,2}{2,78} = 1,51 m/seg.$$

O GRÁFICO N.º 5, representa a secção transversal do canal, inclusive as estruturas de revestimento, segundo as normas padrões fixadas em [X].



$$\begin{aligned} n &= 0,013 & z &= 0,85 \\ Q &= 4,2 m^3/s & \omega &= 2,78 m^2 \\ i &= 0,0008 & V &= 1,51 m/s \end{aligned}$$

GRÁFICO N.º 5

b — Ligação entre os reservatórios do TAIASSUPEBA-ASSÚ e do BALAINHO (DESENHO N.º 6).

A vazão a ser veiculada, resulta (QUADRO N.º 14), igual a:

$$(2 + 2,2 + 2,3) = 6,5 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Adota-se o valor de: $6,9 \text{ m}^3/\text{seg.}$ para permitir eventuais compensações, com o reservatório do TAIASSUPEBA MIRIM.

A ligação será realizada por um túnel de secção circular, a pressão.

Teremos, portanto os dados seguintes:

$$\text{Comprimento } l = 980 \text{ m}$$

$$Q = 6,9 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0,013$$

$$z = 1$$

$$R_z = 0,3117$$

O valor do R_z , foi tirado da TABELA N.º 25 de [X]. Fixamos, outrossim, a perda de carga:

$$\Delta h_o = 0,20 \text{ m}$$

Esse valor, mui pequeno, é justificado pela circunstância de que, as represas dos TAIASSUPEBA ASSÚ e BALAINHO, constituem um único reservatório.

Fixemos, agora, o diâmetro $D = 3,20 \text{ m}$, teremos:

$$\omega = 8,05 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{6,9}{8,05} = 0,857 \text{ m}/\text{seg.}$$

As perdas localizadas, de embocadura e desembocadura do túnel, podem ser avaliadas a razão de:

$$\Delta h_1 = \frac{0,857^2}{2 \times 9,81} = 0,0375 \text{ m}$$

Resta portanto disponível, para as resistências de atrito:

$$\Delta h = 0,20 - 0,0375 = 0,1625 \text{ m}$$

$$I^* = \frac{0,1625}{980} = 0,000166$$

Em virtude da (34), ter-se-á:

$$D = \left[\frac{0,013 \times 6,9}{0,3117 \sqrt{0,000166}} \right]^{3/8} = 3,20 \text{ m}$$

Valor que coincide, justamente, com o suposto.

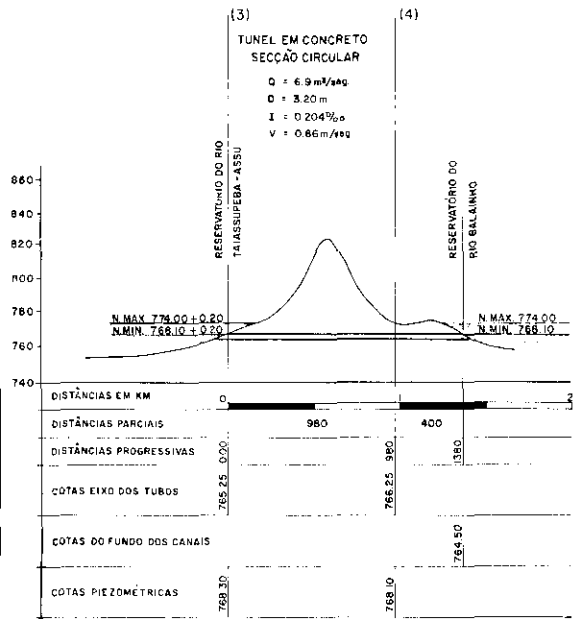
Observamos que a declividade indicada no perfil longitudinal, representa um valor fictício, correspondente, a Δh_o . Com efeito:

$$I = \frac{0,2}{980} = 0,000204$$

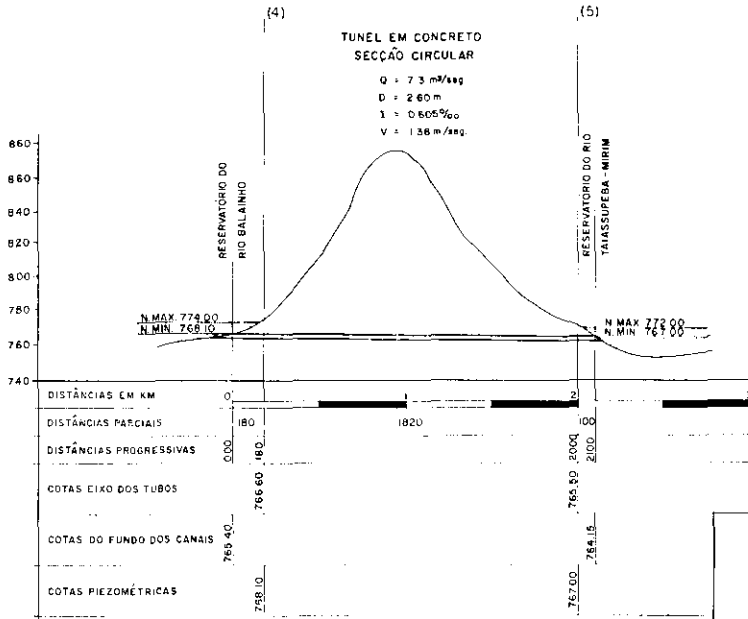
c — Ligação entre os reservatórios de BALAINHO e TAIASSUPEBA MIRIM (DESENHO N.º 6).

TUNEL DE LIGAÇÃO ENTRE O RESERVATÓRIO DO
RIO TAIASSUPEBA-ASSU E O RESERVATÓRIO DO RIO BALAINHO

ESCALAS H 1:20.000
V 1:2.000



TUNEL DE LIGAÇÃO ENTRE O RESERVATÓRIO DO
RIO BALAINHO E O RESERVATÓRIO DO RIO TAIASSUPEBA-MIRIM



D.A.E. DA S.V.O.P.
(O.R.O.)

REFORÇO DO ABASTECIMENTO DE ÁGUA POTÁVEL DE
SÃO PAULO
UTILIZANDO RECURSOS DO ALTO TIETÊ

ESTUDO ORIENTADO PELO PLAF ALFONSO BANDINI	DESENHO Nº G
ENGENHEIRO DIRO MAGNOLI	
DESENHISTA BENEDITO B. SOARES	

São dadas:

$$l = 1820 \text{ m}$$

$$Q = (6,5 + 0,8), = 7,3 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

$$n = 0,013$$

$$z = 1$$

$$R_z = 0,3117$$

$$\Delta h_v = 768,10 - 767 = 1,10 \text{ m}$$

Adotando-se o diâmetro $D = 2,60 \text{ m}$, ter-se-á:

$$\omega = 5,31 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{7,3}{5,31} = 1,38 \text{ m, seg.}$$

Logo, as perdas de embocadura e desembocadura, resultam iguais a:

$$\Delta h_t = \frac{1,38^2}{2 \times 9,81} = 0,097 \text{ m}$$

Resta disponível:

$$\Delta h = (1,10 - 0,097) = 1,003 \text{ m}$$

$$I^* = \frac{1,003}{1820} = 0,000551$$

Finalmente, aplicando a (34), obtemos:

$$D = \left[\frac{0,013 \times 7,3}{0,3117 \sqrt{0,00051}} \right]^{3/8} = 3,20 \text{ m}$$

Valor coincidente com o fixado.

Vale, para a declividade piezométrica indicada no perfil longitudinal, a consideração feita na alínea b). Com efeito:

$$\frac{1,10}{1980} = 0,000605$$

IV — ADUTORA

1 — A adutora (DESENHO N.º 7), consta de dois trechos: o primeiro, de 19,490 km, une a tomada com a estação de tratamento e o segundo, de 1,120 km, une a estação de tratamento com o edifício de cloração e recalque.

Os referidos trechos, que se desenvolvem parte em túnel e parte em canal coberto, terão a mesma secção hidráulica e, portanto, desenvolveremos os cálculos apenas para o primeiro.

O escoamento na adutora, será com superfície livre; os efeitos devidos às oscilações de nível no reservatório, serão controlados por órgãos reguladores adequados (comportas), localizados na Tomada, prevista do tipo de torre e cujo estudo será feito quando do projeto definitivo.

De acôrdo com os cálculos preliminares, a diferença entre as cotas:

de mínima inundação no reservatório .. 767,00 m.s.n.m.

de fundo, no início da adutora 762,87 m.s.n.m.

4,13 m

garante a eficiência da tomada mesmo na condição crítica de reservatório vazio, considerando que a máxima cota inicial da superfície livre, na mesma adutora, resulta igual a 765,07 m.s.n.m.

2 — CÁLCULOS HIDRÁULICOS

a — São dados [1.º trecho (5-6)]:

$$l = 19.490 \text{ m}$$

$$n = 0,013$$

$$Q = 7,7 \text{ m}^3/\text{seg.} \quad (\text{QUADRO N.º 14})$$

Fixamos, outrossim, a secção *ferradura* com:

$$z = \frac{x}{h} = 0,937$$

ao qual corresponde à *máxima vazão* no escoamento com superfície livre.

Em vista da configuração altimétrica do terreno e dos problemas econômicos de recalque para o reservatório de jusante, fixamos, com critério de razoável aproximação, uma perda de carga:

$$\Delta h_o = 18 \text{ m}$$

deixando disponível, para as perdas localizadas que ainda não podem ser definidas com exatidão, por falta de elementos topográficos adequados:

$$\Delta h_1 = 2,20 \text{ m}$$

Para vencer as perdas de atrito, poderá ser utilizada a altura:

$$\Delta h = (18 - 2,20) = 15,80 \text{ m}$$

à qual corresponde, a declividade efetiva:

$$i' = \frac{15,80}{19.490} = 0,00081$$

b) — Aplicando a (34'), temos que:

$$f(0,937; h) = \frac{0,013 \times 7,7}{\sqrt{0,00081}} = 3,52 \quad (37)$$

Da TABELA N.º 5 de [X] depreende-se que a função *f* identifica-se com o valor (37) para:

$$h = 2,35 \text{ m}$$

Resultará pois:

$$x = 0,937 \times 2,35 \cong 2,20 \text{ m}$$

Por outra parte, da TABELA N.º 10 de [X] tira-se:

$$\omega(0,937; 2,35) = 4,50 \text{ m}^2$$

Logo:

$$V = \frac{7,7}{4,5} = 1,71 \text{ m/seg.}$$

O GRÁFICO N.º 6, consubstancia a secção transversal, desenhada de acôrdo com as normas padrões fixadas na publicação [X].

Avisamos que, as cotas de fundo, referidas no DESENHO N.º 7, foram calculadas na base da declividade teórica:

$$\frac{18}{19490} = 0,000925$$

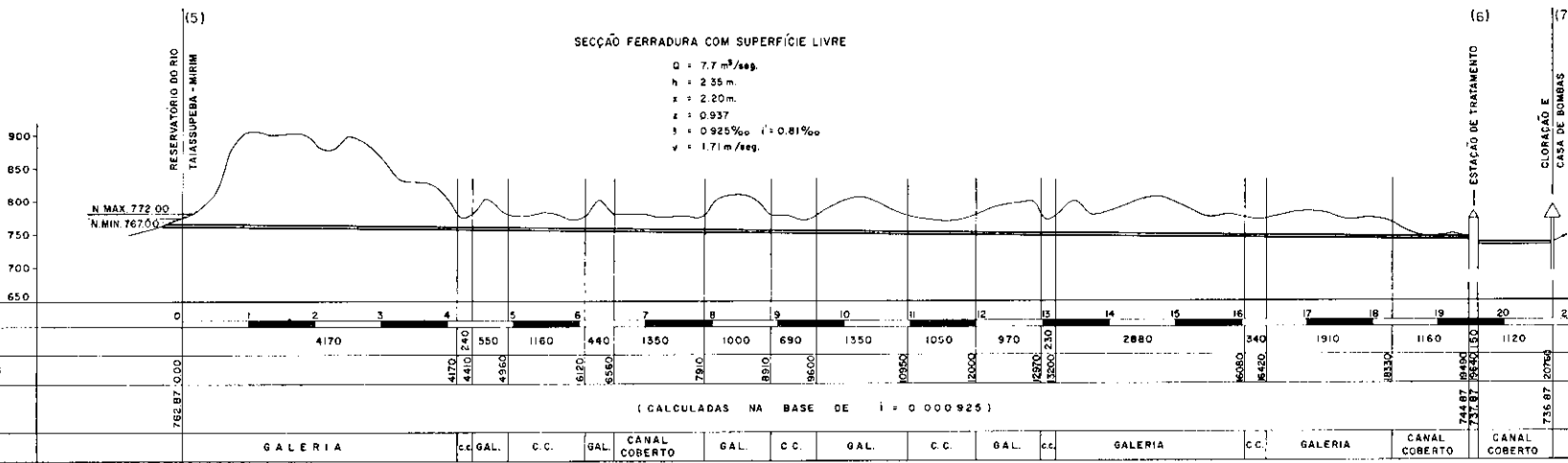
supondo-se, as perdas localizadas, como sendo uniformemente distribuídas ao longo do canal.

PERFIL LONGITUDINAL DA ADUTORA

ESCALAS H: 1:50.000
V: 1:5.000

SECÇÃO FERRADURA COM SUPERFÍCIE LIVRE

Q = 7,7 m³/seg.
h = 2,35 m.
z = 2,20 m.
z = 0,937
s = 0,925‰ i = 0,81‰
v = 1,71 m/seg.



D.A.E. DA S.V.O.P.
(D.F.O.)

REFORÇO DO ABASTECIMENTO DE ÁGUA POTÁVEL DE SÃO PAULO
UTILIZANDO RECURSOS DO ALTO TIETÊ

ESTUDO ORIENTADO PELO PROF. ALFREDO BANDINI

ENGENHEIRO: DINO MAGNOLI
DESENHISTA: BENEDITO B. SOARES

DESENHO Nº 7

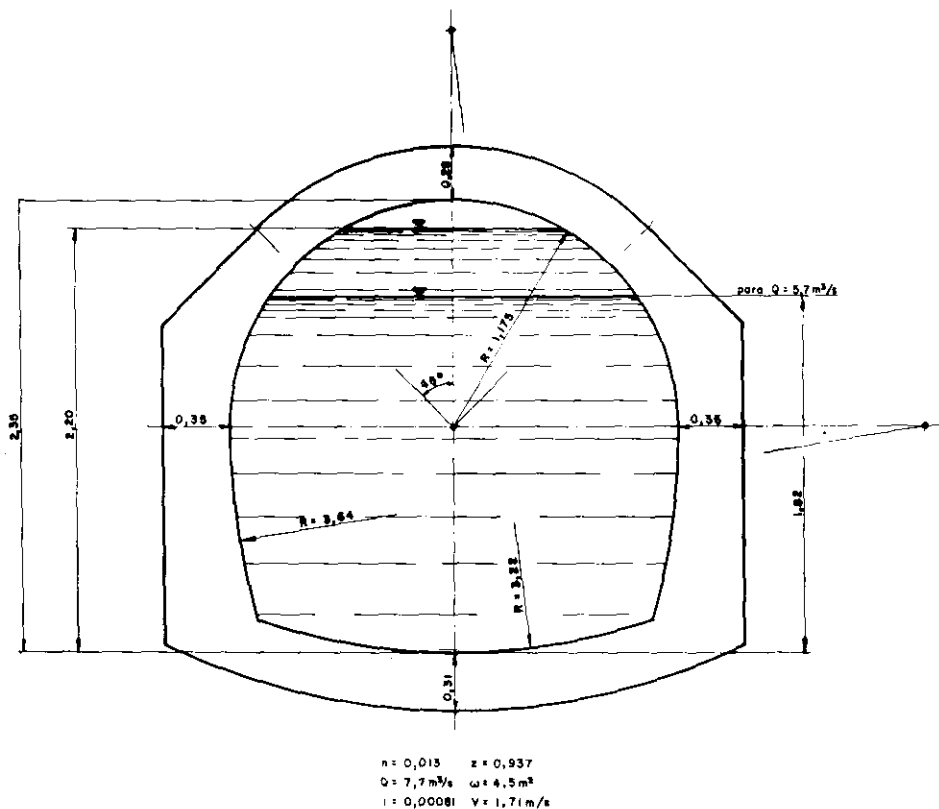


GRÁFICO N.º 6

3 — Como veremos a seguir, o reservatório de ÁGUA RAZA, foi projetado com capacidade suficiente, apenas para compensar a variação das descargas, no dia de máximo consumo.

a) — Portanto, visando aproveitar integralmente o módulo contínuo de $7,7 \text{ m}^3/\text{seg.}$, é preciso admitir que, a porção de rede alimentada pelo reservatório de ÁGUA RAZA, esteja ligada com os sistemas de distribuição de água das zonas contíguas; sistemas que absorverão os excedentes e, respectivamente, suprirão as deficiências, que se verificam pela variabilidade dos consumos no curso do ano. Recordamos, a respeito, que o D.A.E. de S. PAULO, adota para o coeficiente K , definido no parágrafo I do CAPÍTULO I.º, o valor 1.3.

A suposta hipótese parece, aliás, razoável, considerando que o conjunto das obras projetadas será realizado por etapas, e que a precedência deve ser dada à construção das barragens nos rios JUNDIAÍ, TAIASSUPEBA e afluentes, deixando, para uma fase sucessiva, o aproveitamento do rio BERITIBA MIRIM, mais longínquo da Capital.

A razão utilizada na primeira etapa, será (QUADRO N.º 14) igual a $5,7 \text{ m}^3/\text{seg.}$ A adutora terá, entretanto, a possibilidade de funcionar com:

$$K = \frac{7,7}{5,7} = 1,35$$

Para a vazão de $5,7 \text{ m}^3/\text{seg.}$ ter-se-á (34') :

$$f(z; 2,35) = \frac{0,013 \times 5,7}{\sqrt{0,00081}} = 2,6$$

Da TABELA N.º 5 de [X] tira-se:

$$z = 0,65$$

em quanto, a TABELA N.º 10 de [X] dá:

$$\omega (0,65; 2,35) = 3,31 m^2$$

Portanto, resulta:

$$x = 0,65 \times 2,35 = 1,53 m$$

$$V = \frac{5,7}{3,31} = 1,72 m \text{ seg.}$$

b) — Caso for necessário prever a adutora, com a capacidade de absorver a vazão máxima:

$$Q_m = 1,3 \times 7,7 = 10 m^3 \text{ seg.}$$

caberia aumentar as suas dimensões.

Da (34'), para o caso em apreço, tira-se:

$$f (0,937; h) = \frac{0,013 \times 10}{\sqrt{0,00081}} = 4,56$$

E, entrando na TABELA N.º 5 de [X]:

$$h = 2,58 \approx 2,60 m$$

Em quanto, pela TABELA N.º 10 de [X]:

$$\omega (0,937; 2,60) = 5,51 m^2$$

E, finalmente:

$$x = 0,937 \times 2,6 = 2,44 m$$

$$V = \frac{10}{5,51} = 1,82 m \text{ seg.}$$

O GRÁFICO N.º 7, representa a secção transversal do canal calculado.

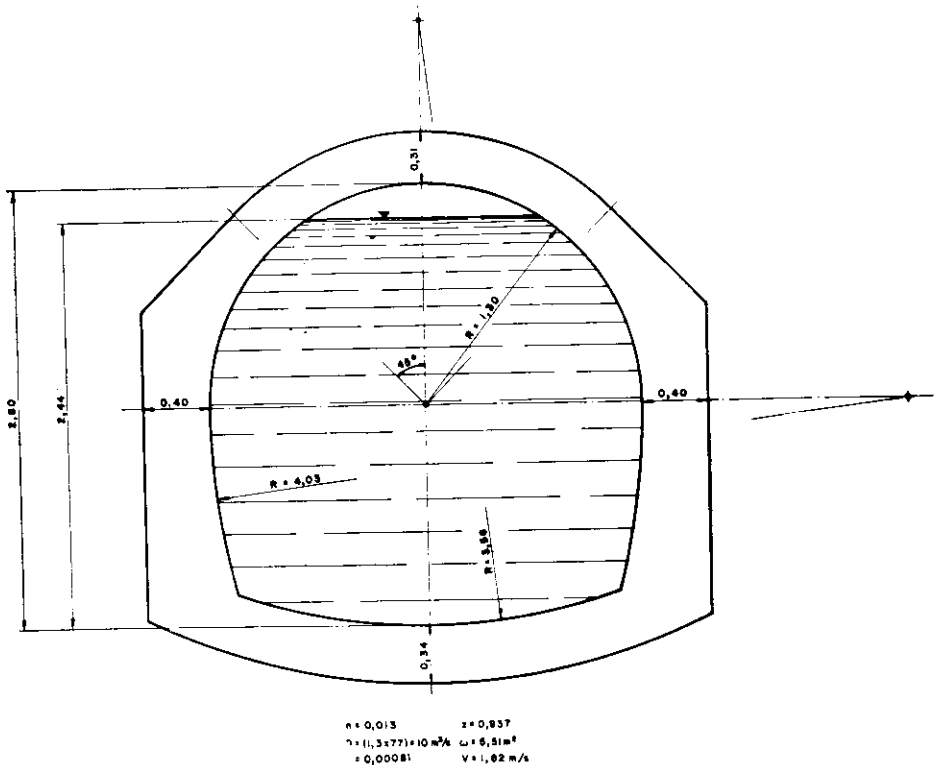


GRÁFICO N.º 7

c) — O aumento das dimensões do canal, para veicular a maior vazão, não é muito sensível. Comparando, por exemplo, os volumes de concreto por metro linear, temos respectivamente:

para $h = 2,35 \text{ m}$	$0,548 \times 2,35^2 = 3,03 \text{ m}^3, \text{ m. linear}$
para $h = 2,60 \text{ m}$	$0,548 \times 2,60^2 = 3,88 \text{ " "}$
Diferença	$0,85 \text{ m}^3, \text{ m. linear}$

O coeficiente 0,548 resulta de TABELA N.º 30 de [X].

Porém a solução em apreço acarretaria um aumento das estações de tratamento e de estabilização do cloro e outrossim, da usina de recalque que liga a referida estação de estabilização com o reservatório de compensação dos consumos, que, também, sofrerá um aumento de capacidade.

Nêste projeto foi adotado, para a adutora, a altura de $h = 2,35 \text{ m}$ e o funcionamento com vazão constante de $7,7 \text{ m}^3, \text{ seg.}$; opinamos que a referida alternativa seja a mais conveniente.

Protelamos, todavia, a escolha final, para a ocasião da elaboração do projeto definitivo, sendo que, naquela época, disporemos de elementos mais concretos, sôbre as efetivas possibilidades de interligação, entre os diferentes setores da rede de distribuição de água da Capital.

V — ESTAÇÃO DE TRATAMENTO

A estação de tratamento, com o sistema convencional (sem pré-cloração), ocupará uma área de $120 \times 150 \text{ m}$ e constará dos floculadores, das calhas de sedimentação, dos filtros e da casa da química.

Considerando que a instalação em apreço, deverá corresponder aos esquemas padrões, adotados pelo D.A.E., prefere-se elaborar os cálculos e desenhos, na fase de projeto definitivo.

Sômente acrescentaremos que, em virtude de determinações preliminares, foi fixada a perda de carga global dentro da estação, a razão de $4,50 \text{ m}$.

Cabe-nos recordar que em apêndice, figura um interessante relatório do Dr. SAMUEL MURGEL BRANCO, sôbre pesquisas feitas pelo LABORATÓRIO CENTRAL DO D.A.E., em relação aos problemas hidrobiológicos, decorrentes do represamento dos rios. Ê tratado, em particular, o crescimento vegetativo de algas (diatomáceas, clorofíceas e cianofíceas) e de protozoários (amebas), em relação a fatores físicos (côr e turbidez das águas) e químicos (nitrogênio total).

IV — ESTAÇÃO DE ESTABILIDADE DO CLORO E ALCALINIZAÇÃO (DESENHO N.º 8)

1 — A introdução do cloro, e a eventual correção do pH será feita logo na saída da estação de tratamento. Em seguida, a água percorrerá o segundo trecho da adutora (1120 m), atingindo o reservatório de estabilização, cuja capacidade foi prevista para a permanência de $22'12''$, isto é, com o volume útil de:

$$7,7 \times 1332 = 10.260 \text{ m}^3$$

Fixada a altura útil $h = 3 \text{ m}$, resulta uma secção horizontal:

$$A = \frac{10.260}{3} = 3420 \text{ m}^2 \quad (38)$$

2 — O reservatório consta de duas câmaras iguais, cujas dimensões foram determinadas de acôrdo com o critério econômico, de obter o mínimo perímetro interno p dos muros.

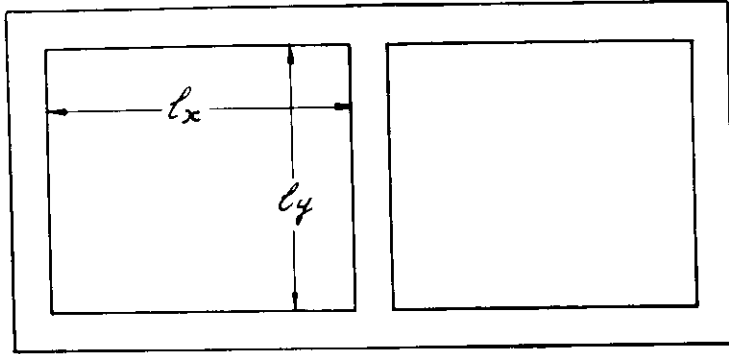


GRÁFICO N.º 8

Sendo (GRÁFICO N.º 8):

$$A = 2 l_x l_y$$

$$p = 4 l_x + 3 l_y$$

poderemos escrever:

$$p = 4 l_x + \frac{3 A}{2 l_x} \quad (39)$$

Logo:

$$\frac{d p}{d l_x} = 4 - \frac{3 A}{2 l_x^2} = 0$$

$$l_x = \sqrt{\frac{3 A}{8}} = \sqrt{\frac{3 \times 3420}{8}} = 35,80 \text{ m}$$

$$l_y = \frac{3420}{71,6} = 47,80 \text{ m}$$

Em quanto está satisfeita a condição:

$$\frac{d^2 p}{d l_x^2} = \frac{3 A}{l_x^3} > 0$$

Tomaremos, definitivamente:

$$l_x = 36 \text{ m}$$

$$l_y = 48 \text{ m}$$

(40)

tendo-se a área de 1728 m^2 , para cada câmara.

3 — Para a sustentação da lage de cobertura, realizar-se-ão pilares de concreto armado, com secção de $0,3 \times 0,3 \text{ m}$ e entre-eixo de 4 m .

Ter-se-á, portanto:

$$\text{na direção de } l_y : \frac{36}{4} = 9 \text{ vãos (8 pilares)}$$

$$\text{na direção de } l_x : \frac{48}{4} = 12 \text{ vãos (11 pilares)}$$

Um total de 88 pilares, cobrindo a superfície de aproximadamente 8 m^2 , e deixando disponível a área útil de 1720 m^2 , para cada câmara, e a área global de 3.440 m^2 , correspondente, na prática, ao valor (38).

O reservatório ocupará, quase na altura total, um volume obtido por excavação. A parte superior será protegida, entretanto, por um aterro, convenient-

temente drenado, de 1,20 m. de altura. O arejamento, será obtido por tubos de concreto verticais, com 40 cm. de diâmetros, munidos, no topo, de um dispositivo de interceptação.

4 — O acesso de água no reservatório, ocorrerá através de dois vertedores, com soleira de 2 m, alimentados por uma calha de distribuição de 2×17 m, onde desemboca a adutora.

No lado oposto, o reservatório prolonga-se, na casa das bombas, que recalcam a água para o reservatório superior de ÁGUA RAZA.

VII — RESERVATÓRIO DE REGULARIZAÇÃO DOS CONSUMOS (ÁGUA RAZA)

1 — Cálculos preliminares de orientação, levaram a concluir sobre a conveniência de fixar o ciclo de regularização igual a 24 horas, isto é, atribuir ao reservatório a função de *compensar a variabilidade dos consumos horários*, no dia crítico (máximo consumo).

Interessantes pesquisas feitas pelo D.A.E. na rede de distribuição da Capital, permitiram organizar um diagrama padrão dos consumos, que equaciona, de um modo geral, a referida variabilidade através das relações z_i (QUADRO N.º 17 — segunda coluna), entre os respectivos deflúvios D_i nas 24 horas e o valor médio:

$$\bar{D} = \frac{\sum_{i=1}^{24} D_i}{24}$$

Consideraremos (QUADRO N.º 17) as funções:

$$f = \sum_{i=1}^i z_i \quad (41)$$

$$\psi = \bar{z} \cdot i$$

sendo:

$$\bar{z} = \frac{\sum_{i=1}^{24} z_i}{24}$$

Utilizando o mesmo processo indicado no parágrafo IV (item 1) do CAPÍ-TULO I.º, e consubstanciado no GRÁFICO N.º 1, ter-se-á, que o volume mínimo necessário C' para passar do diagrama linear ψ (afluxo constante no reservatório) ao diagrama f (deflúvio do reservatório) é dado pela expressão:

$$C' = \bar{D} [\text{máx.} (\psi - f) + \text{máx.} (f - \psi)] = \bar{D} [(2,125 + 0,572)] \cong 2,7 \bar{D} \quad (42)$$

E, desde que no caso em aprêço a vazão é de 7,7 m³/seg., obtemos:

$$C' = 2,7 \times 3.600 \times 7,7 \cong 75.000 \text{ m}^3 \quad (42'')$$

2 — A capacidade útil C do reservatório, resulta da soma de C' mais o volume V_{in} destinado para encargar eventuais incendios, avaliado, na prática, a razão de 8 a 10% do deflúvio V_d no dia de máximo consumo.

Sendo:

$$V_d = 86.400 \times 7,7 = 665.280 \text{ m}^3$$

e posto:

$$C = 0,2 \times 665.280 = 133.056 \text{ m}^3 \quad (42''')$$

ter-se-á:

$$V_{in} = 133.056 - 75.000 = 58.056 \text{ m}^3$$

que representa, por sinal, 8,4% de V_d .

QUADRO N.º 17

HORAS	z_i	$f = \sum z_i$	$\psi = \bar{z} \cdot i$	$\psi - f$
1	0,695	0,695	1	0,305
2	0,673	1,368	2	0,632
3	0,653	2,021	3	0,979
4	0,646	2,667	4	1,333
5	0,641	3,308	5	1,692
6	0,676	3,984	6	2,016
7	0,891	4,875	7	2,125
8	1,219	6,094	8	1,906
9	1,293	7,387	9	1,613
10	1,317	8,704	10	1,296
11	1,312	10,016	11	0,984
12	1,329	11,345	12	0,655
13	1,291	12,636	13	0,364
14	1,332	13,968	14	0,032
15	1,354	15,322	15	— 0,322
16	1,199	16,521	16	— 0,521
17	1,051	17,572	17	— 0,572
18	0,986	18,558	18	— 0,558
19	0,972	19,530	19	— 0,530
20	1,013	20,543	20	— 0,543
21	0,993	21,536	21	— 0,536
22	0,895	22,431	22	— 0,431
23	0,817	23,248	23	— 0,248
24	0,751	24,000	24	0,

3 — O reservatório será constituído de 4 compartimentos iguais (GRÁFICO N.º 9), cujas dimensões são determinadas — como já foi feito para as câmaras de cloração — de acordo com o critério do mínimo perímetro interno p .

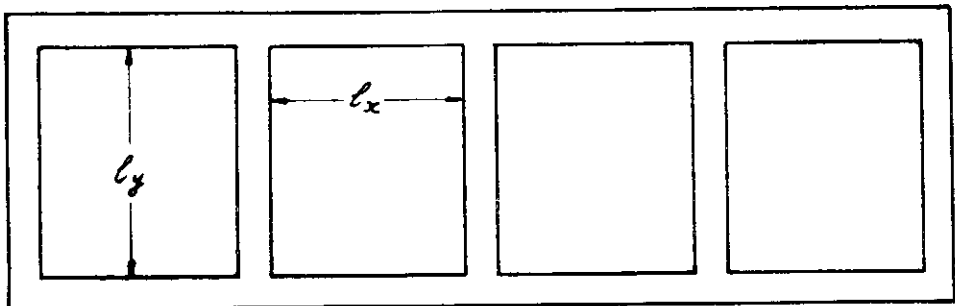


GRÁFICO N.º 9

Indicando-se por A a superfície horizontal total dos compartimentos, ter-se-á:

$$A = 4 l_x l_y \quad (43)$$

$$p = 8 l_x + 5 l_y \quad (43')$$

Logo:

$$p = 8 l_x + 1,25 \frac{A}{l_x}$$

$$\frac{dp}{dl_x} = 8 - \frac{1,25 A}{l_x^2} = 0$$

$$l_x = [0,15625 A]^{1/2} \quad (44)$$

Em quanto, a derivada segunda:

$$\frac{d^2 p}{dl_x^2} = 0,325 l_x > 0$$

satisfaz a condição de mínimo.

Fixemos a altura útil da água no reservatório, $h = 4 m$. Então:

$$A = \frac{133.056}{4} = 33.264 m^2 \quad (45)$$

Por consequência substituindo-se na (44) e, em seguida, na (43), teremos:

$$l_x = 71,8 \cong 72 m \quad (46)$$

$$l_y = 115,8 \cong 116 m$$

4 — A lage de cobertura será sustentada por pilares de concreto armado, com secção de $0,3 \times 0,3 m$ e entre-eixo $4 m$. Teremos:

$$\text{na direção de } l_y: \frac{72}{4} = 18 \text{ vãos (17 pilares)}$$

$$\text{na direção de } l_x: \frac{116}{4} = 29 \text{ vãos (28 pilares)}$$

Resulta um total de 476 pilares, que ocupam a área de $41 m^2$, deixando, para cada compartimento a superfície líquida de:

$$(72 \times 116) - 41 = 8311 m^2$$

e, globalmente:

$$8311 \times 4 = 33.244 m^2 \quad (45')$$

valor que praticamente coincide com o (45).

A capacidade útil resulta definitivamente igual a:

$$C = 3.244 \times 4 = 132.876 m^3 \quad (47)$$

isto é, sensivelmente coincidente com o valor (42''). A máxima oscilação, para compensar as variações de descarga no dia de máximo consumo, será:

$$\frac{75.000}{4 \times 8311} = 2,24 m$$

5 — A cota d'água correspondente ao máximo esvaziamento (volume útil nulo) do reservatório, resultou igual a 755 m.s.n.m., de acôrdo com as indicações a seguir, fornecidas pelo D.A.E.

Cota máxima do terreno, no ponto crítico da zona de influência do reservatório	725 m.s.n.m.
Carga piezométrica mínima admitida, acima da cota acima referida	20 m
Perda de carga suposta, ao longo das tubulações, desde o reservatório até o ponto crítico	10 m
TOTAL	755 m.s.n.m.

O reservatório será construído em uma área localizada na proximidade de AGUA RAZA, representada pelo croquis do GRÁFICO N.º 10. O posto parece bem escolhido, considerando seja a sua proximidade da zona a ser alimentada, sejam as condições altimétricas.

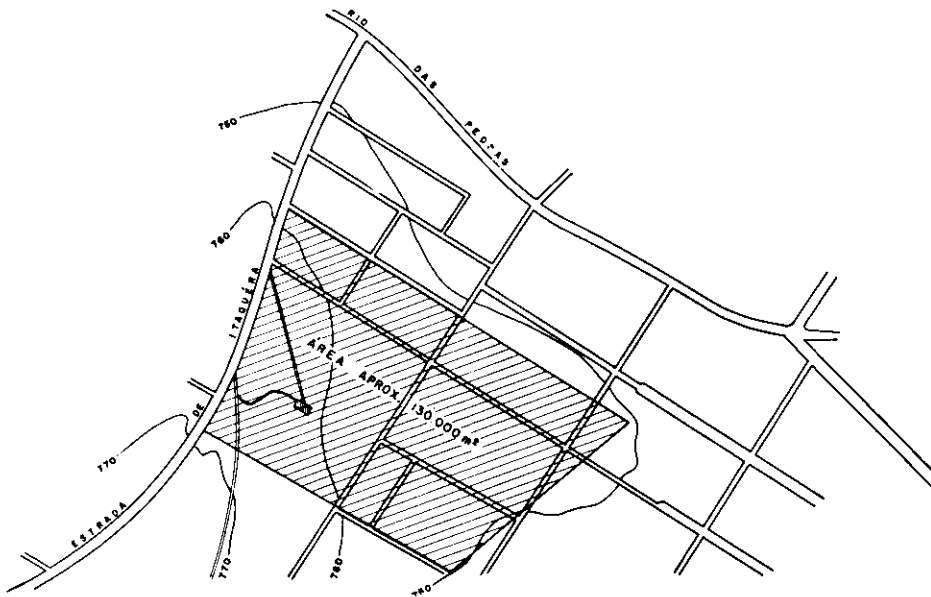


GRÁFICO N.º 10

Os compartimentos comunicam entre si, através de vãos de $1,50 \times 2 \text{ m}$, munidos de comportas planas verticais, movidas por dispositivos externos.

Em cada compartimento chega um tubo de recalque independente, com válvula localizada na cabina contígua ao muro perimetral, e que desemboca em uma canaleta que acompanha o referido muro e deixa verter a água ao longo de todo o seu comprimento.

Encostadas ao muro oposto, serão construídas três câmaras de manobra, duas para os respectivos compartimentos de extremidade e uma para os dois compartimentos contíguos centrais.

Cada um dos compartimentos alimenta um conduto primário e conta com um descarregador de fundo e um ladrão com tubo de descarga. Os 4 condutos primários serão ligados por condutos transversais localizados em uma galeria acessível, contígua ao muro de perímetro.

Os referidos condutos primários de alimentação e de interligação e os descarregadores de fundo, serão munidos de registros, localizados nas respectivas câmaras de manobra.

VIII — CONDUTOS DE LIGAÇÃO DOS RESERVATÓRIOS: DE ESTABILIZAÇÃO DO CLORO (pár. VI) E DE COMPENSAÇÃO DOS CONSUMOS (pár. VII).

1) — São previstos 4 condutos de aço, cada um alimentado por uma bomba, veiculando a vazão:

$$Q = \frac{7,7}{4} = 1,925 \cong 2 \text{ m}^3/\text{seg.}$$

Executados os cálculos pela (33), obtivemos os resultados resumidos a seguir:

$$D = 1,30 \text{ m}$$

$$\omega = 1,33 \text{ m}^2$$

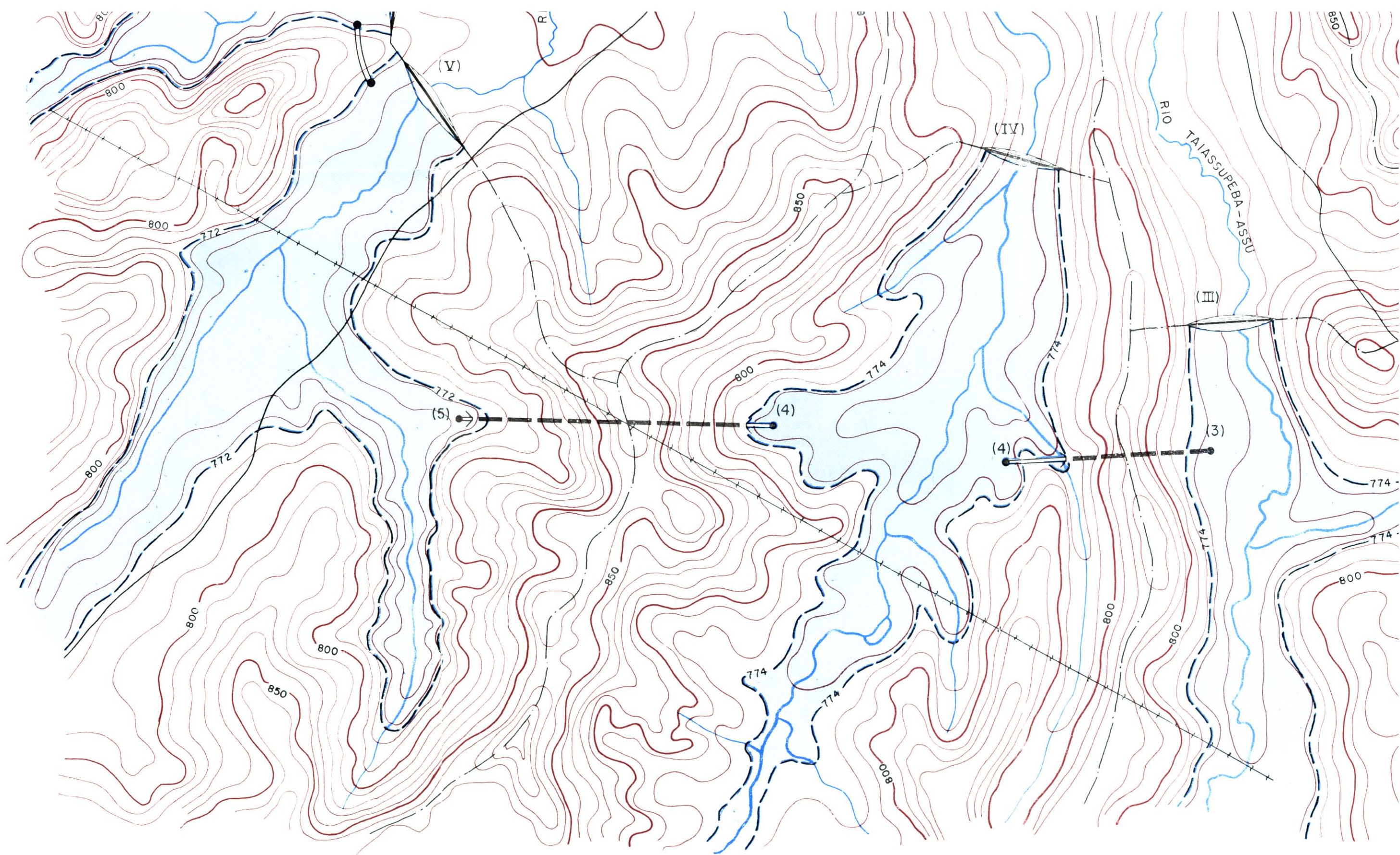
$$V = \frac{2}{1,33} = 1,5 \text{ m/seg.}$$

$$\gamma(D) = 0,00057429 \quad [\text{IX}]$$

$$I = 4 \times 0,00057429 = 0,0023$$

PLANTA DAS BARRAGENS E INTERLIGAÇÕES DOS RESERVATÓRIOS

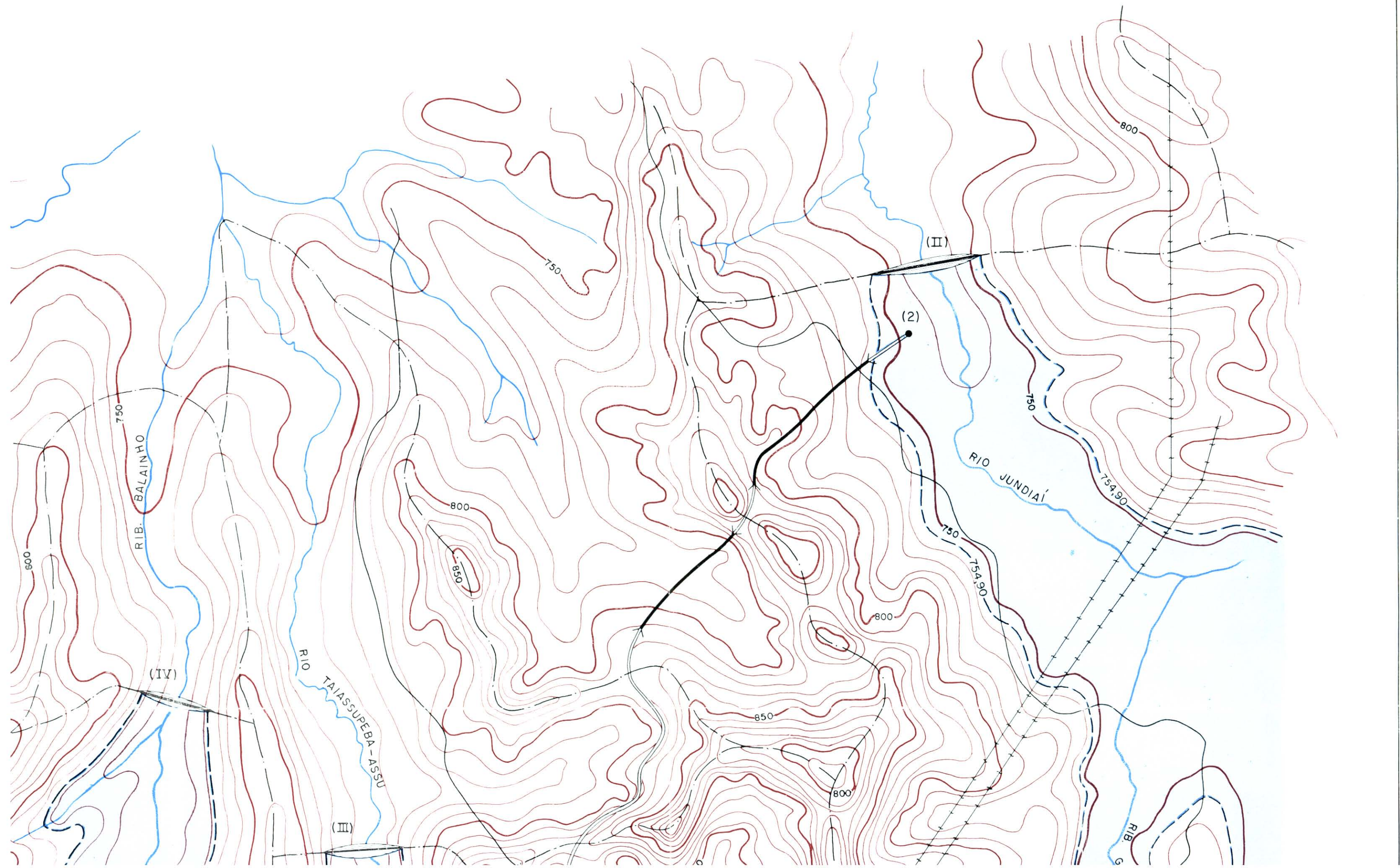


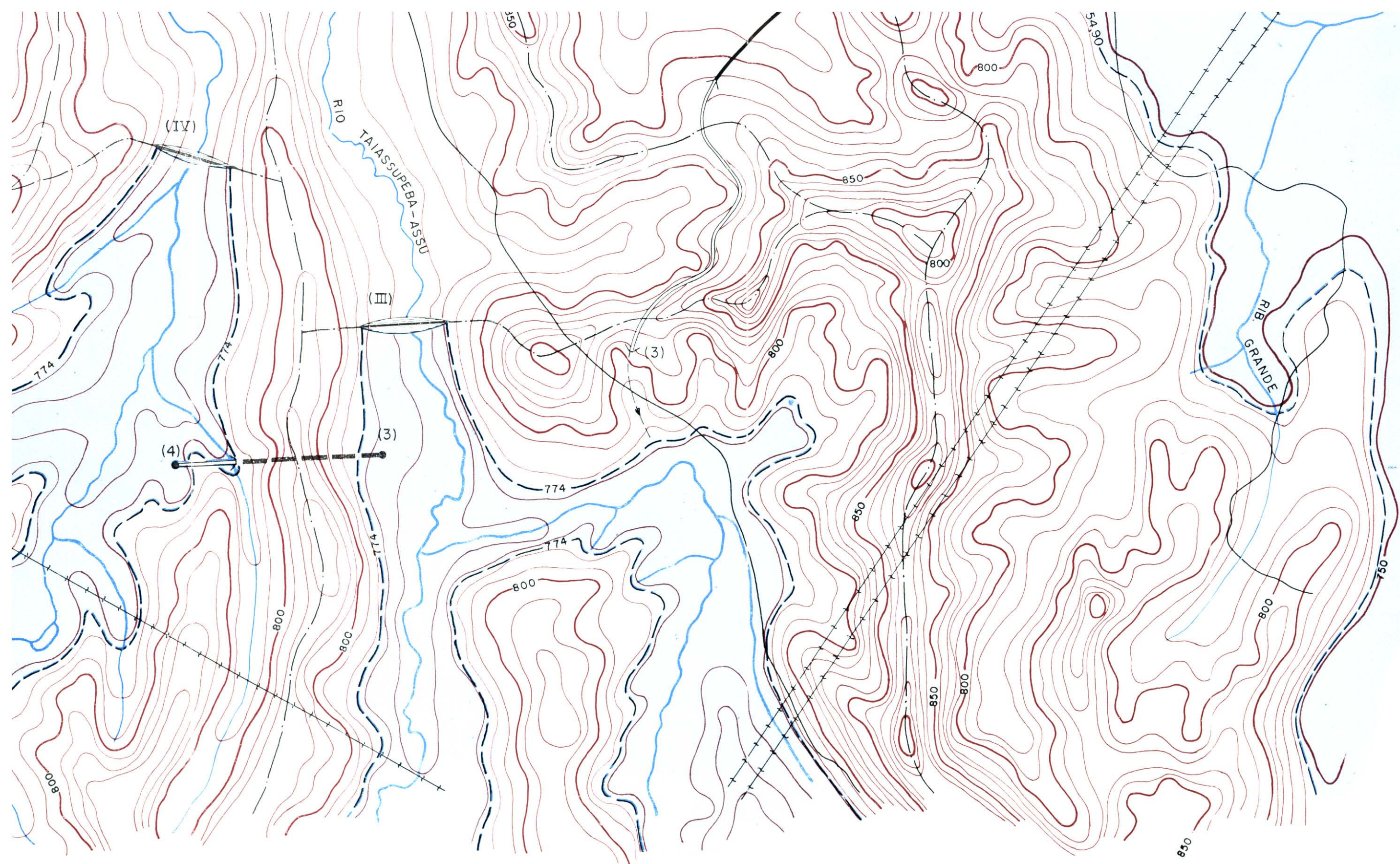


LEGENDA

- | | | | |
|-----------|-------------------------|---------|---|
| ----- | LIMITE DA BACIA | ————— | TUBOS A PRESSÃO |
| - - - - - | LIMITE DA ÁREA INUNDADA | ----- | TUNEL A PRESSÃO |
| ◄-----► | BARRAGEM | ●-----● | CANAL DE ACESSO |
| | | ==== | CANAL TIPO "FERRADURA" COM SUPERFÍCIE LIVRE |

PLANO DAS BARRAGENS E INTERLIGAÇÕES DOS RESERVATORIOS

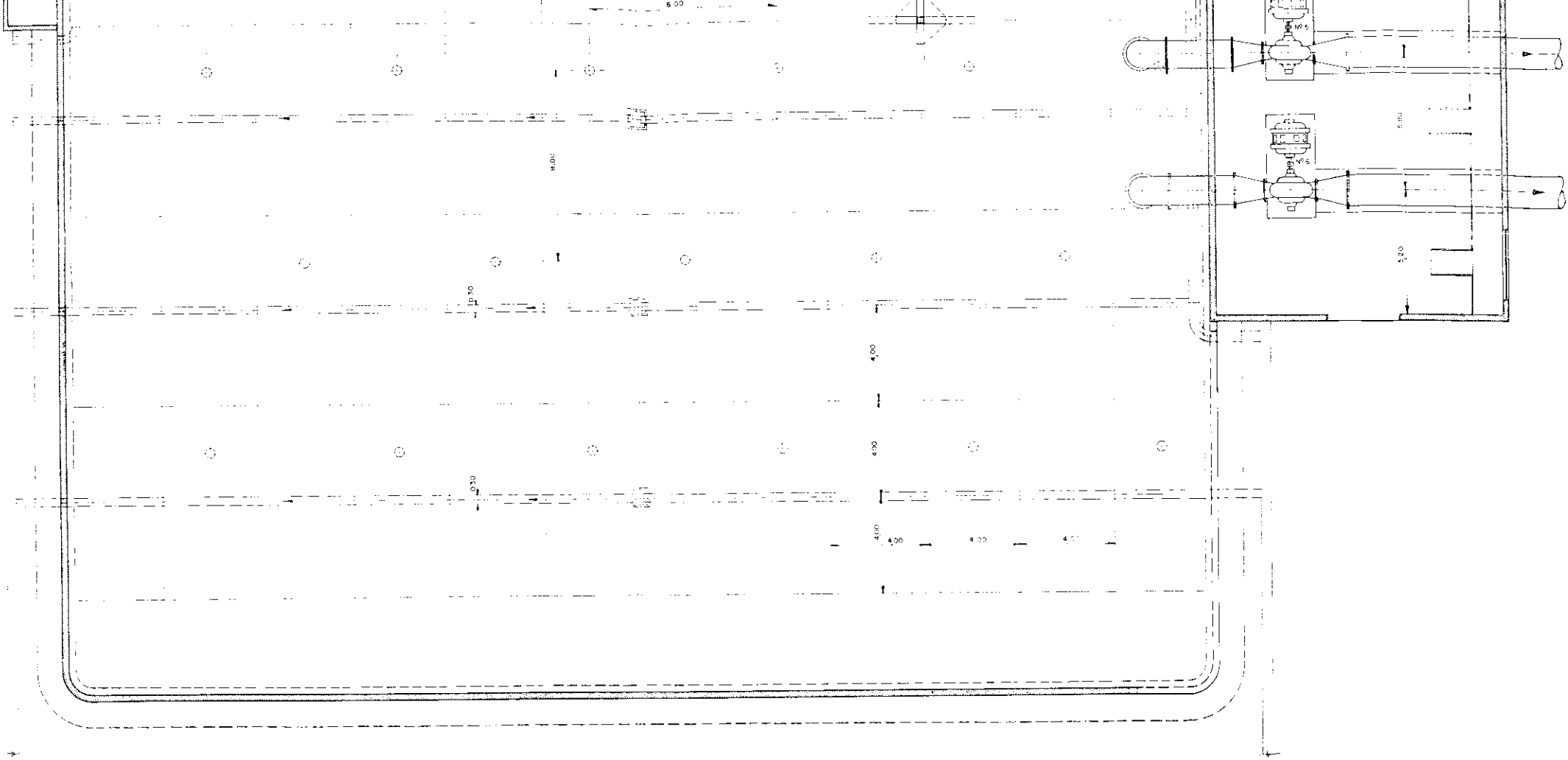




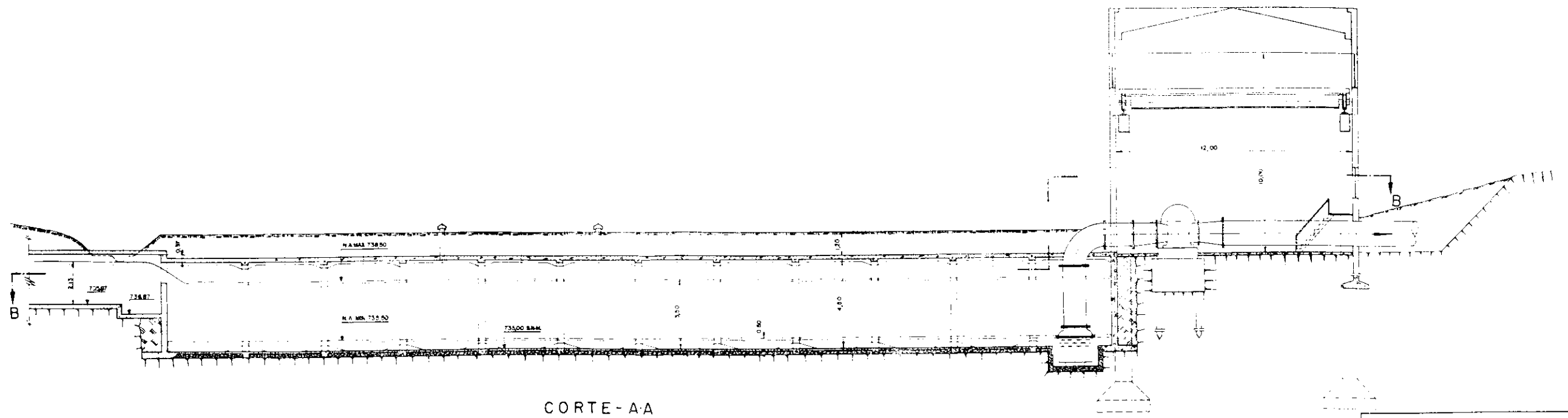
A' COM SUPERFÍCIE LIVRE



D.A.E. DA SVOP (D.P.O.)	
REFÔRÇO DO ABASTECIMENTO DE ÁGUA POTÁVEL DE SÃO PAULO UTILIZANDO RECURSOS DO ALTO TIETÊ	
ESTUDO ORIENTADO PELO PROF. ALFREDO BANDINI	DES. Nº 2
ENGENHEIRO: DINO MAGNOLI	
DESENHISTA: BENEDITO B. SOARES	

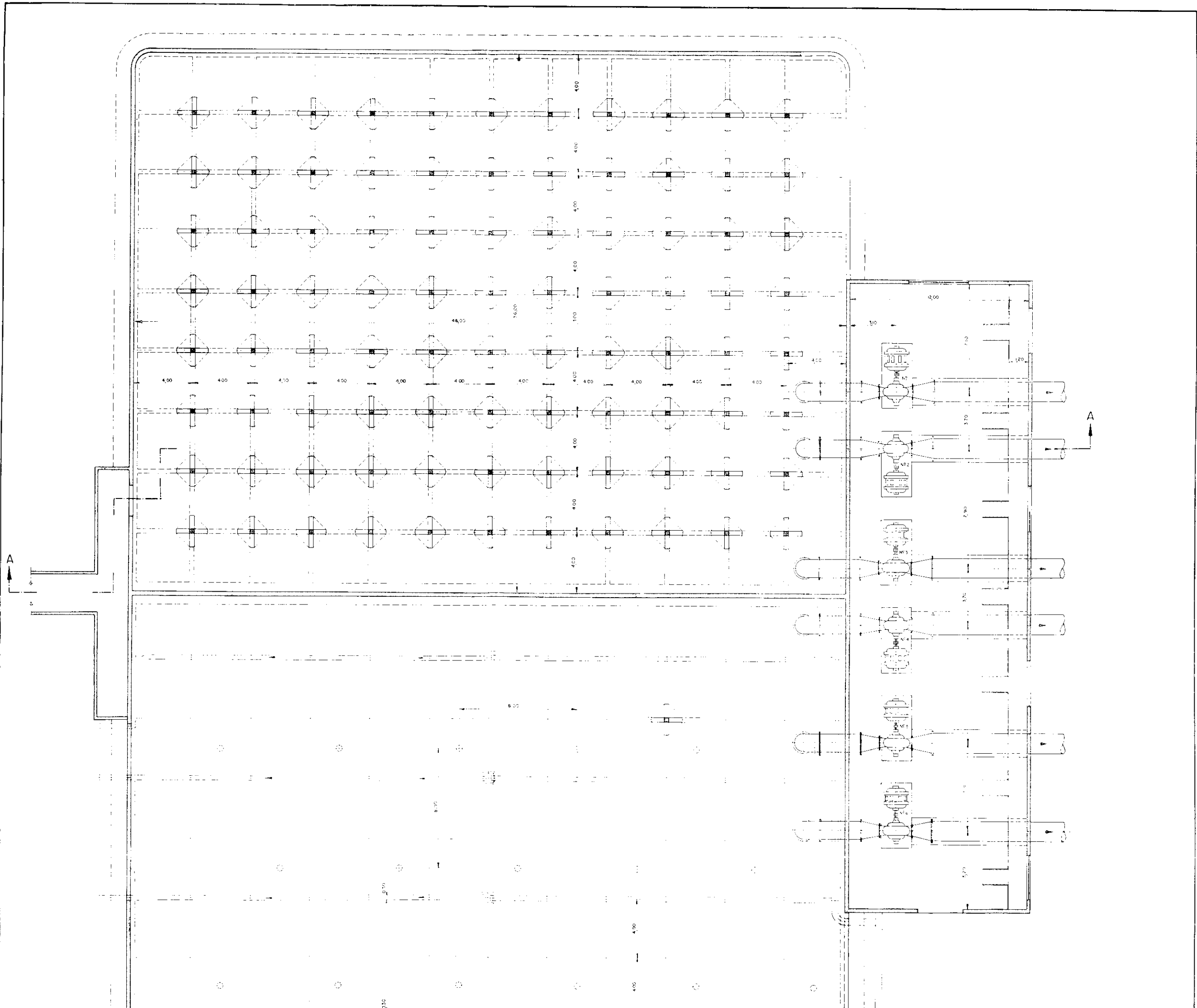


CORTE - B-B

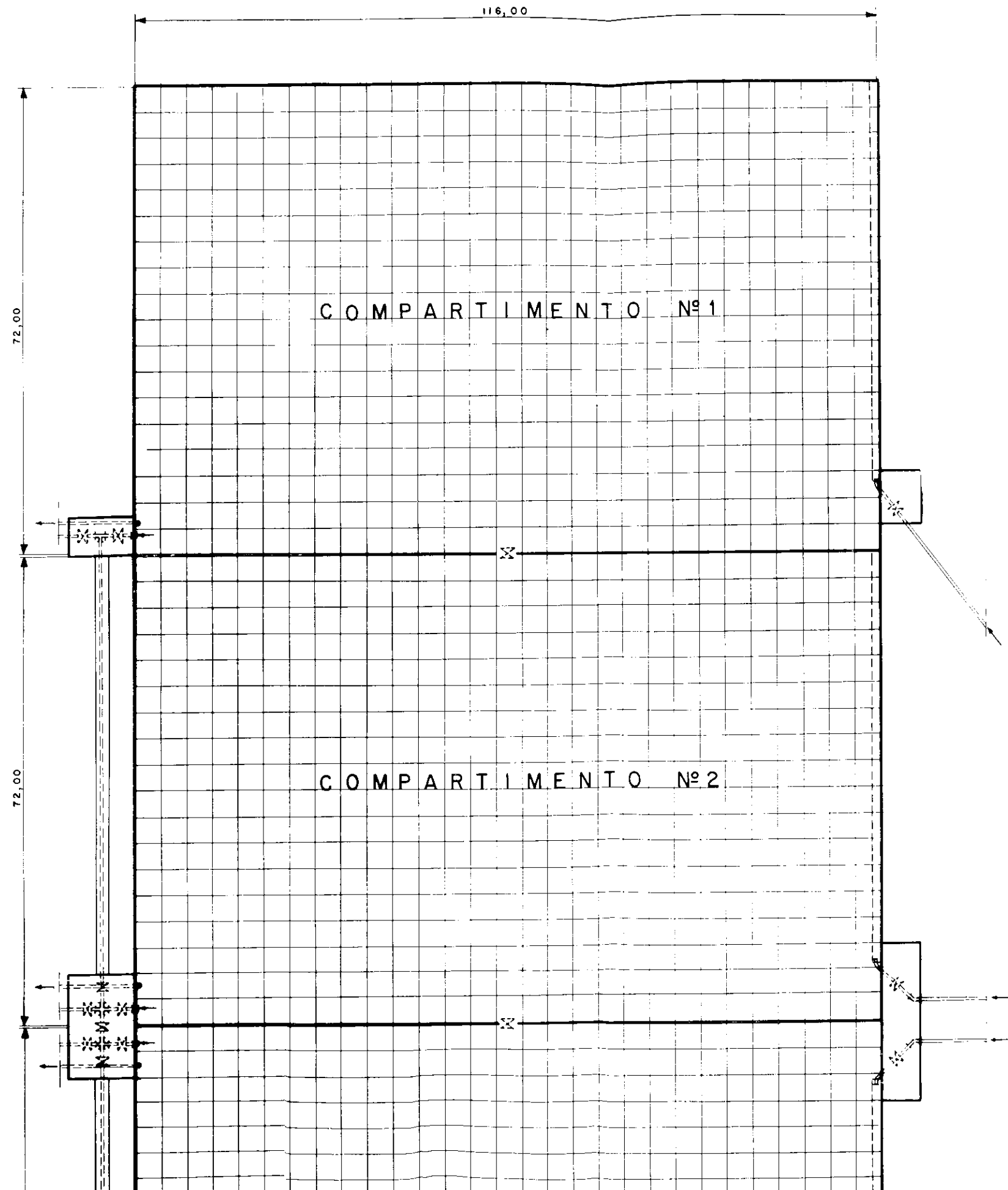


CORTE - A-A

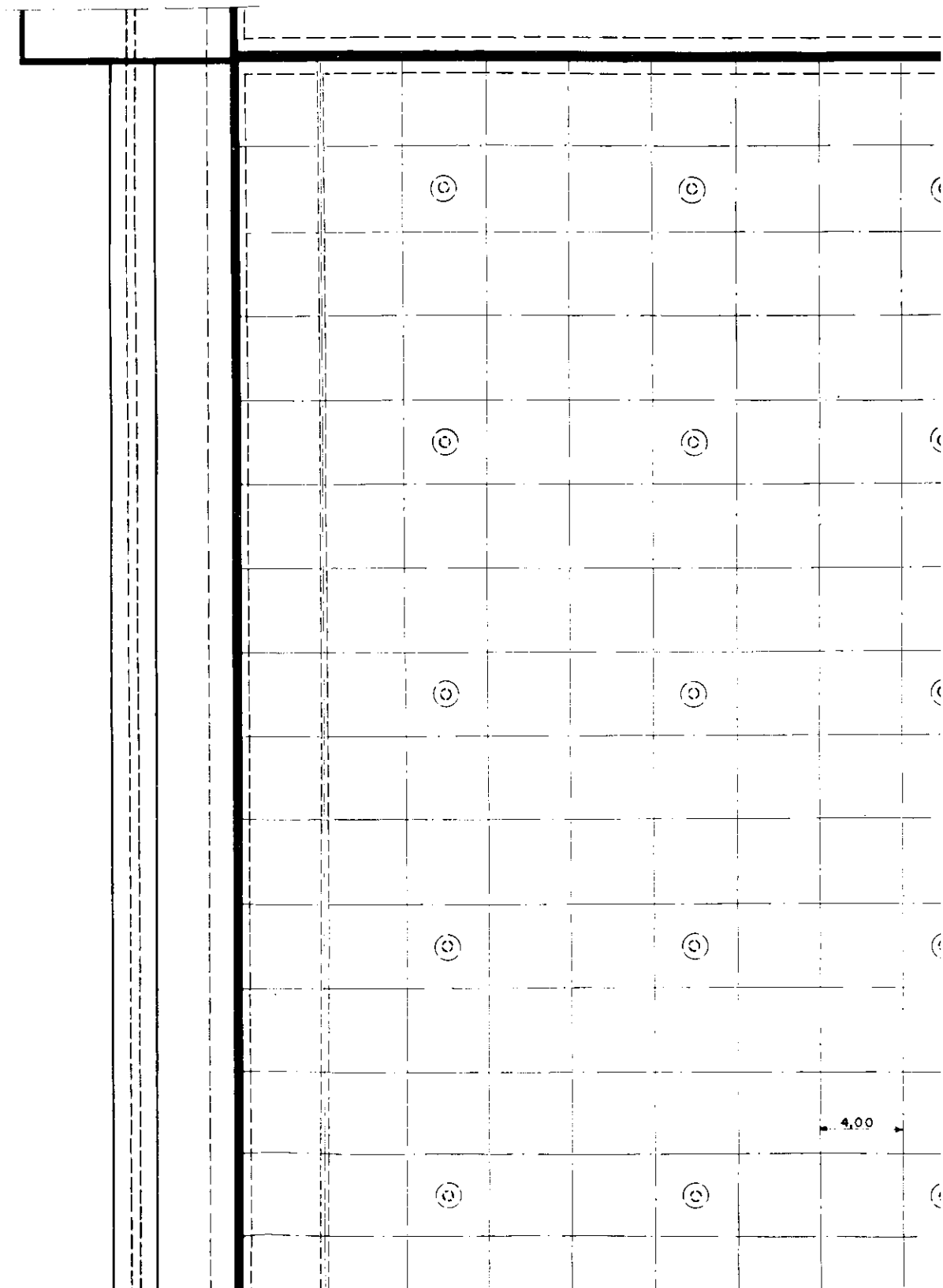
PROJ. DE BARRAGEM 1942	
REFORMA DO ABASTECIMENTO DE AGUA POTAVEL DE SAO PAULO - UTILIZANDO RECURSOS DO ALTO TIETE RESERVATORIO DE ESTABILIZACAO DO CLODO E ESTACAO DE MECAN. Q. E.	
ESTUDO ORIENTADO PELO PROF. ALFREDO BARRA N. ENR. DIAS BARROZ. DES. MIGUEL R. MELLO.	DESENHO N. A. B.

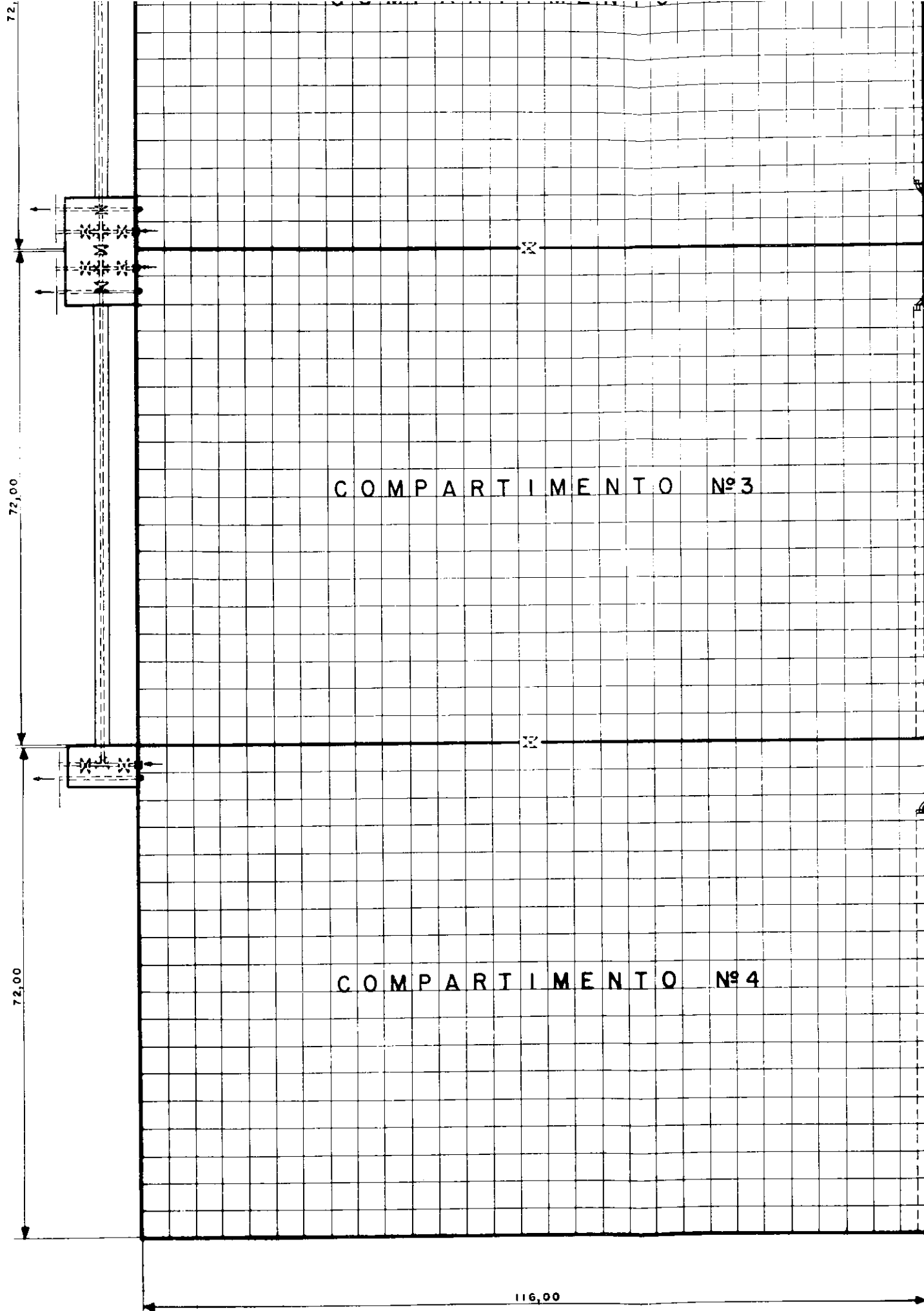


PLANTA GERAL

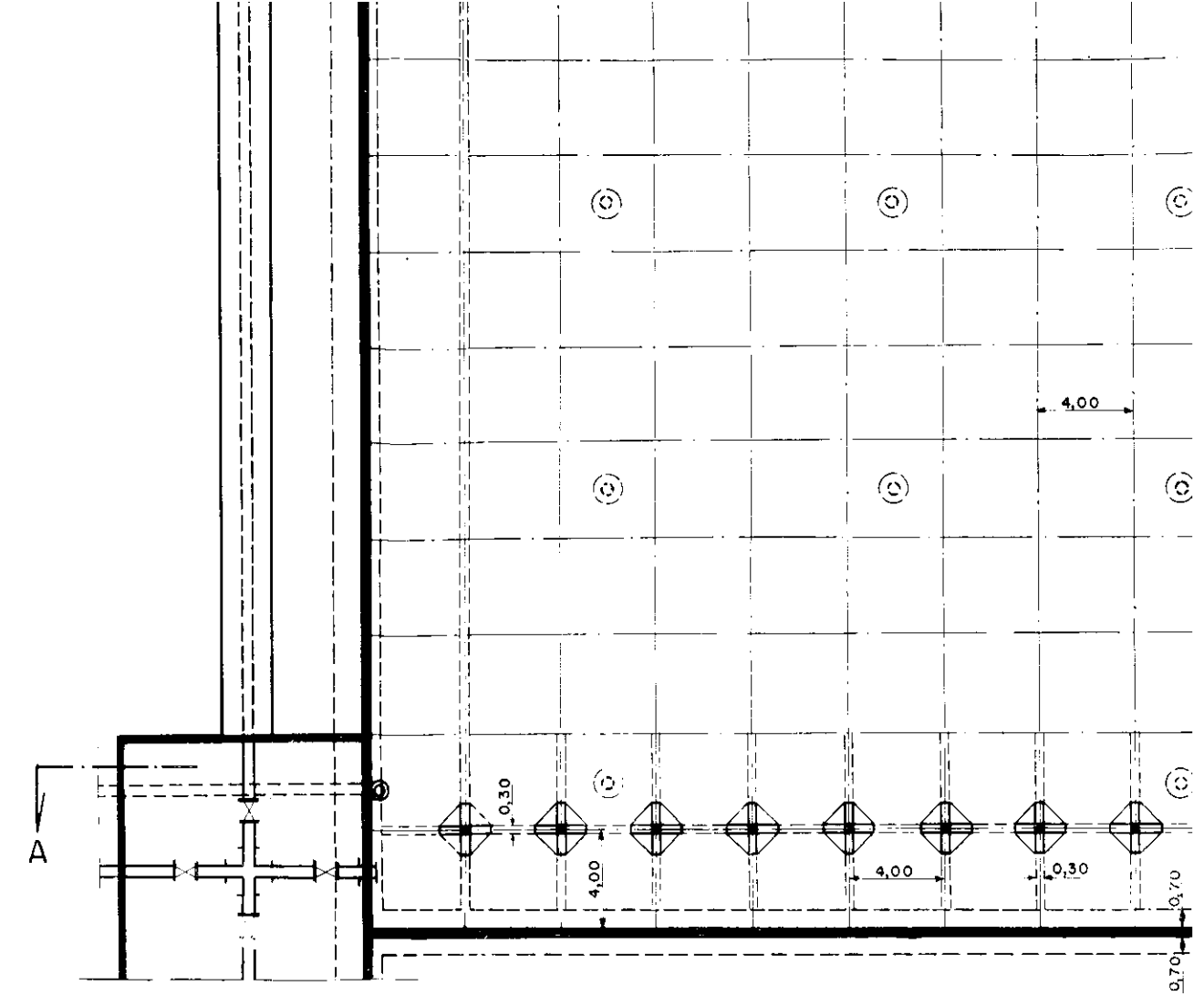


SECÇÃO HORIZ

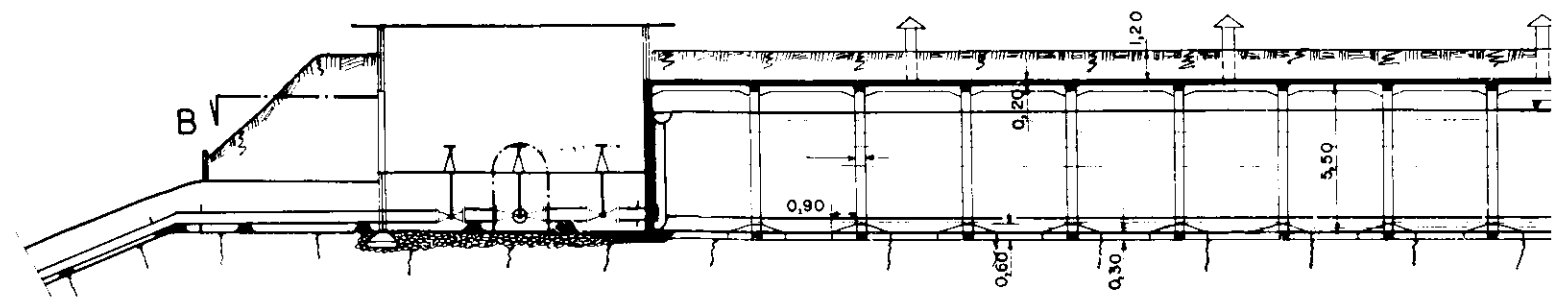




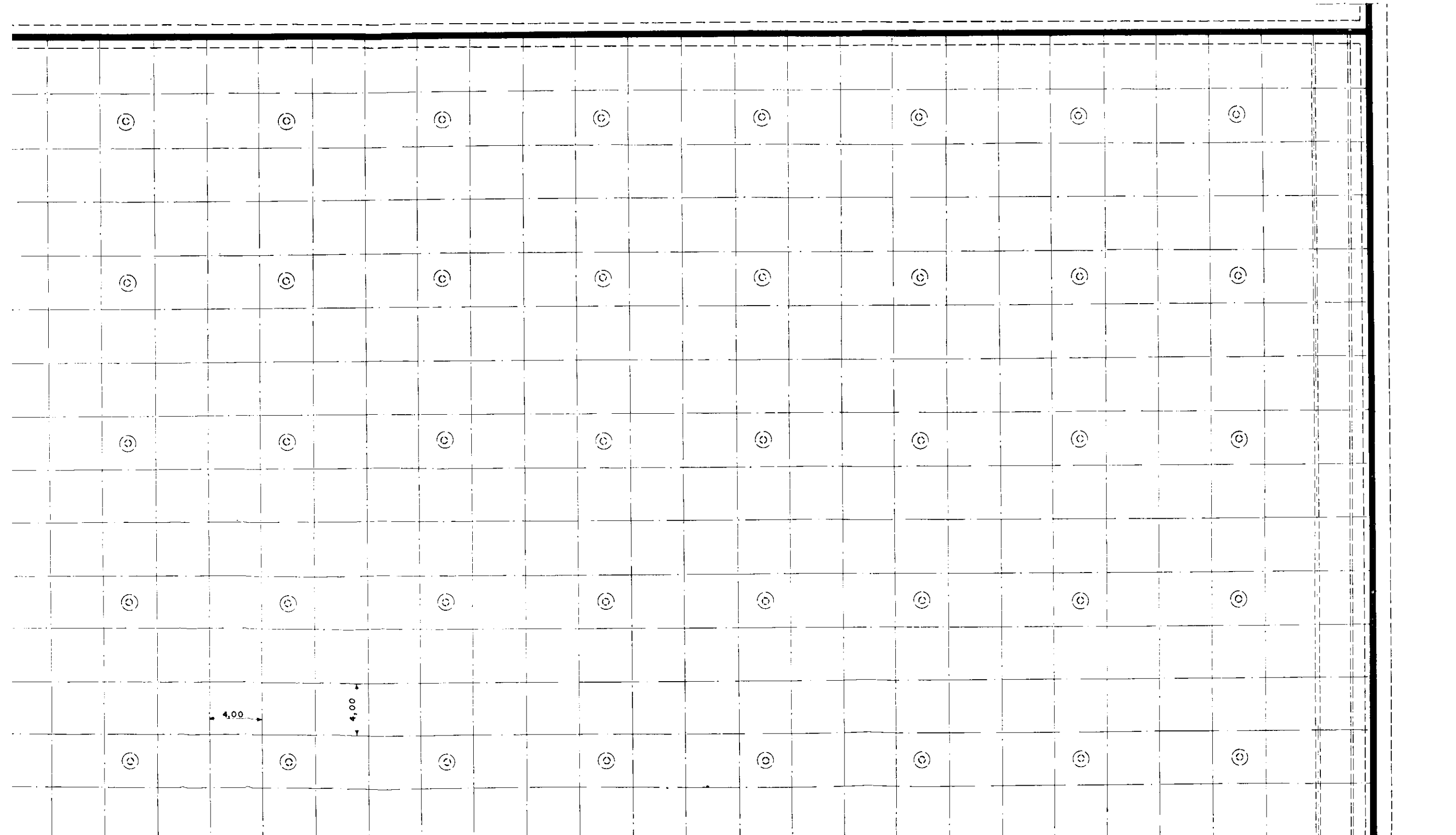
0 5 10m
 ESCALA = 1.500

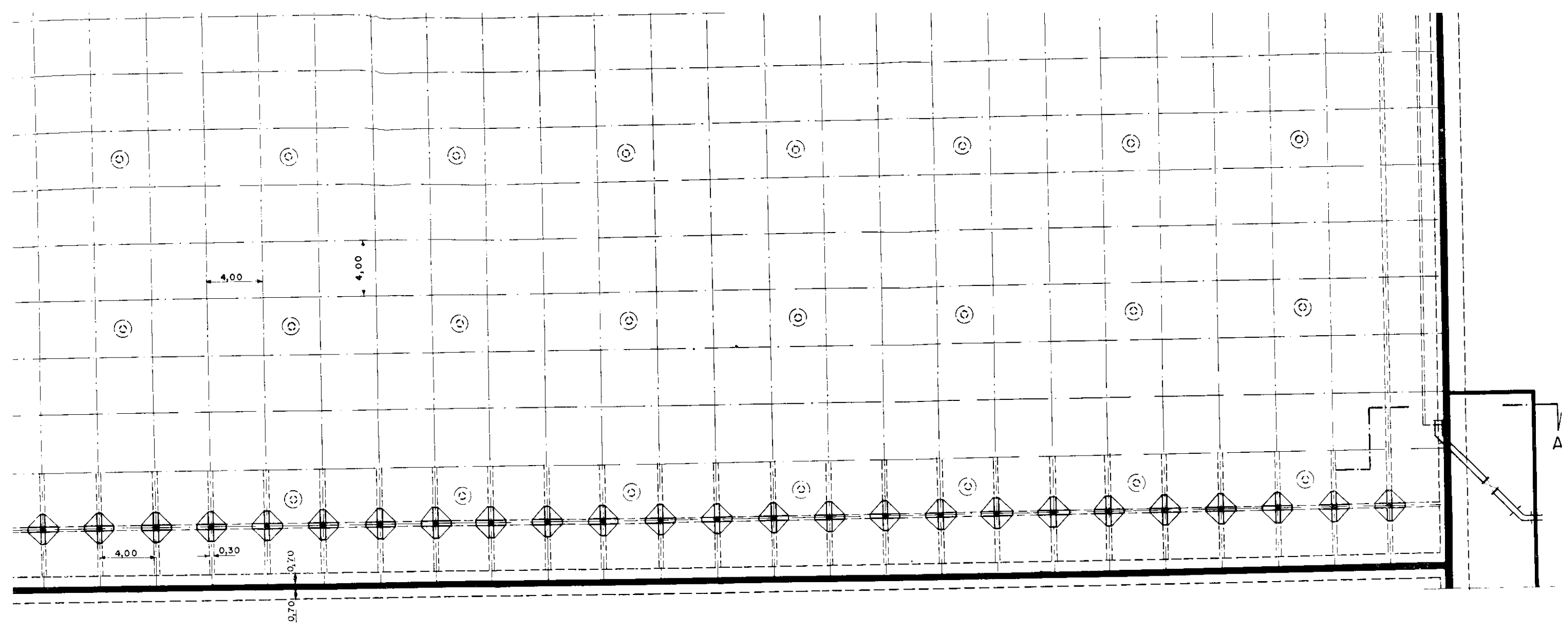


COR

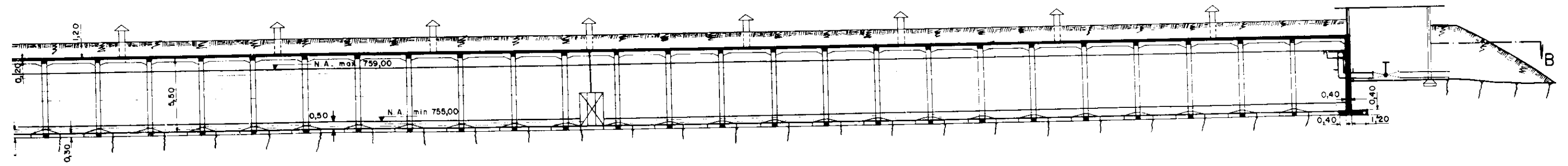


SECÇÃO HORIZONTAL "BB" COMPARTIMENTO Nº 2





CORTE VERTICAL "AA"



ESCALA = 1:200
 0 5m

D A E DA SVOP (D P O)	
REFORÇO DO ABASTECIMENTO DE AGUA POTAVEL DE SÃO PAULO UTILIZANDO RECURSOS DO ALTO TIETÊ RESERVATORIO DE REGULACÃO DOS CONSUMOS	
ESTUDO ORIENTADO PELO PROF ALFREDO BANDINI ENG. DINO MAGNOLI DES. DULCÍDIO RIBEIRO	DESENHO Nº 9

TABELA N.º 18

U S I N A	Vazão total a ser re- calcada <i>m³/s.</i>	Número de Grupos			Características de cada grupo						Potência total ins- talada <i>kW</i>	Transformadores em baixada			
		de fun- cionamen- to normal	de reserva	Totais	Bomba				Motor			Número	Rendi- mento apr.	Potência <i>kVA</i>	
					Vazão <i>m³/s.</i>	Altura manomé- trica <i>m</i>	Rendi- mento apr.	Potência absorvida <i>kW</i>	Rendi- mento apr.	Potência <i>kW</i>				de cada unidade	Total
A	4,2	4	1	5	1,1	76	0,83	990	0,84	1.180	5.900	2	0,8	3.700	7.400
B	7,7	6	2	8	2,0	27	0,83	640	0,84	765	6.120	2	0,8	3.830	7.660

2) — Os elementos topográficos atualmente disponíveis, tornaram impossível o estudo do traçado dos condutos. Do DESENHO N.º 1, pode depreender-se, apenas, que o comprimento pode ser estimado da ordem de 1.200 m.

IX = ESTAÇÕES DE RECALQUE

1 — Foram previstas duas estações de recalque.

A primeira que indicaremos como "USINA A" (DESENHO N.º 5), eleva as águas do reservatório do rio JUNDIAÍ, da cota 748 m.s.n.m. (mínimo armazenamento útil) à cota 819,62. A altura monométrica das bombas, é de 76 m, aproximadamente, como resulta do cálculo a seguir:

desnível topográfico (819,62 — 748,00) =	71,62 m.
perdas de carga no conduto AB [III 2] =	3,70 m.
TOTAL	75,32 m.

A segunda que indicaremos como "USINA B", (DESENHO N.º 8) liga o reservatório de estabilização de cloro com o de ÁGUA RAZA; a altura manométrica das bombas foi avaliada a razão de 27 m, de acôrdo com os dados seguintes:

Cota máxima no Reservatório de ÁGUA RAZA	759,00 m.s.n.m.
Carga na desembocadura do tubo de recalque	1,00 m.
Perdas de carga no tubo de recalque	2,50 m.
Total	762,50 m.s.n.m.
Cota mínima no Reservatório de estabilização do cloro	735,50 m.s.n.m.
Diferença	27,00 m.

2 — Reunimos no QUADRO N.º 18, os elementos característicos das instalações.

Os grupos da "USINA A" foram previstos do tipo de eixo vertical e os da "USINA B" (DESENHO N.º 8) de eixo horizontal, se bem que não excluimos a outra eventualidade, também neste caso.

O acoplamento pompa-motor será dirêto, mediante junta elástica; a tensão e a frequência do motor serão, respectivamente, 3.000 V e 60 Hz.

As bombas serão munidas do dispositivo de proteção contra o golpe de Ariete.

Resumimos, no QUADRO N.º 19, os elementos essenciais da aparelhagem elétrica, sendo excluídos motores e transformadores, já indicados no quadro precedente.

X — ORÇAMENTO PRELIMINAR

1 — Resumimos em primeiro lugar, no QUADRO N.º 20 as quantidades correspondentes às categorias principais de trabalho, como sejam: excavações, aterros, concretos, rebocos e tubos de aço, para as diferentes partes das obras projetadas.

A referida síntese exclui a barragem no rio BERITIBA MIRIM e os dispositivos de ligação entre o reservatório homônimo e o de JUNDIAÍ, por falta dos elementos necessários. Exclui, outrossim a estação de tratamento e outras partes (art. 9 a 13 do QUADRO N.º 20), que foram avaliadas globalmente.

2 — No QUADRO N.º 21, consubstanciamos o computo estimativo, considerando as quantidades totais que resultam no quadro precedente e as relativas importâncias, de acôrdo com os preços unitários atualmente aplicados para a execução de obras análogas.

QUADRO N.º 19

REFERÊNCIAS	Número de aparelhos	
	USINA A	USINA B
Chaves seccionadoras de linha	1	1
Disjuntores de linha	1	1
Redutores	3	3
Disjuntores de máquina	2	2
Chaves seccionadoras de m.	2	2
Painéis:		
auxiliares de alta tensão	1	1
auxiliares de baixa tensão	1	1
de medida da linha de alimentação	1	1
dos transformadores	2	2
das eletrobombas	5	6
Dispositivos de partida (dos rotores)	5	6

No que diz respeito aos artigos 9 a 13, valem os esclarecimentos dados no item 1 deste parágrafo; quanto à estação de tratamento o valor de Cr\$ 117.000.000 por $m^3/seg.$ de água tratada, é adotado, de um modo geral, pelo D.A.E. de S. Paulo.

Cálculos sumários nos permitiram fixar, com critério aproximado, o custo de Cr\$ 300.000.000, para a construção da barragem no rio BERITIBA MIRIM e a ligação com o reservatório do rio JUNDIAÍ.

O equipamento eletro-mecânico (QUADROS N.ºs 18 e 19), segundo um orçamento fornecido pela Firma PELLIZZARI, comporta um onus de \$650.000 U.S.A. aos quais correspondem, aproximadamente, Cr\$ 100.000.000.

O total geral, portanto, pode ser avaliado a razão de 3.840.000.000,00 cruzeiros, com um custo unitário de Cr\$ 500.000.000,00 por $m^3/seg.$ de água aduzida.

O referido custo, considerando a conjuntura econômica atual, resulta muito razoável; não excluimos, contudo, que o estudo definitivo das obras poderá acarretar alguma redução, assim como, eventuais facilidades obtidas para a importação de máquinas, poderiam trazer sensíveis economias, no que diz respeito ao equipamento eletro-mecânico.

XI — CONCLUIREMOS o presente trabalho, indicando os serviços que deveriam ser organizados oportunamente, para proceder à elaboração dos projetos definitivos.

QUADRO N.º 20

O B R A S	Excavação (m ³)					Aterro (m ³)		Concreto (m ³)				Reboco de argamassa de cimento (m ²)	Tubos de aço (tons)
	em rocha			em terra a céu aberto		para terraplenagens normais	para construção de barragens	a céu aberto e em valas		em túnel			
	a céu aberto	em túnel	em terra a céu aberto	para terraplenagens normais	para construção de barragens			simples	armado	simples	armado		
	secção larga												
A) BARRAGENS nos rios:													
II — Jundiá	12.000	—	—	30.000	—	—	540.000	—	—	—	—	—	—
III — Taiassupeba Assú	8.000	—	—	18.000	—	—	370.000	—	—	—	—	—	—
IV — Balainho	7.000	—	—	16.000	—	—	270.000	—	—	—	—	—	—
V — Taiassupeba Mirim	15.000	—	—	32.000	—	—	530.000	—	—	—	—	—	—
B) CONDUTOS de ligação entre os reservatórios realizados pelas barragens indicadas em (A):													
(2-3) — (Desenhos n.ºs 2 e 5)	10.000	14.000	2.300	14.000	14.000	—	—	3.000	1.200	400	400	16.000	1.600
(3-4) — (Desenhos n.ºs 2 e 6)	—	—	14.000	—	—	—	—	—	—	1.600	600	14.000	—
(4-5) — (Desenhos n.ºs 2 e 6)	—	—	13.500	—	—	—	—	—	—	1.600	700	17.000	—
C) ADUTORA	—	56.000	125.000	—	50.000	50.000	—	18.600	—	23.300	23.300	177.000	—
D) ESTAÇÃO DE CLORO	10.000	—	—	9.000	—	5.500	—	350	1.750	—	—	2.000	—
E) Reservatório de ÁGUA RAZA	110.000	—	—	110.000	—	45.000	—	3.500	16.000	—	—	8.000	—
F) Condutos de ligação (D-E)	6.000	—	—	6.000	—	—	—	—	—	—	—	—	1.000
TOTAIS	178.000	70.000	154.800	225.000	64.000	100.500	1.710.000	25.450	18.950	26.900	25.000	234.000	2.600

QUADRO N.º 21

Categoria de obras	Quantidade	Preço unitário CrS	Preço total CrS
1 - Excavação em rocha a céu aberto:			
em secção larga	178.000 m ³	450	80.100.000
em valas	70.000 m ³	650	45.500.000
2 - Excavação em rocha em tunel ..	154.800 m ³	1.800	278.640.000
3 - Excavação em terra a céu aberto:			
em secção larga	225.000 m ³	120	27.000.000
em valas	64.000 m ³	135	8.640.000
4 - Aterros:			
para terraplenagens normais ..	100.500 m ³	160	16.080.000
para barragens	1.710.000 m ³	210	359.100.000
5 - Concreto a céu aberto ou valas:			
simples	25.450 m ³	5.850	148.882.500
armado	18.950 m ³	11.800	223.610.000
6 - Concreto em tunel:			
simples	26.900 m ³	10.000	269.000.000
armado	25.000 m ³	15.000	375.000.000
7 - Reboco de cimento e areia	234.000 m ³	200	46.800.000
8 - Tubulações de aço	2.600 tons	130.000	338.000.000
9 - Válvulas, peças especiais	—	—	30.000.000
10 - Edifícios de bombas, etc.	—	—	20.000.000
11 - Colocação em obra de aparelha- gem eletro-mecânica	—	—	30.000.000
12 - Tomadas de água nos reservató- rios, vertedores, descarregadores, etc., com aparelhagem, compor- tas, etc. - Revestimentos de talu- des das barragens, etc.	—	—	70.000.000
13 - Estação de tratamento, completa	—	—	900.000.000
TOTAL			3.270.000.000
Imprevistos			170.000.000
TOTAL			3.440.000.000

1 — LEVANTAMENTOS TOPOGRÁFICOS:

a) — Das zonas compreendidas nas bacias dos rios: BERITIBA MIRIM, JUNDIAÍ, TAISSUPEBA ASSÚ, BALAINHO E TAIASSUPEBA MIRIM, que serão inundadas pelos represamentos.

b) — Das faixas de terreno onde localizam-se as 6 barragens e, respectivamente, as obras de ligação (condutos a céu aberto e túneis) entre os reservatórios.

c) — De uma faixa de terreno que compreende a adutora, as estações de tratamento e de estabilização do cloro, o reservatório de ÁGUA RAZA e os condutos de recalque.

2 — LEVANTAMENTIS GEOFÍSICOS E GEOLÓGICOS:

- a) — Das faixas consideradas no precedente item 1, alínea b);
 b) — Da faixa considerada no precedente item 1, alínea c).

3 — Mesmo ponderando a possibilidade de que, em virtude de exigências de ordem econômica, as obras previstas sejam realizadas por etapas, insistimos sobre a necessidade de que o plano dos referidos levantamentos seja encarado no seu conjunto, para obter um quadro completo de todos os elementos essenciais.

Será possível, então, introduzir as inevitáveis modificações — aliás não substanciais — que tornem definitivas as soluções adotadas e completar aquelas partes que não foi possível considerar por deficiência de dados.

São Paulo — 1960.

BIBLIOGRAFIA

mencionada no presente estudo

- [I] — C.P.G.A. — Relatório Final dos Estudos Realizados para o Abastecimento de Água da Área Metropolitana de São Paulo — “Revista do D.A.E. — Ano 19 — Dezembro de 1958 — N.º 32” — S. Paulo —
- [II] — A. BANDINI — O aproveitamento do rio Tietê a montante de Pirapora — Publicação n.º 1 do D.A.E.E. da S.V.O.P. de São Paulo — 1954 — S. Paulo —
- [III] — W. E. FULLER — Transactions of American Society of Civil Engineers — Volume 77 — 1914 —
- [IV] — A. BANDINI e A. R. CUOMO — As enchentes na bacia hidrográfica do rio TIETÊ — em curso de publicação.
- [V] — A. BANDINI — Hidráulica aplicada aos aproveitamentos hidroelétricos — 1954 — S. Paulo —
- [VI] — A. BANDINI — Verificação da eficiência dos descarregadores superficiais (vertedores) dos reservatórios em face das ondas de enchente. “Engenharia — N.º 164” — Julho de 1956 — S. Paulo —
- [VII] — Revista do D.A.E. Ano 19 — Dezembro de 1958 — N.º 32 (página 11) — S. Paulo —
- [VIII] — A. BANDINI — Hidráulica — Volume I.º — Serviço de Publicações da E.E.S.C. da U.S.P. — São Carlos — 1957 —
- [IX] — A. BANDINI — Hidráulica — Volume II.º — Serviço de publicações da E.E.S.C. da U.S.P. — São Carlos — 1960 —
- [X] — A. BANDINI — Il calcolo dei canali coperti — Ed. DEI — Roma — 1948 —

A P Ê N D I C E

Biologia dos rios Biritiba, Jundiá e Taiaçupeba - Previsão e sugestões sôbre futuros problemas hidrobiológicos decorrentes do represamento

SAMUEL MURGEL BRANCO

Biologista do Laboratório Central do DAE

CLASSIFICAÇÃO E CONTAGENS

Os rios do Alto Tietê, cujo aproveitamento vem sendo presentemente estudado, para abastecimento da cidade de São Paulo são, tal como se apresentam atualmente, pobres em microorganismos vegetais e animais. Vários gêneros têm sido ali encontrados, nas pesquisas que vimos procedendo desde janeiro de 1960 embora com poucos representantes na maioria das contagens. Entre os gêneros presentes, encontramos os protozoários: *Arcella* e *Trigonopyxis*, (ambas amebas de vida livre); *Cladomonas* (flagelado) e vegetais: *Achnanthes Pinnularia*, *Cyclotella*, *Navicula*, *Melosira*, *Synedra*, *Gomphonema*, *Nitzschia*, *Cocconeis*, *Fragillaria*, *Amphiprora*, *Diatomella* (diatomáceas); *Protococcus*, *Scenedesmus*, *Cosmarium*, *Euastrum*, *Uronema*, *Coelastrum*, *Chlorella*, *Bothryococcus*, *Ankistrodesmus*, *Chlamydomonas* (clorofíceas) *Coccochloris* (cianofíceas), além de fungos do gênero *Fusarium* e bactérias filamentosas. Os maiores números encontrados foram: 660 organismos por centímetro cúbico, em abril, no rio Taiaçupeba, em que havia predominância de uma pequena diatomácea do gênero *Achnanthes* (560 por cc) e 500 organismos por centímetro cúbico, em janeiro, nos rios Biritiba e Taiaçupeba (440 no rio Jundiá com predominância das amebas de vida livre dos gêneros *Arcella* e *Trigonopyxis*).

Essas classificações e contagens de microorganismos, entretanto, pouco significativo possuem, do ponto de vista sanitário, quando consideradas isoladamente, sem os dados referentes às características físicas e químicas da água em que vivem êsses seres, principalmente quando se trata de fazer previsões sôbre a biologia de um água que vai sofrer consideráveis modificações por efeito do represamento. Trata-se de descobrir, pois, não apenas o que essa água contém, atualmente, como "patrimônio biológico", mas também qual o seu potencial de produtividade, digamos assim, ou qual a capacidade intrínseca dessa água, dada a sua composição, para dar origem a futuros surtos de microorganismos quando se encontrar em condições de maior estabilidade.

PREVISÃO.

Em geral consideram os autores norte-americanos, como válida na maioria dos casos, a previsão baseada em observações empíricas, de que o rio, depois de represado, conterá aproximadamente um número de microorganismo igual ao dôbro (grosseiramente) do número que possuía quando em curso livre. Duas objeções importantes, a nosso modo de ver, se impõem entretanto a essa previsão (que aliás é somente utilizada como indício muito vago, na falta de outros recursos): A primeira é a de que há, muitas vezes, uma grande variação das características das águas de um rio, de uma para outra região. Como são muitos os fatores físicos e químicos que intervêm na proliferação dos microorganismos e, por conseguinte, nas causas do mal desenvolvimento desses organismos em um rio, podendo mesmo haver diferentes causas em diferentes rios, compreende-se que, se em alguns casos o represamento remove em grande parte êsses obstáculos ao desenvolvimento dos organismos, em outros a remoção pode não ser tão grande, dada a própria natureza desses obstáculos. Assim, se por exemplo, considerarmos um rio que atraísse zona destituída de mata, onde prevaleçam os fenômenos de erosão a qual

por conseguinte comunica às suas águas um alto grau de turbidez, podemos saber, de antemão, que o represamento dêste implicará em precipitação dêsse material em suspensão e consequente aumento de transparência. Se o desenvolvimento de algas no rio era impedido principalmente pela pequena penetração da luz, é de se prever um grande aumento do número destas nas águas represadas. Para um rio de pequena velocidade, que atravessasse zona coberta de vegetação, entretanto, é de se supôr que a mesma previsão não possa ser válida.

A segunda objeção diz respeito ao fato de que se um rio não possui praticamente nenhum microorganismo, em virtude da presença de um ou outro fator que impeça seu desenvolvimento, não é lícito supor que as mesmas águas, quando represadas, passem a apresentar apenas **duas vêzes nada**. Êste último seria o caso, pelo menos em alguns meses durante o ano, dos três rios que compõem o sistema do Tietê.

Como a finalidade, pois, de obter um critério mais seguro, para a previsão da evolução que se dará nêsses rios, com respeito à sua flora e fauna, procedemos à análise dos vários fatores físicos e químicos que podem ser responsáveis pelo seu desenvolvimento. O laboratório de química, desta Secção, a cargo dos engenheiros químicos Dr. Estanislau Blumberg e Dr. João La Scaléa têm procedido, desde janeiro de 1960 (época em que também iniciamos as nossas pesquisas hidrobiológicas sôbre o Alto Tietê), às análises físicas e químicas quinzenais das águas dos três rios, o que possibilitou a obtenção dos dados de que necessitávamos.

Entre os vários elementos que entram na composição das referidas águas, escolhemos, apenas as que podem constituir **fatores limitantes** ao desenvolvimento das algas. Como já temos tido oportunidade de focalizar, êsses organismos dependem, para desenvolvimento na água, principalmente de luz e alguns sais minerais. A luz é igualmente um elemento escasso, nas águas, a certa profundidade, dependendo a sua maior ou menor penetração do gráu de côr e turbidez que caracterizem a água. Em uma água onde existam suficientes concentrações dos sais minerais indispensáveis, quanto mais luz houver mais algas se desenvolverão e isso caracteriza um fatôr limitante. Por outro lado, se houver escassez de sais ou de apenas um dêstes, ainda que exista excesso de luz as algas não se desenvolverão porque, nesse caso, o fatôr limitante é o sal em questão e não mais a luz. Dos sais indispensáveis ao desenvolvimento de algas, quasi todos se encontram em quantidades mais que suficientes, nas águas doces, ou porque existam com maior frequência na natureza ou porque sejam exigidos em muito pequenas quantidades pelas algas. Os únicos que geralmente se encontram em quantidades insuficientes nas águas naturais e que, por essa razão, sempre que aumentadas produzem aumento do número de algas, são os compostos de nitrogênio e de fósforo, os quais constituem, por conseguinte, os principais fatores limitantes químicos à proliferação de tais organismos.

Entretanto compreende-se fãcilmente que muitas águas possam conter quantidades elevadas de nitrogênio e fósforo sem, entretanto, possuir números correspondentemente elevados de algas, dado o seu alto gráu de turbidez e côr que dificultam a penetração da luz tornando-a, assim, o principal fatôr limitante.

Não dispondo de dados sôbre o teor de fósforo, nas águas do Alto Tietê, utilizamos apenas os referentes ao nitrogênio, como fator limitante químico. Além disso sabe-se graças aos recentes trabalhos de Gerloff e Skoog que, pelo menos com relação a certas algas, o nitrogênio constitui fator mais limitante que o fósforo, visto que êste último entra em muito menor porcentagem no metabolismo dêsses organismos sendo encontrado, geralmente, em quantidades suficientes em qualquer água que contenha suficiente concentração de nitrogênio, uma vez que um e outro derivam, na maior parte dos casos, das mesmas fontes.

Não é fãcil apreciar o comportamento das algas, com relação ao nitrogênio existente no meio. Quando uma água contém apenas muito pouco nitrogênio, não há algas. Quando, porém a concentração de nitrogênio se eleva acima de um certo nível inicia-se (desde que as outras condições sejam favoráveis) a proliferação de algas, mas logo que esta se inicia cai o teor de nitrogênio, uma vez que êsse é consumido por aquelas. Por essa razão, dados isolados sôbre o teor de nitratos (que constituem a única forma assimilável, de nitrogênio, pela maioria das algas) nada nos dizem sôbre a proliferação de algas, naquele instante. É preciso considerar, tam-

bém, o nitrogênio sob forma albuminosa, que constitui as próprias algas, amoniacal e eventualmente nítrosa, resultantes das reações de degeneração dessas e outras formas orgânicas. Pode-se verificar por exemplo, nas águas da represa Billings, que nas ocasiões em que as algas atingem números muitos elevados, quase todo o nitrogênio das águas se encontra nas formas albuminoide e amoniacal, enquanto que em outras épocas encontram-se elevadas concentração de nitratos e baixas das duas primenras formas, principalmente um pouco antes de se intensificar a proliferação.

Estabelecidas essas considerações preliminares, procedemos a uma comparação entre os principais mananciais represados, que abastecem São Paulo, com referência às suas características relativas a cor e turbidez, como fatores físicos limitantes, bem como ao teor de nitrogênio total (soma do nítrico, amoniacal e albuminoide, uma vez que o nitroso raramente estava presente) significando o conteúdo total de nitrogênio que pode, eventualmente, encontrar-se disponível na água, para a proliferação de algas. Êsses dados foram comparados aos encontrados nos três rios do Alto Tietê, o que nos permitiu verificar o seguinte:

Os três principais mananciais represados que abastecem São Paulo (e ABC), ou sejam: Cotía, Guarapiranga e Rio Grande, diferem sensivelmente entre si quanto às características de côr, turbidez, nitrogênio e número de microorganismos. O valor médio do nitrogênio (média dos valores encontrados de janeiro a outubro do presente ano) em Cotía é de 0,386 ppm; Em Guarapiranga é de 0,435 e no Rio Grande é de 1,045. Sem dúvida o relativamente alto teor encontrado nêste último é responsável pelo elevadissimo número de microorganismos que frequentemente encontramos nessas águas: número êsse que se eleva, frequentemente, a muito mais de 20.000 por cc. Entretanto podemos observar que o número de microorganismos geralmente encontrado em Cotía (raramente seis ou sete mil, no máximo) embora muito menor que o de Rio Grande, é muito maior que o de Guarapiranga (duzentos ou trezentos por cc apesar dêste último apresentar mais nitrogênio que Cotía. Segue-se disso que, embora o nitrogênio seja, com tôda certeza, o principal fator limitante no Rio Grande e no Cotía, não o é, certamente, no Guarapiranga, onde devem predominar os fatores físicos que impedem a penetração da luz: côr e turbidez. Com efeito, verificamos que: enquanto no Rio Grande a côr média, no mesmo período, foi de 31 e a turbidez 5 e em Cotía a primeira foi de 62 e a segunda 6,5, em Guarapiranga encontramos 94 de côr média e 13 de turbidez.

Nos rios do Alto Tietê encontramos, como valores médios durante êsse mesmo lapso de tempo:

Rio	Côr	Turbidez	Nitrogênio Total
Beritiba	92	10	0,380
Jundiaí	93	13	0,425
Taiacupéba	91	16	0,396

Por conseguinte, sabemos que os três rios possuem concentrações de nitrogênio aproximadamente iguais ou superiores às de Cotía, o que significa que, potencialmente, poderiam apresentar quantidade de microorganismos idêntica à dêsse manancial. Se o não apresentam é porque, sendo a sua côr e turbidez muito elevadas, o principal fator limitante é no caso constituído pela luz. Efetivamente, a sua côr e turbidez são iguais ou superiores às que encontramos no Guarapiranga. Considerando que, com o represamento, as águas se tornam geralmente mais límpidas, podemos admitir, para o futuro, condições **pelo menos intermediárias** entre as atualmente existentes no Guarapiranga e no Cotía. Devemos acrescentar que a relativamente elevada turbidez que se verifica no Guarapiranga, apesar de represa, é devida à remoção de areias que se faz em vários pontos daquele lago, o que, embora limitando muito o desenvolvimento das algas, apresenta o grave inconveniente de diminuir a capacidade da represa, como resultado de sedimentação do material.

SUGESTÕES.

Condições idênticas às de Cotia, que se pode prever para as futuras represas do alto Tietê, não são evidentemente, as mais desejáveis, do ponto de vista

hidrobiológico-sanitário. Entretanto, tendo-se em vista esse fato, pode-se munir de algumas precauções, na realização do projeto, visando principalmente o não agravamento das mencionadas condições, bem como facilidades para o tratamento eventual com algicidas.

O agravamento das condições citadas pode-se dar, naturalmente, pela entrada no rio represado de novas contribuições em sais minerais ou matéria orgânica que as origine por oxidação. Sabemos que, se a água for relativamente clara, contribuições em sais minerais poderão elevar de muito o número de microorganismos como acontece, atualmente, no Rio Grande. Tendo isso em vista é preciso, além de limitar os despejos na bacia, tomar os seguintes cuidados, por ocasião do fechamento da barragem: (*)

1. Remover o máximo possível de matas e material putrescível. A mata existente não deve ser "afogada" e nem mesmo queimada, uma vez que de uma ou de outra maneira resultará o enriquecimento das águas em sais minerais, entre os quais: compostos de nitrogênio e de fósforo. Se fôr absolutamente necessária a queima dêsse material, seja esta realizada em pontos determinados, removendo-se em seguida as cinzas.

2. As eventuais pequenas lagôas ou simples depressões naturais do terreno a ser incluído na represa devem ter o seu fundo escavado, a fim de remover o material alí decantado ou levado pelas chuvas. Esse fundo é sempre muito rico em sais minerais lixiviados durante anos seguidos pelas águas de chuva.

3. As margens da represa devem ser, de preferência, escarpadas.

Medidas a serem tomadas, na realização do projeto, tendo em vista a necessidade futura de tratamento das águas ou tendendo a evitar as algas, consistiriam em:

1. Construir os equipamentos de tomada de maneira a possibilitar a captação da água de diferentes profundidades, independentemente. Só assim será possível procurar água de zonas menos iluminadas, se houver suficiente profundidade (mais de 7 metros).

2. A solução ideal, a fim de permitir futuramente o tratamento menos dispendioso e mais fácil, por meio do emprego de algicidas, consistiria em não realizar a tomada d'água diretamente na represa, mas sim, fazer verter a água desta para uma pequena lagôa, de onde seria captada. Isto tornaria possível a aplicação de algicidas sem desperdícios e sem prejuízo das populações de peixes que naturalmente irão se desenvolver nas represas. Essa lagôa deverá ser de preferência profunda e de margens bastante escarpadas.

(*) Consulte-se, para maiores detalhes, o trabalho mimeografado, de autoria do Dr. José Capocchi, intitulado "Abastecimento de água — Cuidados higiênicos a tomar na construção e na conservação de reservatórios de acumulação" (Resumo de sua palestra pronunciada no Centro de Estudos Químico-Sanitários do DAE, em 3 de Setembro de 1960).