



Folha de Dados

IDGED:

0121/03/A/02

LOTE:

1268

AUTOR:

CONSÓRCIO SCET COOP ;SIRAC ;CONESPLAN ;DNOCS

TÍTULO:

PROJETO DE IRRIGAÇÃO AÇUDE PÚBLICO AIRES DE SOUZA

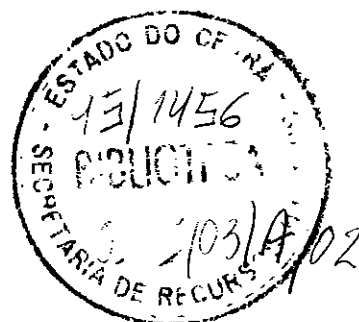
SUBTÍTULO:

TOMO III REDE DE IRRIGAÇÃO A2 NOTA DE CÁLCULO

Lote: 01268 - Prep Scan () Index ()
Projeto Nº 125103/A102
Volume 1
Qtd. A4 _____ Qtd. A3 _____
Qtd. A2 _____ Qtd. A1 _____
Qtd. A0 _____ Outros _____

02

III a2 nota de cálculos



000003

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

AÇUDE PÚBLICO DE AIRES DE SOUZA

PROJETO DE IRRIGAÇÃO

TOMO III - REDE DE IRRIGAÇÃO

A2 - NOTA DE CÁLCULO

CONSÓRCIO SCET-COOP / SIRAC / CONESPLAN

Fortaleza - Ceará

Setembro / 72

00004

S U M Á R I O

A - R E D E S E C U N D Á R I A

	página
1 - CÁLCULO DAS VAZÕES	01
2 - CÁLCULOS HIDRÁULICOS.....	15
2.1 - Perdas de carga nos canais	15
2.2 - Perdas de carga nos sifões	15
2.3 - Cálculos dos tanques de dissipação de energia	16
2.4 - Cálculo dos partidores	16
2.5 - Cálculo das descargas de segurança	19
2.6 - Metodologia de cálculo dos canais	20
3 - QUADROS DE CÁLCULO HIDRÁULICO	25
3.1 - Cálculo dos canais	26
3.2 - Cálculo dos sifões especiais	53
3.3 - Cálculo das bacias de dissipação	55
3.4 - Cálculo dos partidores	57
3.5 - Cálculo das descargas de segurança	63

B - R E D E P R I N C I P A L

1 - CÁLCULO DAS VAZÕES	70
2 - CÁLCULOS HIDRÁULICOS	70
2.1 - Cálculo das perdas de carga nos canais	70
2.2 - Cálculo das pontes-canais	75
2.3 - Cálculo dos vertedouros	76
2.4 - Cálculo das tomadas principais	77
2.5 - Cálculo das descargas de segurança	80
2.6 - Metodologia de cálculo dos canais	81
2.7 - Apresentação dos cálculos	82
3 - QUADROS DE CÁLCULO HIDRÁULICO	

	página
3.1 - Cálculo do canal P1	85
3.2 - Cálculo do canal P2	101
3.3 - Cálculo do canal P3	109
3.4 - Cálculo do canal A1 P3	114
3.5 - Cálculo das tomadas principais	116

C - CÁLCULO DE ESTABILIDADE DAS OBRAS

1 - CÁLCULO DOS CANAIS SECUNDÁRIOS	123
2 - CÁLCULO DOS SIFÕES	125
2.1 - Cálculo das cargas	125
2.2 - Cálculo dos momentos	126
3 - CÁLCULO DA LAJE DOS PONTILHÕES SOBRE CANAIS PRINCIPAIS	128

A - REDE SECUNDÁRIA

A - R E D E S E C U N D Á R I A

=====

1 - CÁLCULO DAS VAZÕES

A vazão de um canal secundário é igual à soma dos módulos de irrigação de todas as quadras hidráulicas servidas por esse canal. Os cálculos das vazões dos canais serão apresentados nos quadros seguintes, em que estão indicados :

- o número das explorações que compõem a quadra
- o número da quadra
- a vazão teórica de cada exploração
- a vazão teórica da quadra
- o módulo de irrigação
- o número do canal secundário que serve às quadras
- a designação das tomadas parcelares e principais
- a vazão dos canais.

P O T E	Nº DA QUADRA HIDRÁULICA	VAZÃO TEÓRICA		MÓDULO DE IRRIGAÇÃO	Nº DO C A N A L	PONTOS	VAZÃO DO C A N A L
		UNITÁRIA	T O T A L				
2 A4	1	4,31	4,31	10,00	S14	142 141 T14	10,00
7 A4	2	4,31	4,31	10,00	S13	131 T13	10,00
A2 A2 A2	3	4,85	35,03	35,00	S47-1	473-1 473	35,00
		4,85 4,85			S47	476 473	
5 A4 I 2 A4 1 A4	4	4,31 7,55 4,31 4,31	33,41	35,00	S12	129-1 125	70,00
0 A4 I C A4		4,31 7,55 4,31				126 124	
A4 A4 3 A4 2 A4	5	4,31 4,31 4,31 4,31	25,86	25,00	S12 3	123 123-4	35,00
A4 A4 A4 5 A4		4,31 4,31 4,31 4,31				122-5 122 121 112	
					S12 2	122	25,00
						122	95,00

2 DO O T E	Nº DA QUADRA HIDRÁULICA	VAZÃO TEÓRICA		MÓDULO DE IRRIGAÇÃO	Nº DO C A N A L	PONTOS	VAZÃO DO C A N A L
		UNITÁRIA	T O T A L				
A ₄		4,31	35,58	35,00	S118	118-2	35,00
A ₄		4,31					
I		7,55					
I		7,55	35,58	35,00	S11	118-1	35,00
I		7,55					
A ₄		4,31					
I		7,55	35,58	35,00	S117	117	35,00
I		7,55					
A ₄		4,31					
A ₄		4,31	35,58	35,00	S11	117-2	70,00
A ₄		4,31					
A ₄		4,31					
A ₄		4,31	29,10	30,00	S11	115	100,00
A ₄		4,31					
A ₄		4,31					
A ₄		4,31	29,10	30,00	S111	114	100,00
A ₄		4,31					
A ₄		4,31					
A ₄		4,31	29,10	30,00	S111	111	30,00
A ₄		4,31					
I		7,55					
I		7,55	29,10	30,00	S11	111-2	100,00
			29,10	30,00	S11	111	100,00
			29,10	30,00	S11	T11	100,00

DO O T E	Nº DA QUADRA HIDRÁULICA	VAZÃO TEÓRICA		MÓDULO DE IRRIGAÇÃO	Nº DO C A N A L	PONTOS	VAZÃO DO C A N A L
		UNITÁRIA	T O T A L				
A ₁	1	6,11	6,11	10,00	S210	210-1 T210	10,00
A ₂ A ₂	2	4,85 4,85	9,70	10,00	S28 S29	281 T28 292 T29	10,00 10,00
A ₁ A ₁ A ₂ A ₂ A ₂	3	6,11 6,11 4,85 4,85 4,85	26,77	25,00	S27	275 T27	25,00
A ₁	4	6,11	6,11	10,00	S26	261 T26	10,00
A ₁ A ₁ A ₁ A ₁ A ₁ A ₁	5	6,11 6,11 6,11 6,11 6,11 6,11	36,66	35,00	S25	256 T25	35,00
A ₁ A ₁ A ₁ A ₁ A ₁	6	6,11 6,11 6,11 6,11 6,11	30,55	30,00	S24	246 242	30,00
A ₁ A ₁	7	6,11 6,11	12,22	15,00	S24	244 T24	45,00

L O T E	Nº DA QUADRA HIDRÁULICA	VAZÃO TEÓRICA		MÓDULO DE IRRIGAÇÃO	Nº DO C A N A L	PONTOS	VAZÃO DO C A N A L
		UNITÁRIA	T O T A L				
A ₂ A ₂ A ₂ A ₂	1	4,85 4,85 4,85 4,85	19,40	20,00	S39	394 T39	20,00
A ₂ A ₂ A ₂ A ₂ A ₂ A ₂	2	4,85 4,85 4,85 4,85 4,85 4,85	29,10	30,00	S38	387 T38	30,00
A ₂ A ₂ A ₂	3	4,85 4,85 4,85	14,55	15,00	S37	375 T37	15,00
A ₂ A ₂ A ₂ A ₂	4	4,85 4,85 4,85 4,85	19,40	20,00	S34	345 T34	20,00
A ₂ A ₂ A ₂	5	4,85 4,85 4,85	14,55	15,00	S35	352 T35	15,00
A ₂ A ₂	6	4,85 4,85	9,70	10,00	S36	362 T36	10,00

L O T E	Nº DA QUADRA HIDRÁULICA	VAZÃO TEÓRICA		MÓDULO DE IRRIGAÇÃO	Nº DO C A N A L	PONTOS	VAZÃO DO C A N A L
		UNITÁRIA	T O T A L				
2 2 2 A4 A4 A4 S T U R I	1	4,85	35,03	35,00	S47-1	473-1	35,00
		4,85				473	
		4,85				476	
		4,35				473	
		7,55				129-1	
		4,35				125	
		4,35				126	
A2 A2 2 2 2 2 2 2 2 2	2	4,85	19,40	20,00	S46	468	20,00
		4,85				465	
		4,85				464	
		4,85				461	
		4,85				T46	
	3	4,85	19,40	20,00	S46	464	40,00
		4,85				461	
		4,85				461	
		4,85				461	
		4,85				461	
3A2 3A2	4	4,85	9,70	10,00	S45	452	10,00
		4,85				451	
		4,85				T45	
2	5	4,85	4,85	10,00	S44	441	10,00
		4,85				T44	
1A2 2 2A2		4,85	14,55	15,00	S43	434	15,00
		4,85				431	
		4,85				T43	

DO O T E	Nº DA QUADRA HIDRÁULICA	VAZÃO TEÓRICA		MÓDULO DE IRRIGAÇÃO	Nº DO C A N A L	PONTOS	VAZÃO DO C A N A L
		UNITÁRIA	T O T A L				
A ₂		4,85	9,70	10,00	S42	422	10,00
A ₂		4,85				421	
						T42	10,00
A ₂		4,85	9,70	10,00	S41	412	10,00
A ₂		4,85				411	
						T41	10,00

L DO O T E	Nº DA QUADRA HIDRÁULICA	VAZÃO TEÓRICA		MÓDULO DE IRRIGAÇÃO	Nº DO C A N A L	P O N T O S	VAZÃO DO C A N A L
		UNITÁRIA	T O T A L				
A5 A5 A5	1	5,75 5,75 5,75	17,25	20,00	S511	511-3 T511	20,00
A5	2	5,75	5,75	10,00	S510	510-2 T510	10,00
A5 A5	3	5,75 5,75	11,50	10,00	S59	592 T59	10,00
A5	4	5,75	5,75	10,00	S58	581 T58	10,00
A5	5	5,75	5,75	10,00	S57	571 T57	10,00
A5 (parte)	6	2,85	2,85	10,00	S56	563 T56	10,00
A5 (parte) A5 A5 A5 A5	7	2,85 5,75 5,75 5,75 5,75	25,90	30,00	S55	556 T55	30,00
A5 A5 A5 A5 A5	8	5,75 5,75 5,75 5,75 5,75	28,75	30,00	S54	546 T54	30,00

DO O T E	Nº DA QUADRA HIDRÁULICA	VAZÃO TEÓRICA		MÓDULO DE IRRIGAÇÃO	Nº DO C A N A L	PONTOS	VAZÃO DO C A N A L			
		UNITÁRIA	T O T A L							
A ₃	1	6,47	32,35	35,00	S67	679 e	35,00			
A ₃		6,47								
A ₃		6,47								
A ₃		6,47								
A ₃		6,47								
A ₃	2	6,47	32,35	35,00	S67-9	679-2	35,00			
A ₃		6,47				679-1				
A ₃		6,47			S67	679	70,00			
A ₃		6,47				675				
A ₃		6,47			S67-6	671	35,00			
A ₃		6,47				676				
A ₃		3			6,47	25,88	25,00	S67	675	95,00
A ₃					6,47				673	
A ₃					6,47			S67-3	673-4	25,00
A ₃					6,47				673	
A ₃	6,47	S67	T67	95,00						
A ₃	4	6,47	19,41	20,00	S66-1	661-1	20,00			
A ₃		6,47				661				
A ₃		6,47			S66	664	20,00			
A ₃	6,47	T66								

C O T E	Nº DA QUADRA HIDRÁULICA	VAZÃO TEÓRICA		MÓDULO DE IRRIGAÇÃO	Nº DO C A N A L	P O N T O S	VAZÃO DO C A N A L
		UNITÁRIA	T O T A L				
1A3	5	6,47	19,41	20,00	S65-3	653-1 653	20,00
2A3		6,47			654 653	20,00	
3A3		6,47			T65		
1A3 2A3 3A3 4A3	6	6,47	25,88	25,00	S64	644	25,00
5A3		6,47					
6A3		6,47					
7A3		6,47				T64	
1A3 2A3 3A3 4A3 5A3	7	6,47	32,35	35,00	S63	637	35,00
6A3		6,47					
7A3		6,47					
8A3		6,47					
9A3		6,47				T63	
1A3 2A3 3A3 4A3	3	6,47	25,88	25,00	S62	622	25,00
5A3		6,47					
6A3		6,47					
7A3		6,47				T62	
1A3 2A3 3A3	9	6,47	19,41	20,00	S61-7	617-1 617	20,00
4A3		6,47			618	20,00	
5A3		6,47			S61 614		

2 - CÁLCULOS HIDRÁULICOS

2.1 - Perdas de carga nos canais

Utilizamos a fórmula de Manning e Strickler, tomando $K = 70$

$$Q = KSR^{2/3} I^{1/2}$$

Para os trechos em regime variável calculamos a altura do remanso pela fórmula seguinte :

$$Z = \frac{(2Z_0 - IL)^2}{4 Z_0} \quad (\text{ver ábaco nº 1})$$

onde : Z = altura do remanso em um ponto situado à distância L da seção de controle

I = declividade do canal

Z_0 = altura do remanso na seção de controle

2.2 - Perda de carga nos sifões

A perda de carga total nos sifões é a soma das perdas de cargas lineares na tubulação e das perdas de carga singulares nas concordâncias devidas a uma contração brusca na entrada e ao enlarguemento brusco na saída.

Então, temos :

$$h = \frac{1,5 V^2}{2g} + JL$$

onde : h = perda de carga total

V = velocidade da água na tubulação

J = perda de carga por metro de tubulação

L = comprimento de tubulação

Determinamos os diâmetros das tubulações em função das vazões, de modo que a velocidade V seja da ordem de 0,50 m/s. Para um comprimento

to médio de 8 m e uma perda de carga unitária $J = 1,5 \%$ obtém-se :

$$h = 1,5 \frac{0,5^2}{2g} + 8 \times 0,0015 = 0,03 \text{ m}$$

Utilizamos este valor de h em todos os casos correntes.

Nos outros casos, efetuamos um cálculo particular (ver quadro).

2.3 - Cálculos dos tanques de dissipação de energia

2.3.1 - Quedas

O volume do tanque de dissipação será tal que esse tanque dissipe uma energia de 2 Cv/m^3 , ou seja,

$$V = \frac{Q \times H}{2 \times 75}, \text{ com :}$$

V = volume expresso em m^3

Q = vazão expressa em l/seg

H = altura de queda = desnível dos planos d'água

Geralmente, em nossas obras, as alturas de água são pouco diferentes ou iguais na montante e na jusante. H representa, portanto, a diferença de nível entre os fundos dos canais.

Na prática, padronizamos as dimensões dos tanques :

- comprimento = $1,5 H$ (mínimo: 0,50 m)
- profundidade abaixo do canal de jusante = 0,20 m
- largura l = largura do canal na montante + 0,10 m

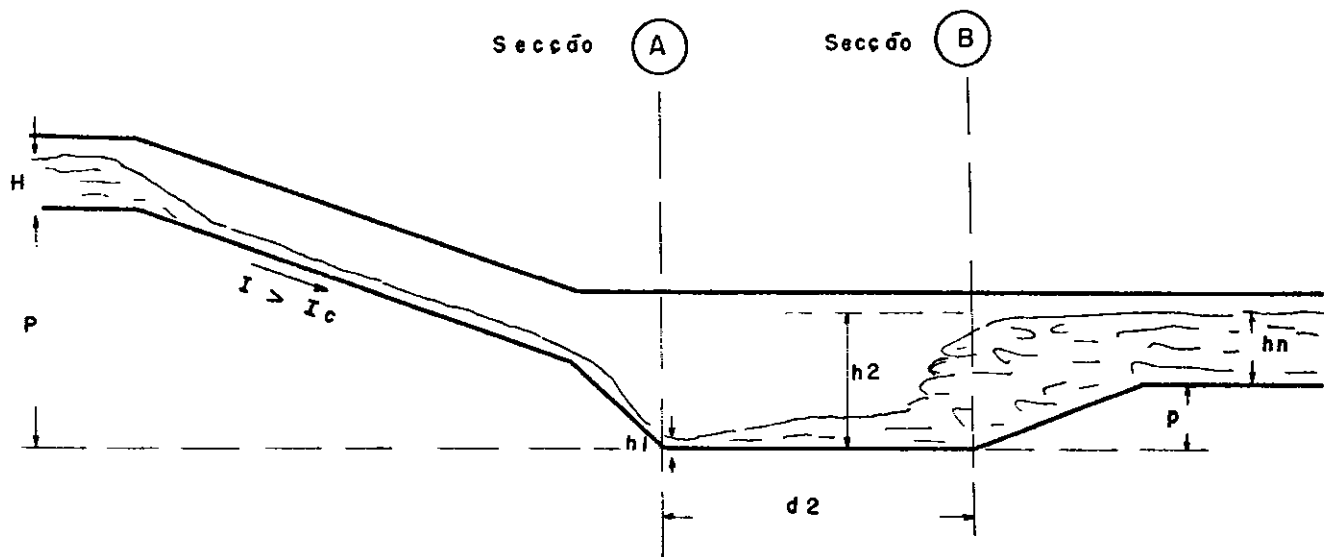
O volume de água contido nesse tanque é :

$$v = 1,5H \times (h_n + 0,20) \times l$$

Em todos os casos, v deve ser mais ou menos igual a V .

2.3.2 - Canais de declividade acentuada ($I > I_c$)

Na jusante de um canal de regime torrencial, previmos um tanque, no qual se formará o ressalto.



A velocidade na secção A é sensivelmente igual a :

$$v = \sqrt{2g (P + H)} \quad (1)$$

Se V é a vazão e l a largura do canal, a vazão por metro será igual a :

$$q = \frac{V}{l}$$

A secção por metro de largura sendo h_1 , pode-se escrever a relação :

$$h_1 = \frac{q}{v} = \frac{q}{\sqrt{2g (P + H)}}$$

Conhecendo h_1 , determinamos h_2 pela relação :

$$h_1 h_2 \frac{h_1 + h_2}{2} = h_c^3 = \frac{q^2}{g}$$

A profundidade do tanque p em relação ao fundo do canal de jusante será :

$$p = 1,15 h_2 - h_n$$

O comprimento d_2 será igual ao comprimento do ressalto e aproximadamente igual a cinco vezes sua altura :

$$d_2 = 5 (h_2 - h_1)$$

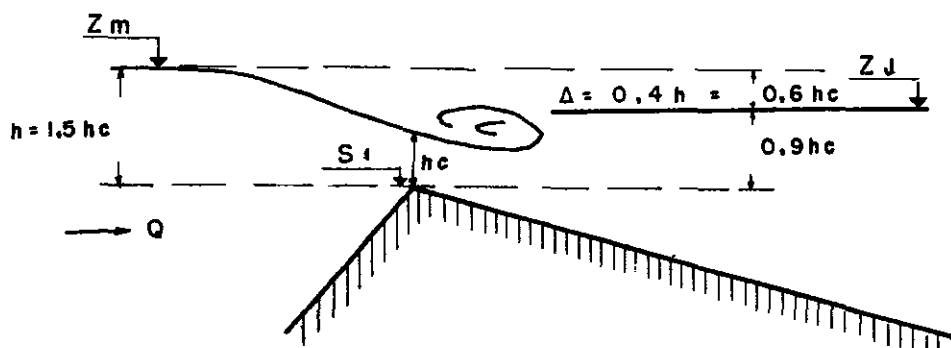
2.4 - Cálculo dos partidores

Para dividir as vazões nos canais secundários, adotamos partidores com soleiras triangulares assimétricas:

- inclinação de montante: 1 de base para 1 de altura
- inclinação de jusante : 5 de base para 1 de altura

A largura da soleira é igual à do canal de montante.

A cota do vertice da soleira é calculada de tal modo que a lâmina seja desafogada, para criar a rutura hidráulica necessária à divisão correta das vazões.



Admitimos que o vertedouro é desafogado quando a diferença entre os planos d'água de montante e de jusante é superior a 0,4 h (ver croquis).

Adotaremos para valor do coeficiente de vazão $m = 0,385$, tal que $h = 1,5 hc$.

A calagem da soleira e do plano d'água de montante se efetua da maneira seguinte :

Dados: nível d'água a jusante	Z_j
Vazão	Q
Largura da soleira	l

Calcula-se:

$$hc = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}} \quad \text{onde } q = \frac{Q}{l}$$

$$\Delta = 0,4 h = 0,4 \times 1,5 hc = 0,6 hc$$

$$S_1 = Z_j - 0,9 hc$$

$$Z = Z_j + 0,6 hc$$

2.5 - Cálculo das descargas de segurança

As descargas de segurança colocadas nos canais secundários são constituídas por vertedouros laterais de bordos arredondados, funcionando sob uma carga de 4 cm. Pode-se calcular os vertedouros (desafogados) tomando-se para coeficiente de vazão $m = 0,36$.

Por metro linear de vertedouro, a vazão é :

$$q = 4,429 \times 0,36 \times 0,04^{3/2} = 12,5 \text{ l/s}$$

Se Q é a vazão excedente a evacuar, somente uma parte Q_1 de vazão se escoará na descarga e a outra parte Q_2 continuará no canal a jusante

A fim de reduzir o valor de Q2, coloca-se um limitador de vazão tipo Neyrpic , imediatamente a jusante da descarga de segurança.

2.6 - Metodologia de cálculo dos canais

2.6.1 - Canais transportando um só módulo

A partir das plantas gerais em 1:2.000, determinamos as cotas do plano d'água mínimo necessário à irrigação dos lotes, em cada tomada (30 cm acima do ponto alto dos lotes).

Estas cotas, majoradas das perdas de carga nos sifões (acumuladas de montante para jusante) foram materializadas por pontos, nos perfis longitudinais.

Em seguida, procura-se traçar uma linha provisória passando o mais próximo possível destes pontos, sem que nenhum deles fique acima desta linha.

Determina-se, assim, a declividade da linha d'água que nos permite, conhecendo-se a vazão, escolher o tipo de canal. Utilizamos o ábaco nº 2 que dá a relação entre a vazão, a declividade e o tipo de canal.

Se o ponto correspondente à vazão e à declividade não cai sobre uma reta representando um tipo de canal, corrigir-se-á a declividade para fazer o ponto coincidir com o tipo de canal mais próximo.

Se a declividade assim determinada conduzir a calar o fundo do canal a uma altura muito grande, relativamente ao terreno natural, podemos criar quedas ou dividir o canal em dois trechos com declividades e tipos diferentes.

000.7

Uma vez definitivamente fixada a declividade do canal, foram calculadas, partindo de jusante, as cotas dos planos d'água a jusante e a montante de cada obra (levando-se em conta as perdas de carga nos sifões)

As cotas do fundo foram obtidas, diminuindo a altura normal das cotas dos planos d'água.

2.6.2 - Canais transportando vários módulos

Vimos que estes canais são equipados de tomadas com partidores para alimentação dos lotes. Dividimos os canais em trechos limitados pelas tomadas terminais das quadras sucessivas, podendo certos trechos ser limitados a montante por uma tomada principal.

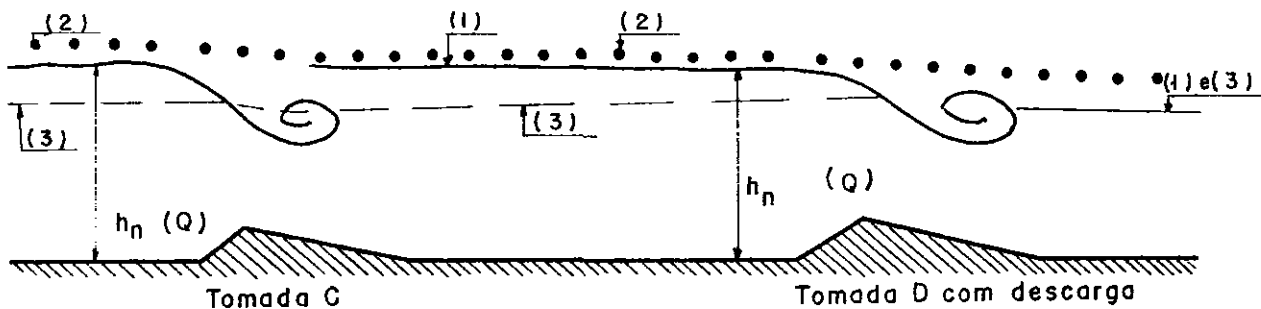
A vazão máxima Q de um trecho será igual à vazão do trecho de jusante Q_2 , aumentada de um módulo Q_1 . Consideramos agora os trechos de mesmas características hidráulicas limitados por tomadas intermediárias. Estes trechos transportam seja a vazão Q_2 , seja a vazão Q , caso o módulo seja derivado ou não a montante; deve-se entretanto distinguir o primeiro trecho situado a montante de cada trecho que transporta sempre a vazão Q .

Antes de emprendermos os cálculos de um trecho, devemos escolher o tipo do canal em função da vazão necessária Q como anteriormente (2.6.1) mas levando em conta as perdas de carga nos partidores, atribuindo-lhes um valor aproximado.

Estando fixado o tipo de canal, calcula-se os seguintes parâmetros, relativos as vazões Q e Q_2 .

- altura normal : $h_n (Q)$ e $h_n (Q_2)$
- vazão por metro linear : q e q_2
- altura crítica : $h_c (q)$ e $h_c (q_2)$

Faremos o cálculo de um primeiro trecho de jusante, CD. Distinguiremos tres casos :



1º caso : Irriga-se o lote D (vazão Q à montante, Q_2 à jusante). O plano da água a jusante é imposto pelo cálculo do limitador de vazão da descarga de segurança, para a vazão Q_2 .

O plano d'água a montante e a cota da soleira são determinados para a vazão Q (ver cálculo dos partidores). A cota do fundo a montante se obtém, diminuindo-se a altura normal $h_n(Q)$ do nível piezométrico a montante. O regime uniforme se estabelece no trecho CD (linha d'água \downarrow).

2º caso : (hipótese 1 dos quadros de cálculo; vazão: Q a montante e a jusante). O módulo Q_1 não é derivado para a quadra considerada. A vazão Q se escoou sobre a soleira. Em D a descarga funciona. O plano d'água a jusante será 4 cm mais alto (ver cálculo das descargas de segurança).

Nessas condições, a soleira deixa de funcionar com lâmina livre, passando a lâmina afogada.

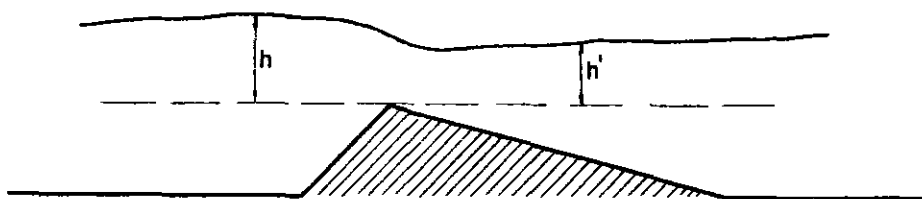
O valor de h é dado pela fórmula seguinte :

$$q = \frac{Q}{l} = K \cdot m \cdot h \sqrt{2gh} \quad \text{para } m = 0,385$$

tem-se :

$$h^{3/2} = \frac{q}{1,705} \times \frac{1}{K} \quad \text{sendo } K = \text{função de } \left(1 - \frac{h'}{h}\right)$$

000009



Para determinar h utiliza-se o ábaco nº 3. O nível d'água de montante deduz-se do de jusante, acrescentando-se $(h - h')$.

A altura da água é superior à altura normal. O escoamento no trecho CD é feito em regime variável (linha d'água 2). Determina-se a influência de remanso em C utilizando-se o ábaco nº 2.

3º caso : (hipótese 2 dos quadros de cálculo: vazão Q_2 a montante e a jusante).

O módulo é derivado a montante, em C por exemplo. A vazão Q_2 escoar sobre a soleira D com lâmina afogada. Como precedentemente, determina-se o nível d'água a montante. Se a altura a montante é superior à altura normal a Q_2 , calcula-se a influência do remanso em C (linha d'água 3).

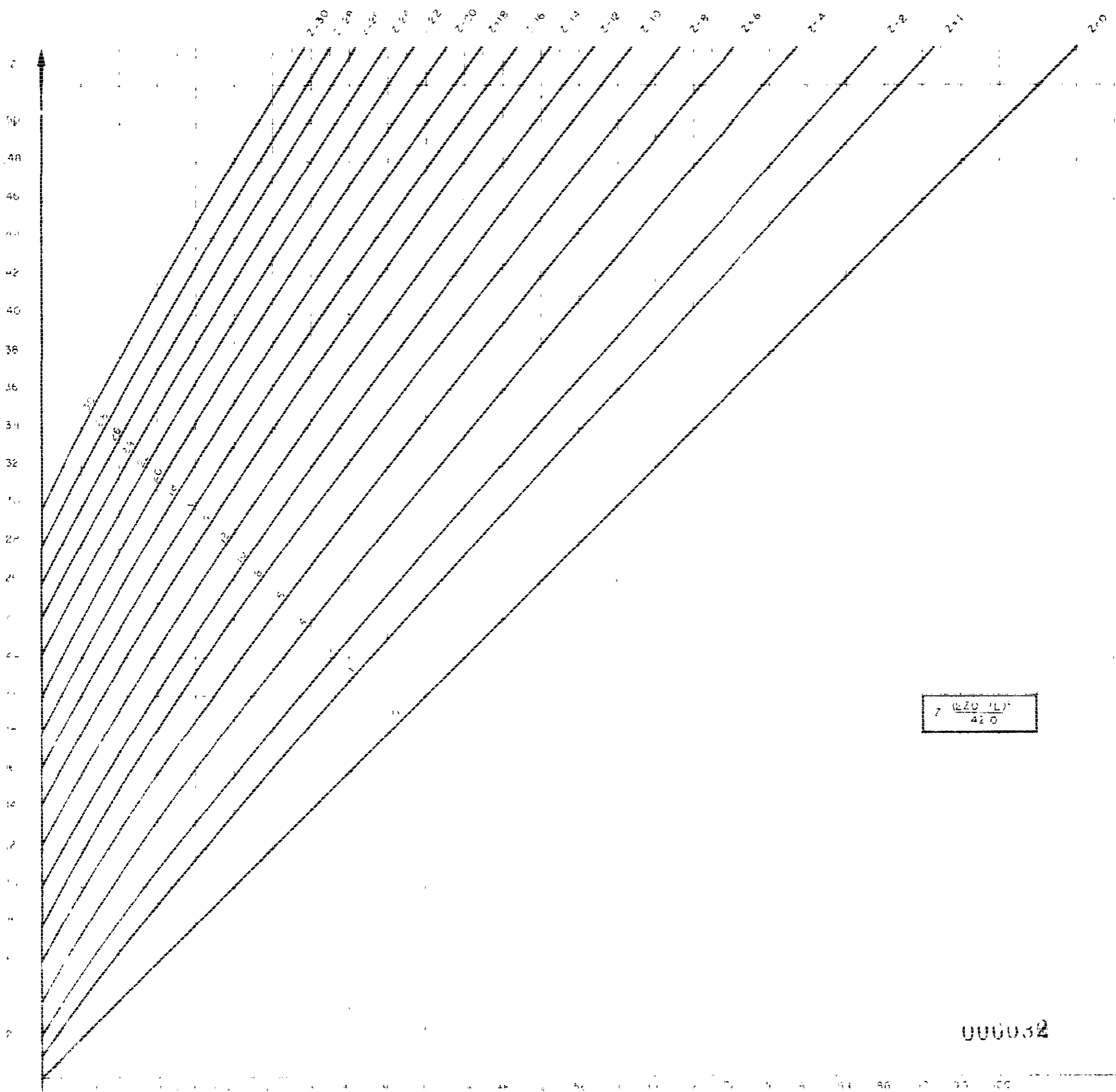
O plano da água assim determinado a jusante de C, servirá de base ao cálculo do partidor C.

No caso em que o plano d'água seja inferior ao necessário à irrigação da parcela C, cala-se a soleira utilizando-se o nível imposto pela tomada. O canal apresentará uma mudança de cota do fundo, neste ponto.

Em resumo :

- os cálculos efetuados no primeiro caso permitem calar as cotas da soleira e do fundo do canal (ver cálculo dos partidores).
- os resultados dos cálculos feitos no segundo caso permitem verificar que a revanche do canal é suficiente para o plano d'água máximo.
- a linha d'água calculada no 3º caso, impõe o nível de jusante a utilizar para a calagem da soleira seguinte. Para calar a descarga de segurança do trecho de montante utiliza-se a linha d'água (2).

ABACO Nº1

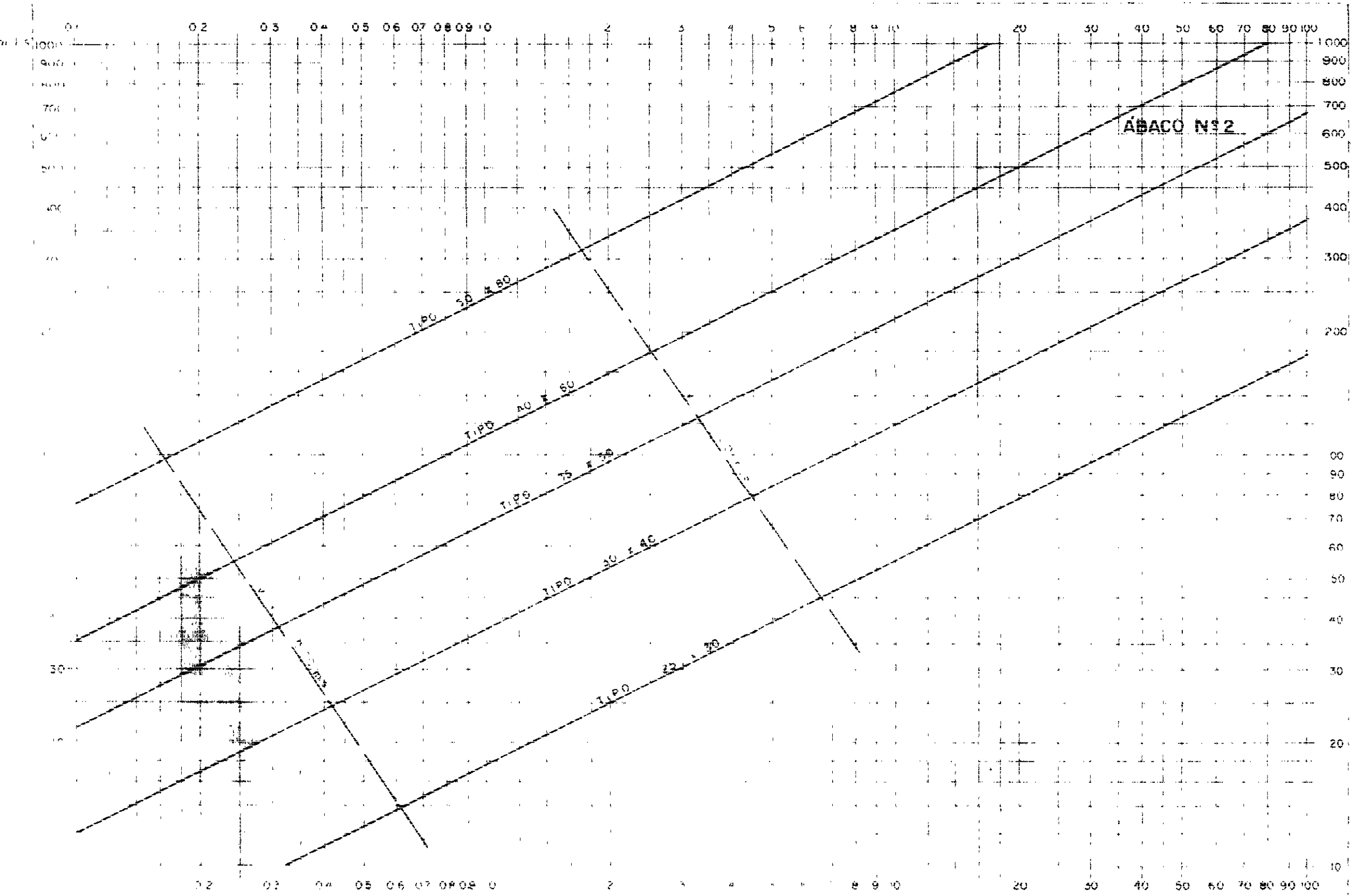
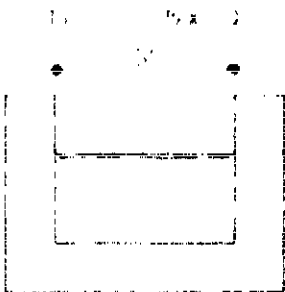


$$7 \frac{(220 \text{ 'L})^2}{420}$$

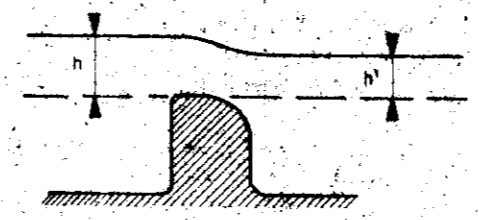
000032

CANAIS SECUNDÁRIOS CARACTERÍSTICAS HIDRAÚICAS

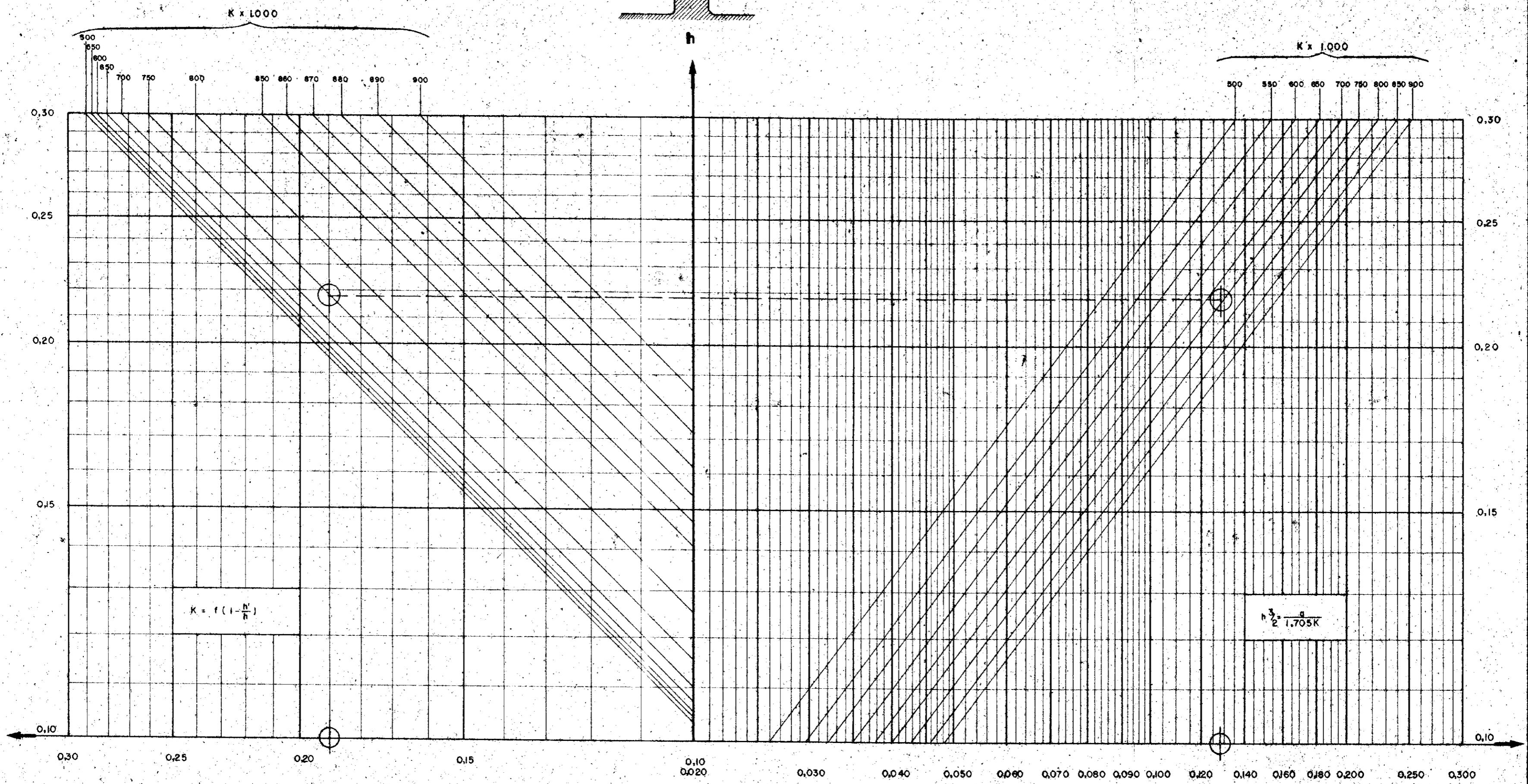
K = 70



1 cm = 100 m



h



$$K = f\left(1 - \frac{h}{n}\right)$$

$$\frac{h^3}{2} = 1.705K$$

Exemplo $n' = 0.19$ \rightarrow $n = 0.22$ *
 $q = 0.1285$ \rightarrow $k = 740$

* 0.2175 arredondando para 0.22

3 - QUADROS DE CÁLCULO HIDRÁULICO

3.1 - CÁLCULO DOS CANAIS

SETOR 1

000037

Canal	Pontos	Tipo de canal	Declividade %	Cota do fundo		Hipótese 1				Hipótese 2				Cota de segurança		
				J	M	Vazão	Nível Piezométrico		Altura d'água em cms		Vazão	Nível Piezométrico			Altura d'água em cms	
							J	M	J	M		J	M		J	M
S11	119	30x40	0,85		74,20	35		74,40		20						
	118	30x40	0,85	74,69	75,24	35	74,89	75,44	20	20						
	117	40x60	0,40	75,37	75,43	70	75,57	75,75	20	32	35	75,57	75,68	20	25	75,63
	116	40x60	0,40	75,53	75,49	70	75,83	75,84	30	35	35	75,72	75,74	19	25	
	115	40x60	0,40	75,53	75,52	70	75,85	75,87	32	35						
	114	50x80	0,27	75,55	75,60	100	75,86	76,02	31	42	70	75,86	75,98	31	38	75,93
	113	50x80	0,27	75,63	75,66	100	76,04	76,06	41	40	70	75,99	76,04	36	38	
	112	50x80	0,27	75,73	75,74	100	76,13	76,16	40	42	70	76,07	76,12	34	38	
	111	50x80	0,27	75,77	75,78	100	76,17	76,20	40	42						
	T1-1			0,27	75,89		100	76,29		40						
	S111	1112	30x40	0,63		75,20	30		75,40		20					
1111		30x40	0,63	75,31	75,77	30	75,51	75,97	20	20						
111				75,77		30	75,97									
S116	1161	25x30	4,00		75,15			75,30		15						
	116			75,23	75,53		75,38		15							
S117	1172	30x40	0,85		74,30	35		74,50		20						
	1171	30x40	0,85	74,71	75,20	35	74,91	75,40	20	20						
	117			75,30		35	75,50		20							
S118	1182	30x40	0,85		74,60	35		74,80		20						
	1181	30x40	0,85	74,93	75,10	35	75,13	75,30	20	20						
				75,24		35	75,44		20							

Canal	Pontos	Tipo de canal	Celeridade Cm/s	Cota do fundo		Hipótese 1					Hipótese 2				Cota descoberta de segurança	
				J	M	Valor	Nível Piezométrico		Nível de água		Valor	Nível Piezométrico		Nível de água		
							J	M	J	M		J	M	J		M
S13	131	25x30	1,3		76,21	10		76,30		9						
	T-13			76,40	10	76,49		9								
S14	142	25x30	1,3		73,71	10		73,80		9						
	141				73,86	74,41	10	73,95	74,50		9	9				
	T1-4				74,58		10	74,67		9						

SETOR 2

000 '41

Canal	Pontas	Tipo de canal	Cota de fundo	Hipótese 1								Hipótese 2				Cota de segurança de descarga		
				Cota do fundo		Vazão	Nível Piezométrico		Altura de água em cm		Vazão	Nível Piezométrico		Altura de água em cm				
				J	M		J	M	J	M		J	M	J	M			
21	2193	30x40	0,86		75,30	35		75,50		20								
	2192				75,48	75,48	35	75,68	75,68	20	20							
	2191				75,58	75,58	35	75,78	75,78	20	20							
	219				75,67	75,67	35	75,87	75,87	20	20							
	218				75,79	75,79	35	75,99	75,87	20	20							
	217			35x50	1,07	75,83	76,16	70	76,06	76,43	20	27	35	76,06	76,35	20	19	76,30
	216		76,24			76,33	70	76,46	76,57	25	24	35	76,36	76,53	15	17		
	215		76,45			76,43	70	76,70	76,71	25	28	35	76,60	76,62	15	19		
	214		76,53			76,51	70	76,78	76,79	25	28	35	76,68	76,70	15	19		
	213		76,68			76,66	70	76,93	76,94	25	28	35	76,83	76,85	15	19		
	212		76,73			76,83	70	76,98	77,07	25	24	35	76,88	77,00	15	17		
	211		77,06			77,04	70	77,31	77,32	25	28							
	T2-1		77,05					77,33										
	S211	2111	25x30	4,00		76,89	35		77,04		15							
211		77,06			77,06	35	77,21		15									
S2192	21922	30x40	0,86		75,10	35		75,30		20								
	21921				75,20	75,20	35	75,40	75,40	20	20							
	2192				75,31		35	75,51		20								
S22	224	30x40	0,45		75,80	25		76,00		20								
	223				75,90	75,93	25	76,10	76,13	20	20							
	222	25x30	2,00		76,02	76,07	25	76,22		20								
	221				77,85	77,85	25	78,00		15								
	T2-2				78,06		25	78,21		15								

anal	Pontas	Tipo de canal	Cota/diâmetro	Cota do fundo		Vazão	Hipótese 1				Hipótese 2				Cota de segurança	
				J	M		Nível Piezométrico		Altura da água em cm		Vazão	Nível Piezométrico		Altura da água em cm		
							J	M	J	M		J	M	J		M
S23	232	25x30	0,70		76,25	15		76,40		15						
	231			76,64	77,60		15	76,79	77,75	15	15					
	T2-3			77,67			15	77,82		15						
S24	246	30x40	0,63		76,80	30		77,00		20						
	245			76,99	77,55		30	77,19	77,75	20	20					
	244			77,60	77,60		30	77,80	77,80	20	20					
	243			77,77	77,77		30	77,97	77,97	20	20					
	242	35x50	0,44	77,86	77,93	45	78,06	78,18	20	26	30	78,06	78,15	20	22	78,12
	241			78,07	78,07	45	78,32	78,34	25	27						
	T2-4			78,24		45	78,49		25							
S241	2411	30x40	0,63		78,03	30		78,23		20						
	241			78,06			30	78,26		20						
S243	2431	30x40	0,63		77,72	30		77,92		20						
	243			77,77			30	77,97		20						
S25	256	30x40	0,86		74,54	35		74,74		20						
	255			74,60	74,60		35	74,80	74,80	20	20					
	254			74,77	74,77		35	74,97	74,97	20	20					
	253			74,87	75,03		35	75,07	75,23	20	20					
	252			75,42	75,60		35	75,62	75,80	20	20					
	251			75,90	76,90		35	76,10	77,10	20	20					
	T2-5			76,96			35	77,16		20						
S26	261	25x30	1,30		76,00	10		76,09		9						
	T2-6			76,26			10	76,35		9						

SETOR 2

609/14

CANAIS SECUNDÁRIOS

Canal	Pontos	Tipo de canal	Cota máxima ‰	Cota do fundo		Hipótese 1				Hipótese 2				Cota de segurança				
				J	M	Vazio	Nível Piezométrico		Vazão (l/s)		Vazio	Nível Piezométrico			Vazão (l/s)			
							J	M	J	M		J	M		J	M		
S27	275	30x40	0,45		75,27	25		75,47		20								
	274			75,29	75,32	25	75,49	75,52	20	20								
	273			75,41	75,70	25	75,61	75,90	20	20								
	272			75,77	75,90	25	75,97	76,10	20	20								
	271			75,98	76,30	25	76,18	76,50	20	20								
	T2-7			76,33		25	76,53		20									
S28	281	25x30	1,30		75,80	10		75,89		9								
	T2-8			75,84		10	75,93		9									
S29	292	25x30	1,30		75,41	10		75,50		9								
	291			75,44	75,81	10	75,53	75,90	9	9								
	T2-9			75,84		10	75,93		9									
S210	2101	25x30	1,30		75,20	10		75,29		9								
	T2-10			75,24		10	75,33		9									

SETOR 3

000045

Conel	Pontes	Trazo de canal	Cota de fundo	Hipótese 1								Hipótese 2				Cota de segurança de segurança		
				Cota do fundo		Vozes	Nível Piezométrico		Aliviar de caudal		Vozes	Nível Piezométrico		Aliviar de caudal				
				J	M		J	M	J	M		J	M	J	M			
S31	312	25x30	0,70		73,55	15		73,70		15								
	311				73,69	74,65	15	73,84	74,80	15	15							
	T3-1				74,79		15	74,94		15								
S32	329	30x40	0,63		71,20	30		71,40		20								
	328				71,30	71,30	30	71,50	71,50	20	20							
	327				71,41	71,70	30	71,61	71,90	20	20							
	326				71,82	72,36	30	72,02	72,56	20	20							
	325				72,47	72,50	30	72,67	72,70	20	20							
	324	35x50	0,55		72,58	72,65	50	72,78	72,90	20	27							72,84
	323				72,71	72,74	50	72,96	72,99	25	25							
	322				72,83	72,83	50	73,08		25								
	321				75,50	75,50	50		75,75		25							
	T3-2				75,58		50	75,83		25								
S324	3241	25x30	1,30		72,05	20		72,20		15								
	324				72,25		20	72,30		15								
S326	3261	30x40	0,63		72,17	30		72,37		20								
	326				72,33		30	72,53		20								
S33	334	25x30	1,30		71,21	10		71,30		9								
	333				71,40	71,40	10	71,49		9								
	332				72,50	72,50	10	72,59		9								
	331				75,42	75,42	10		75,51		9							
	T3-3				75,50		10	75,59		9								
S333	3331	25x30	1,30		72,35			72,44		9								
	333				72,50		10	72,59		9								

Canal	Pontos	Tipo de canal	Cota mínima em %	Cota do fundo		Hipótese 1				Hipótese 2				Cota dos pontos de segurança		
				J	M	Vazio	Tubo Periférico		Cota de fundo		Vazio	Tubo Periférico			Cota de fundo	
							J	M	J	M		J	M		J	M
S34	345	30x40	0,28		71,90	20		72,10		20						
	344			71,93	72,73	20	72,13	72,93	20	20						
	343			72,76	73,54	20	72,96	73,74	20	20						
	342			73,55	73,60	20	73,75		20							
	341	25x30	0,28	75,48	75,48	20		75,68		20						
	T3-4	30x40		75,50		20	75,70		20							
S341	3411	30x40	0,28		74,80	20		75,00		20						
	341			74,82		20	75,02		20							
S343	3431	30x40	0,28		73,50	20		73,70		20						
	343			73,54		20	73,74		20							
S344	3441	30x40	0,28		72,70	20		72,90		20						
	344			72,73		20	72,93		20							
S35	353	25x30	3,00		71,81	15		71,90		9						
	352			72,17	72,17	15	72,26	72,26	9	9						
	351	25x30	4,00	73,00	74,31	15	73,09	74,39	9	8						
	T3-5			75,23		15	75,31		8							
S351	3511	25x30	0,70		73,25	15		73,40		15						
	351			73,29		15	73,44		15							
S352	3521	25x30	0,70		71,35	15		71,50		15						
	352			71,45		15	71,60		15							
S36	362	25x30	1,30		74,71	10		74,80		9						
	361			74,92	75,61	10	75,01	75,70	9	9						
	360			75,65	75,65	10	75,74	75,74								
	T3-6			75,67		10	75,76		9							

Canal	Rentes	Tico de canal	Cota do fundo	Hypótese 1				Hypótese 2				Cota de segurança			
				Cota do fundo		Valor		Valor		Valor					
				J	M	J	M	J	M	J	M				
S37	375	25x30	0,70		71,55	15		71,70		15					
	374				71,65	71,65	15	71,80	71,80	15	15				
	373	"	"	71,91	71,91	15	72,06	72,06	15	15					
	372	25x30	0,70	72,05	72,05	15	72,17			15					
	371				74,89	74,89	15		75,04		15				
	T3-7			74,95		15	75,10			15					
S38	387	30x40	0,63		70,40	30		70,60		25					
	386				70,48	70,51	30	70,68	70,71	25	25				
	385	"	"	70,55	70,55	30	70,75	70,75	25	25					
	384	35x50	0,20	70,61	71,05	30	70,81	71,30	25	25					
	383				71,12	71,12	30	71,37	71,37	25	25				
	382	25x30	0,70	71,17	71,27	30	71,42	72,29	25						
	381				72,40		30	72,42							
	T3-8														
S39	395	30x40	0,28		69,10	20		69,30		20					
	394				69,13	69,13	20	69,33	69,33	20	20				
	393	25x30	4,00	69,18	69,31	20	69,38	69,41	20	10					
	392				71,04	71,04	20	71,14			10				
	391	25x30	0,28	72,43	72,43	20		72,63	20	20					
	T3-9	30x40	0,28	72,45		20	72,65			20					

SETOR 4

SETOR 4

CANAIS SECUNDÁRIOS

000030

Canal	Pontes	Tiro de canal	Declividade ‰	Cota do fundo		Hipótese 1				Hipótese 2				Cota de segurança		
				J	M	Vazio	Nível Piezométrico		Nível Piezométrico		Vazio	J	M		J	M
							J	M	J	M						
S41	412	25x30	1,30		70,51	10		70,60		9						
	411				70,57		71,11		70,66	71,20	9	9				
	T4-1				71,12				71,21		9					
S42	422	25x30	1,30		71,40	10		71,49		9						
	421				71,68		71,68		71,77	71,77	9	9				
	T4-2				71,71				71,80		9					
S43	434	25x30	0,70		72,35	15		72,50		15						
	433				72,40		72,40		72,55	72,55	15	15				
	432				72,53		72,56		72,68	72,71	15	15				
	431				72,75		72,75		72,90	72,90	15	15				
	T4-3				72,75				72,90		15					
S431	4311	25x30	0,70		72,25	15		72,40		15						
	431				72,32				72,47		15					
S433	4331	25x30	0,70		72,15	15		72,30		15						
	433				72,17				72,32		15					
S44	441	25x30	1,30		71,71	10		71,80		9						
	T4-4				71,77				71,86		9					
S45	452	25x30	1,30		71,31	10		71,40		9						
	451				71,66		71,81		71,75	71,90	9	9				
	T4-5				71,84				71,93		9					

SETOR 5

Canal	Pontos	Tipo de canal	Cota, m/100	Cota do fundo		Hipótese 1				Hipótese 2				Cota de segurança		
				J	M	Vazio	Nível Piezométrico		Nível de enchimento		Vazio	Nível Piezométrico			Nível de enchimento	
							J	M	J	M		J	M		J	M
S54	546	30x40	0,63		66,88	30		67,08		20						
	545			67,00	67,00	30	67,20	67,20	20	20						
	544			67,13	67,13	30	67,33	67,33	20	20						
	543			67,19	67,50	30	67,39	67,70	20	20						
	542			67,66	68,10	30	67,86	68,30	20	20						
	541			68,10	68,15	30	68,30		20							
	T5-4	25x30		70,31		30										
S511	5113	30x40	0,28		65,14	10		65,34		20						
	5112			65,15	65,18	10	65,35	65,38	20	20						
	5111			65,22	65,22	10	65,42	65,42	20	20						
	T51-1			65,25		10	65,45		20							
S55	556	25x30	7,00		65,17	30		65,26		11						
	555			66,30	66,30	30	66,41	66,50	11	20						
	554	30x40	0,63	66,44	66,70	30	66,64	66,90	20	20						
	553			66,90	66,90	30	67,10	67,20	20	20						
	552			67,17	67,90	30	67,37	68,10	20	20						
	551	25x30		68,06	68,11	30	68,26		20							
	T55			69,80		30										
S56	563	25x30	1,30		65,91	10		66,00		9						
	562			66,09	66,09	10	66,18		9							
	561			69,00	69,00	10	69,09		9							
	T56			69,01		10	69,10		9							
S57	571	25x30	0,33		67,55	10		67,70		15						
	T57			67,56		10	67,71		15							

Condição	Pontas	Tipo de canal	Cota da fundo	Hipótese 1				Hipótese 2				Cota de segurança			
				Cota da fundo		Piezométrico		Piezométrico		Piezométrico					
				J	M	Valor	J	M	Valor	J	M				
S58	581	25x30	0,33		66,25	10		66,40		15					
	T58				66,26	10	66,41		15						
S59	592	25x30	1,30		65,91	10		66,00		9					
	591				66,43	66,43	10	66,52	66,52	9	9				
	T59				66,44		10	66,53		9					
S510	5102	25x30	1,30		65,07	10		65,16		9					
	5101				65,33	65,33	10	65,42	65,42	9	9				
	T510				65,59		10	65,68		9					
S5101	51011	25x30	0,33		65,31	10		65,46		15					
	5101				65,33		10	65,48		15					

SETOR 6

Condiç	Revis	Tipo de canal	Cota da obra %	Cota do funo		Hipótese 1				Hipótese 2				Cota das obras de segurança		
				J	M	Vozes	Azimut Geométrico		Vozes	Azimut Geométrico		Vozes	M			
							J	M		J	M					
S61	618	25x30	1,30	68,75	68,75	20		68,90		15						
	617			68,90	69,45	20	69,05	69,60	15	15						
	616	30x40	0,50	69,59	69,62	20	69,74	69,77	15	15						
	615	"	"	69,97	70,00	20	70,12	70,15	15	15						
	614	35x50	0,44	70,03	70,43	45	70,18	70,71	15	28	20	70,18	70,65	15	22	70,60
	613			70,53	70,52	45	70,78	70,82	25	30	20	70,69	70,74	16	22	
	612	"	"	70,56	70,58	45	70,83	70,87	27	29	20	70,75	70,80	19	22	
	611	35x50	0,44	70,66	70,66	45	70,91			25						
	610			72,35	72,35	45		72,60			25					
	T61			72,50		45	72,75				25					
S617	6171	25x30	1,30	68,75	68,75	20		68,90		15						
	617			68,90		20	69,05			15						
S62	622	30x40	1,30		68,65	25		68,78		15						
	621			69,13	69,13	25	69,26			15						
	620	25x30		70,40	70,40	25		70,55		15						
	T62	25x30	2,00	70,80		25	72,95			15						
S63	637	SIFÃO	0,27		72,04			72,29		25						
	636			72,07	72,07	35	72,32	72,32	25	25						
	635			72,09	72,12	35	72,34	72,37	25	25						
	634			72,28	72,31	35	72,53	72,56	25	25						
	633			72,34	72,34	35	72,59	72,59	25	25						
	632			72,39	72,39	35	72,64	72,64	25	25						
	631			72,40	72,40	35	72,65	72,65	25	25						
	T63			72,59		35	72,84			25						

Condi	No. fo.	Tipo de canal	Declividade o/oo	Cota do fundo		Vazio	Hipótese 1				Vazio	Hipótese 2				Cota de segurança	
				J	M		Nível Paramétrico		Altura de segurança			Nível Paramétrico		Altura de segurança			
							J	M	J	M		J	M	J	M		
S631	6311	30x40		70,85	70,85	35	71,00		15								
	631			72,40		35	72,41			15							
S632	6321	30x40		71,35	71,35	35	71,50		15								
	632			72,39	72,39	35		72,64	25								
S633	6331	25x30	4,00		71,85	35		72,00		15							
	633			72,22	72,34	35	72,37			15							
S635	6351	35x50	0,27		72,11	35		72,36		25							
	635			72,12		35	72,37			25							
S64	646	30x40	0,44		69,60	25		69,80		20							
	645			69,64	70,13	25	69,84	70,33	20	20							
	644			"	"	70,19	70,19	25	70,39	70,39	20	20					
	643			"	"	70,23	70,23	25	70,43	70,43	20	20					
	642			SIFÃO		70,50	70,50		70,45								
	641			25x30		71,51	71,51	25		71,67	15						
	T64			25x30		2,00	71,77		25	71,92		15					
S65	654	30x40	0,28		68,60	20		68,80		20							
	653			68,72	68,72	20	68,92	68,92	20	20							
	652			"	"	68,79	68,79	20	68,99	68,99	20	20					
	651			"	"	68,99	68,99	20	69,19	69,19	20	20					
	T65			"	"	69,08		20	69,28		20						
S653	6531	30x40	0,28		68,40	20		68,60		20							
	653			68,45		20	68,65			20							

Parcela	Pontos	Tipo de canal	Decliv. 33/100 ‰	Cota do fundo		Vazão	Hipótese 1				Hipótese 2				Cota de cunha de segurança
							Perfil Barométrico		Perfil Geométrico		Perfil Barométrico		Perfil Geométrico		
				J	M		J	M	J	M	J	M			
6673	6734	25x30	2,00		65,65	25		65,80		15					
	6733			65,84	66,89		25	65,99	67,04	15	15				
	6732			67,15	67,15		25	67,30	67,30	15	15				
	6731			67,27	67,65		25	67,42	67,80	15	15				
	673			67,65			25	67,80		15					
6676	6761	35x50	0,28		66,55	35		66,80		25					
	676			66,62			35	66,87		25					
6679	6792	30x40	0,86		65,20	35		65,40		20					
	6791			65,49	66,37		35	65,11	66,57	20	20				
	679			66,37			35	66,57		20					

3.2 - CÁLCULO DOS SIFÕES ESPECIAIS

000001

CÁLCULO DOS SIFÕES ESPECIAIS

-	Nº dos sifões			
	471 - 472	636 - 637	642 - 643	T6S - T66
c(1/s)	35	35	25	135
L (m)	150	64	64	120
d (mm)	400	400	400	400
v(m/s)	0,30	0,30	0,20	1,10
$\frac{1,5V^2}{2g}$ (m)	0,01	0,01	0,01	0,09
J (‰)	0,25	0,25	0,11	4,5
J L(m)	0,04	0,02	0,01	0,54
$\Delta = \frac{1,5V^2}{2g} + JL$ (m)	0,05	0,03	0,02	0,72 ⁽¹⁾

(1) Este sifão comporta um poço intermediário, que ocasiona uma perda de carga suplementar de $1,5 \frac{V^2}{2g} = 0,09$ m.

3.3 - CÁLCULO DAS BACIAS DE DISSIPACÃO

000003

CÁLCULOS HIDRÁULICOS DAS VÁGUAS DE DESBORDAMENTO
 V. C. Nº DE UM CANAL COM DEFLEXÃO DE 90°

Nº	P.H. (m)	V L/s	z (cm)	q (L/s/m)	hc cm	h1 cm	h2 cm	d 2 m	h p JUCANTE cm	hn cm
222	2,00	25	30	83	8,9	1,3	34	1,65	20	19
322	3,00	50	50	100	10,0	1,5	30	1,45	25	10
332	3,00	10	30	33	4,7	0,4	22	1,20	9	17
333	1,20	10	30	33	4,7	0,7	18	0,85	9	12
342	2,10	20	30	67	7,7	1,1	29	1,40	20	14
372	3,00	15	30	50	6,4	0,8	21	1,00	15	9
381	1,30	30	30	100	10,0	2,0	42	2,00	25	23
392	1,50	20	30	67	7,7	1,4	32	1,55	10	27
511	2,50	20	30	67	7,7	1,0	26	1,25	20	10
521	2,80	20	30	67	7,7	1,0	26	1,25	20	10
533	1,20	10	30	33	4,7	0,8	18	0,85	15	6
541	2,30	30	30	100	10,0	1,5	39	1,90	20	25
551	1,90	30	30	100	10,0	1,7	39	1,85	20	25
562	3,00	10	30	33	4,7	0,4	22	1,20	9	17
611	1,90	45	50	90	9,4	1,2	31	1,50	30	6
621	1,40	20	30	67	7,7	1,2	31	1,50	15	20
631-1	2,00	35	40	88	9,2	1,4	36	1,75	20	21
632-1	1,50	35	40	88	9,2	1,6	37	1,75	20	23

000084

3.4 - CÁLCULO DOS PARTIDORES

009965

CALCULO DE COTAS PARA TORRES

SETOR Nº	PARTICOP Nº	VAZÃO (l/s)	LARGURA (m)	VAZÃO/m (l/s/m)	hc (cm)	NIVEL D'ÁGUA		COTA DA SOLEIRA S ₁	COTA DO FUNDO	
						A JUSANTE (m)	A MONTANTE (m)		A JUSANTE (m) A ₃	A MONTANTE (m) A ₂
1	111	100	0,80	125	12	76,11 ^(A)	76,18	76,00	75,77	75,78
	112	100	0,80	125	12	76,07 ^(A)	76,14	75,96	75,73	75,74
	113	100	0,80	125	12	75,99 ^(A)	76,06	75,88	75,63	75,66
	114	100	0,80	125	12	75,93 ^(B)	76,00	75,82	75,60	75,60
	115	70	0,60	116	11	75,75 ^(A)	75,82	75,65	75,53	75,52
	116	70	0,60	116	11	75,72 ^(A)	75,79	75,62	75,53	75,49
	117	70	0,60	116	11	75,63 ^(B)	75,70	75,53	75,37	75,40
	121	95	0,60	158	14	76,20 ^(C)	76,29	76,18	76,04	76,04
	122	95	0,60	158	14	75,21 ^(B)	75,30	75,09	75,05	75,05
	123	70	0,60	117	11	74,95 ^(C)	75,02	74,85	74,77	74,77
	124	70	0,60	117	11	74,44 ^(A)	74,51	74,34	74,26	74,26
	125	70	0,60	117	11	74,40 ^(C)	74,47	74,30	74,22	74,22
	126	70	0,60	117	11	74,06 ^(B)	74,13	73,96	73,88	73,88

• NIVEL D'ÁGUA A JUSANTE

A. imposto pelo nivel d'agua do canal de jusante
 B. imposto pela cota da soleira da descarga de segurança
 C. imposto pelo nivel d'agua mínimo necessário à irrigação das culturas

000000

C/LOCULO 1003 11/1/1965

SETOR Nº	PARTIDO Nº	VAZÃO (l/s)	LARGURA (m)	VAZÃO/m (l/s/m)	r ₀ (cm)	NÍVEL D'ÁGUA		COTA DA SOLEIRA S ₁	COTA DO FUNDO	
						A JUSANTE (m)	A MONTANTE (m)		A JUSANTE (m) A ₃	A MONTANTE (m) A ₂
2	217	70	0,50	140	13	76,30 ^(B)	76,38	76,18	76,13	76,13
	216	70	0,50	140	13	76,50 ^(C)	76,58	76,38	76,33	76,33
	215	70	0,50	140	13	76,60 ^(A)	76,68	76,48	76,45	76,43
	214	70	0,50	140	13	76,68 ^(A)	76,76	76,56	76,53	76,51
	213	70	0,50	140	13	76,83 ^(A)	76,91	76,71	76,68	76,66
	212	70	0,50	140	13	77,00 ^(C)	77,08	76,88	76,83	76,83
	211	70	0,50	140	13	77,21 ^(A)	77,29	77,09	77,06	77,04
	212	45	0,50	90	9	78,12 ^(B)	78,18	78,03	77,93	77,93
	211	45	0,50	90	9	78,26 ^(A)	78,32	78,16	78,07	78,07

• NÍVEL D'ÁGUA A JUSANTE

- A - imposto pelo nível d'água do canal de jusante
- B - imposto pela cota da soleira da descarga de segurança
- C - imposto pelo nível d'água mínimo necessário à irrigação dos pontos

000007

CALCULO DOS ...

SETOR N°	PARTICIP. N°	VAZÃO (l/s)	LARGURA (m)	VAZÃO/m (l/s/m)	r _c (cm)	NIVEL D'ÁGUA		COTA DA SOLEIRA S ₁	COTA DO FUNDO	
						A JUSANTE (m)	A MONTANTE (m)		A JUSANTE (m) A ₃	A MONTANTE (m) A ₂
3	324	50	0,50	100	10	72,84 ^(B)	72,90	72,75	72,65	72,65

* NIVEL D'ÁGUA A JUSANTE
 A - imposto pelo nivel d'agua do canal de jusante
 B - imposto pela cota da soleira da descarga de segurança
 C - imposto pelo nivel d'agua minimo necessario à irrigação das parcelas

000008

SETOR Nº	PARTICOR Nº	VAZÃO (l/s)	LARGURA (m)	VAZÃO/m (l/s/m)	rc (cm)	NIVEL D'ÁGUA		COTA DA SOLEIRA S ₁	COTA DO FUNDO	
						A JUSANTE (m)	A MONTANTE (m)		A JUSANTE (m)	A MONTANTE (m)
									A ₃	A ₂
4	464	40	0,50	80	9	72,70 ^(B)	72,76	72,62	72,51	72,51
	463	40	0,50	80	9	72,72 ^(A)	72,78	72,64	72,54	72,53
	462	40	0,50	80	9	72,90 ^(C)	72,96	72,81	72,71	72,71
	461	40	0,50	80	9	72,92 ^(A)	72,98	72,84	72,76	72,73

• NIVEL D'ÁGUA A JUSANTE
 A. imposto pelo nivel d'agua do canal de jusante
 B. imposto pela cota da soleira da descarga de seguença
 C. imposto pelo nivel d'agua mínimo necessário à irrigação das parcelas

000000

CALCULO DE NÍVEIS D'ÁGUA

SETOR Nº	PARTICIPA Nº	VAZÃO (l/s)	LARGURA (m)	VAZÃO / m (l/s/m)	h _c (cm)	NÍVEL D'ÁGUA		COTA DA SOLEIRA S ₁	COTA DO FUNDO	
						A JUSANTE (m)	A MONTANTE (m)		A JUSANTE (m)	A MONTANTE (m)
			L ₁						A ₃	A ₂
6	611	45	0,50	90	9	70,82 ^(A)	70,87	70,74	70,62	70,62
	612	45	0,50	90	9	70,75 ^(A)	70,80	70,67	70,55	70,55
	613	45	0,50	90	9	70,69 ^(A)	70,74	70,61	70,49	70,49
	614	45	0,50	90	9	70,60 ^(B)	70,65	70,52	70,40	70,40
	672	95	0,60	158	13	67,92 ^(A)	68,00	67,80	67,68	67,70
	673	95	0,60	158	13	67,80 ^(A)	67,88	67,68	67,56	67,58
	674	95	0,50	158	13	67,38 ^(A)	67,46	67,26	67,14	67,16
	675	95	0,60	158	13	67,14 ^(B)	67,22	67,02	66,92	66,92
	676	70	0,60	117	11	66,92 ^(A)	66,99	66,82	66,76	66,71
	678	70	0,60	117	11	66,77 ^(A)	66,84	66,67	66,61	66,56
	679	70	0,60	117	11	66,62 ^(B)	66,69	66,52	66,37	66,42

• NÍVEL D'ÁGUA A JUSANTE
 A. imposto pelo nível d'água do canal de jusante
 B. imposto pela cota da soleira da descarga de segurança
 C. imposto pelo nível d'água mínimo necessário à irrigação das parcelas

000070

3.5 - CÁLCULO DAS DESCARGAS DE SEGURANÇA

000071

RELATÓRIO DAS PESQUISAS DA COLETA Nº 1

OBRA Nº	VAZÃO	LARGURA	VAZÃO/m	J	NÍVEL D'ÁGUA		H	COTA DA SOLEIRA S2	COTA DA LESCADA DE S. GUARANDA D	COTA DO FUNDO	
					A JUSANTE MÁX	A MONTANTE NOMINAL				A JUSANTE A4	A MONTANTE A5
	(l/s)	(m)	(l/s/m)	(CT)	(m)	(m)	(cm)		(m)		
114	70	0,60	116	7	75,86	75,93	15	75,78	75,93	75,55	75,60
117	35	0,40	87	6	75,57	75,63	13	75,50	75,63	75,37	75,34
122	70	0,60	117	7	75,14	75,21	15	75,05	75,21	74,89	74,88
126	35	0,40	87	6	73,98	74,06	13	73,93	74,06	73,78	73,78

CÁLCULO DAS DESCARGAS DA SEGURANÇA

OBRA Nº	VAZÃO	LARGURA	VAZÃO/m	J	NÍVEL D'ÁGUA		H	COTA DA SOLEIRA S2	COTA DA DESCARGA DE SEGURANÇA D	COTA DO FUNDO	
					A JUSANTE MÁX	A MONTANTE NOMINAL				A JUSANTE A4	A MONTANTE A5
	(l/s)	(m)	(l/s/n)	(cm)	(m)	(m)	(cm)		(m)		
217	35	0,40	87,5	6	76,06	76,30	13	76,17	76,30	75,83	76,00
242	30	0,40	75	6	78,06	78,12	11	78,01	78,12	77,86	77,94

CONTAS DAS DESCONTAS DA SOTERRANEA

OBRA Nº	VAZÃO	LARGURA	VAZÃO/M	J	VALOR DA DESCONTAS		H	COTA DA SOLEIRA S2	COTA DA DESCONTAS DE S. C. 1.ª D	COTA DO F. O. G	
					A JUSANTE MÁX	A MONTANTE NOMINAL				A JUSANTE A4	A MONTANTE A5
(1/s)	(m)	(1/s/m)	(cm)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)
324	30	0,40	75	6	72,78	72,84	12	72,72	72,84	72,58	72,57

009074

CALCULO DAS DESCARGAS DA SEGURANCA

07

OBRA Nº	VAZÃO	LARGURA	VAZÃO/m	J	NIVEL D'ÁGUA		H	COTA DA SOLEIRA S2	COTA DA DESCARCA DE SEGURANCA D	COTA DO FUNDO	
					A	A				A JUSANTE A4	A MONIANTE A5
					MÁX	NOMINAL					
(l/s)	(m)	(l/s/m)	(cm)	(m)	(cm)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	
464	20	0,40	50	4	72,66	72,70	8	72,62	72,70	72,51	72,51

000375

CALCULO DAS DESCARGAS NA SEGURANÇA

OBRA Nº	VAZÃO	LARGURA	VAZÃO/m	L	NÍVEL D'ÁGUA		H	COTA DA SOLEIRA S2	COTA DA DESCARGA DE SEGURANÇA D	COTA DO FUNDO	
					A JUSANTE MÁX	A MONTANTE NOMINAL				A JUSANTE A4	A MONTANTE A5
	(l/s)	(m)	(l/s/m)	(cm)	(m)	(m)	(cm)	(m)			
614	20	0,40	50	4	70,15	70,60	8	70,52	70,60	70,03	70,47
675	70	0,60	117	7	67,07	67,14	15	66,99	67,14	66,78	66,81
679	35	0,50	70	5	66,57	66,62	11	66,51	66,62	66,37	66,37

B - REDE PRINCIPAL

B RÊDL PRINCIPAL

1 - CÁLCULO DAS VAZÕES

As vazões são obtidas, somando-se, da jusante para a montante, as vazões das tomadas principais determinadas na ocasião do cálculo das vazões da rê de secundária.

Os quadros a seguir dão para cada canal principal :

- a designação da tomada principal
- a vazão da tomada
- a vazão nominal de cada trecho compreendido entre duas tomadas (caso em que todas as tomadas estão abertas)
- a vazão máxima dos trechos limitados pelas descargas de segurança (caso em que todas as tomadas estão fechadas)

2 - CÁLCULOS HIDRÁULICOS

2.1 - Cálculo das perdas de carga nos canais

Utilizaremos as fórmulas de Manning e Strickler :

$$Q = KSR^{2/3} I^{1/2}$$

com $K = 60$.

Nos trechos em que o escoamento é gradualmente retardado, calcularemos as alturas de remanso pela mesma fórmula usada para os canais secundários, ou seja :

$$Z = \frac{(2 Z_0 - I l)^2}{4 Z_0}$$

CÁLCULO DE CAPACIDADES

CANAL P1

N.º de Tomadas e Reservas de Segurança	Vazão da Tomada	Vazão		da Descarga
		do Trunco		
		V. Normal	V. Máxima	
D3				
T5.11	20	20	137	137
T5.10	10	30	137	
T5.9	10	40	137	
T5.8	10	50	137	
T5.7	10	60	137	
T5.6	10	70	137	
T5.5	30	100	500	363
D2				
T5.4	30	130	500	
T5.3	10	140	500	
T5.2	20	160	500	
T6.8	135	295	500	
T5.1	20	315	500	
T3.9	20	335	500	695
D1				
TP3	255	590	1195	
T3.7	15	605	1195	
T3.6	10	615	1195	
T3.5	15	630	1195	
T3.4	20	650	1195	
T3.3	10	660	1195	
T3.2	50	710	1195	
T3.1	15	725	1195	
T1.4	10	735	1195	
T1.3	10	745	1195	
T1.2	95	840	1195	
T1.1	100	940	1195	
TP2	255	1195	1195	

CALCULO DE VAZÕES

CANAL P2

N.º das Tomadas das Reservas de Segurança	VAZÃO			da Descarga
	da Tomada	do Tracção		
		V Normal	V Maxima	
D1				255
T2.10	10	10	255	
T2.9	10	20	255	
T2.8	10	30	255	
T2.7	25	55	255	
T2.6	10	65	255	
T2.5	35	100	255	
T2.4	45	145	255	
T2.3	15	160	255	
T2.2	25	185	255	
T2.1	70	255	255	

CÁLCULO DE VAZÕES

CANAL P3

Vazão de Tomada de Descargas de Segurança	VAZÃO			
	de Tomada	de Tranco		de Descarga
		V Normal	V Máxima	
D1				159 (1)
T6.4	25			
T6.3	35	60	159	
T6.2	25	85	159	
T6.1	45	130	159	
T4.1	10	140	159	
Partidor com A1 P3				
T3.8	30	225	255	
		255	255	

(1) A vazão máxima é a soma da vazão normal de 140 l/s e de parte da vazão de 30 l/s da tomada T3-8 derivada pelo partidor A P3.

74

CÁLCULO DE VAZÃO

CANAL A1 P3

Vazão		Vazão		Vazão	
Desbordo	Tomada	do Tomada		do Desbordo	
V. Normal	V. Máxima	V. Normal	V. Máxima	V. Normal	V. Máxima
D1				96	(1)
T4.6	40	40	a 6		
T4.5	10	50	a 6		
T4.4	10	60	a 6		
T4.3	15	75	a 6		
T4.2	10	85	a 6		
Partidor $P_3 - A_{1P3}$					

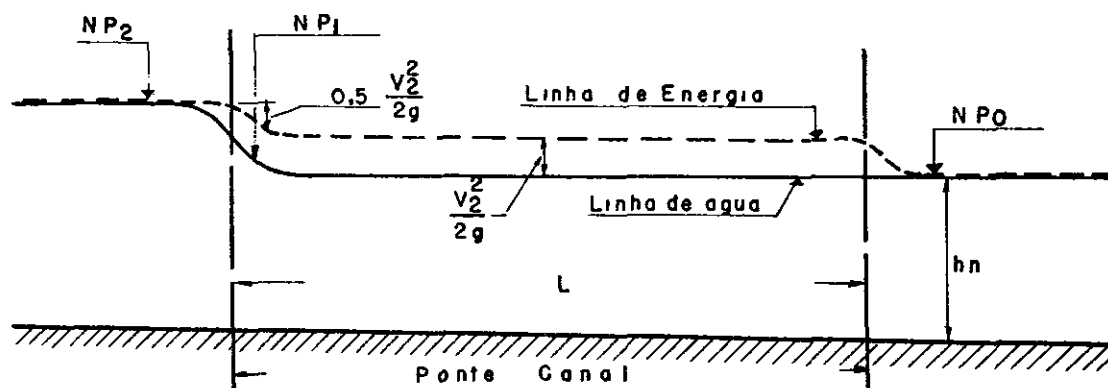
(1) A Vazão máxima é a soma da vazão normal de 85 l/s e de parte da vazão da tomada T3-8 derivada pelo partidor A P3.

2.2 - Cálculo das pontes-canais

Não sendo necessária uma grande precisão nos cálculos, empregamos o seguinte método :

A velocidade V_1 no canal a montante e a jusante de uma ponte sendo baixa, desprezamos o termo $\frac{V_1^2}{2g}$. A linha de energia confunde-se, pois, com a linha de água.

- Na ponte-canal, a velocidade V_2 não sendo desprezível, a linha de água estará situada abaixo da linha de energia, de uma altura $\frac{V_2^2}{2g}$.
- A perda de energia devida a um estreitamento na entrada da ponte é igual $0,5 \frac{V_2^2}{2g}$.
- A linha de energia na ponte-canal está situada $\frac{0,5 V_2^2}{2g}$ abaixo da linha de água na montante do canal.
- Na saída da ponte-canal, a perda de energia por alargamento é igual a $\frac{V_2^2}{2g}$. Por conseguinte, na saída da ponte, as linhas de água na montante e na jusante estão no mesmo nível.



Conhecendo o nível piezométrico NP_0 a jusante da ponte, determinaremos os níveis NP_1 e NP_2 , efetuando o seguinte cálculo aproximativo:

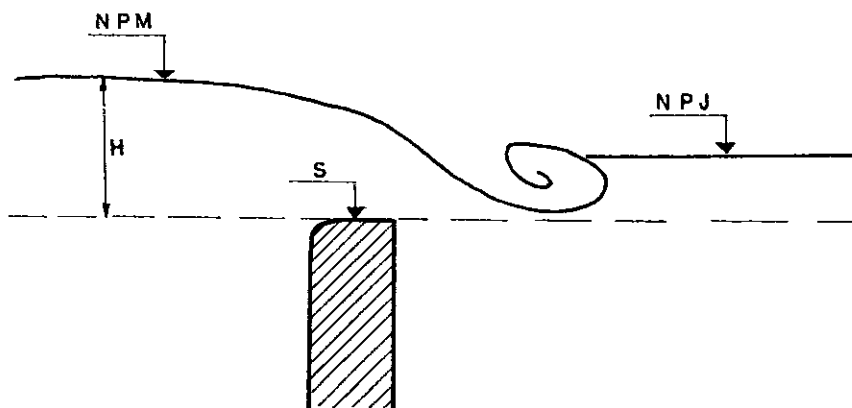
Sem levar em conta a declividade do fundo da ponte-canal, determinamos a declividade hidráulica J em função de h_n e da largura do canal.

$$\text{Donde : } NP_1 = NP_0 + JL$$

$$e \quad NP_2 = NP_1 + 1,5 \frac{V_2^2}{2g} = NPo + JL + 1,5 \frac{V_2^2}{2g}$$

2.3 - Cálculo dos vertedores

a) Vertedor desafogado



Consideramos que a lâmina é desafogada se :

$$NPM - NPJ \geq 0,4H \quad (1)$$

Nesse caso admitiremos que :

$$H = 1,5 h_c$$

$$\text{com } q = \frac{V}{l} = \frac{\text{vazão}}{\text{largura do vertedor}}$$

A condição (1) é, então, escrita :

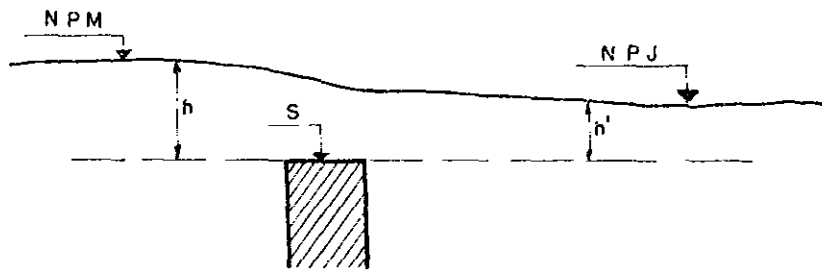
$$NPM - NPJ \geq 0,6 h_c$$

Se S é a cota da soleira, teremos as relações :

$$NPJ - S \leq 0,9 h_c$$

$$NPM - S = H = 1,5 h_c$$

b) Vertedor afogado



A lâmina será afogada se: $NPJ - NPM \leq 0,6 h_c$

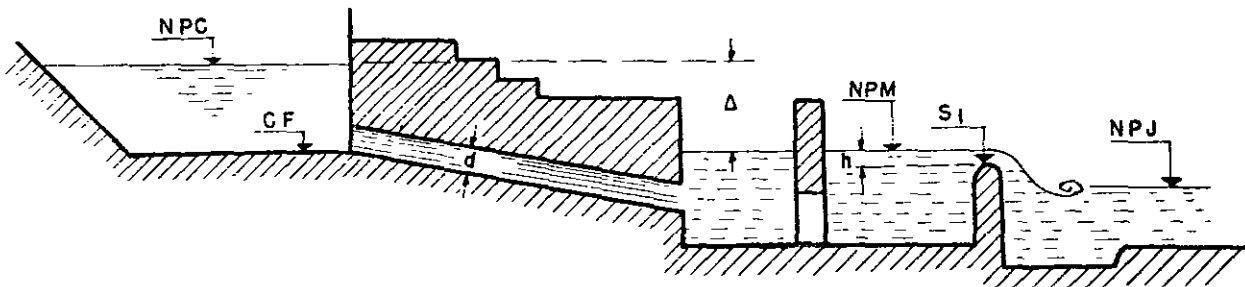
Calculamos h em função de h' por meio do ábaco nº (ver cálculos dos canais secundários). Temos as relações :

$$NPM = S + h$$

$$NPJ = S + h'$$

2.4 - Cálculo das tomadas principais

A partir dos níveis NPJ , determina-se o nível NP_c no canal principal do seguinte modo :



- o valor de NPJ é fornecido pelos cálculos hidráulicos dos canais secundários
- o cálculo do vertedor dá o valor de NPM

$$NPM = S_1 + h$$

O vertedor deve funcionar desafogado. Para isto, vimos que era preciso ter a condição :

$$NPM - NPJ \geq 0,4 h \quad (1)$$

Para o cálculo, utilizaremos a fórmula de Francis :

$$V = 1,83 (1_v - 0,2 h) h^{3/2}$$

na qual :

V = vazão (em $m^3/seg.$)

l_v = largura do vertedor (em m)

h = carga na soleira

Para uma vazão dada, os valores de l_v e de h serão escolhidos em função do outro e de conformidade com as seguintes considerações :

Visto que a bacia situada a montante da soleira é uma bacia de medição, na qual um marco indicará o nível de água a respeitar para que uma vazão dada V_0 passe por cima da soleira.

Para que um erro de apreciação do nível (ou seja, um erro em h) de 0,5 cm não acarrete um erro superior a 10% na vazão, é preciso que h tenha um valor mínimo de 8 cm. Com efeito, a relação entre h e V tem a forma :

$$V = K h^{3/2}$$

Diferenciando e desprezando a variação de K , vem :

$$\frac{dV}{V} = \frac{3}{2} \frac{dh}{h} = 1,5 \frac{dh}{h}$$

Para $dh = 0,5$ cm e $h = 8$ cm, $\frac{dh}{h} = 6,25\%$

donde $\frac{dV}{V} = 1,5 \times 6,25\% = 9,4\%$

Escolher-se-á, portanto, para l_v um valor tal que $h \geq 0,08$ m e que a largura l_v seja inferior ou igual a largura das soleiras existentes.

Conhecendo NPM , calcula-se o valor mínimo de NPC no canal principal :

$$NPC = NPM + \Delta$$

em que Δ representa as perdas de carga entre a bacia de medição e o canal principal. Para calcular Δ , suporemos que a comporta está completamente aberta e

desprezaremos as perdas nos orifícios de fundo (onde as velocidades são reduzidas) que asseguram a comunicação entre a bacia de dissipação e a bacia de medição. Nestas condições, Δ será igual à soma das perdas de cargas na entrada e na saída da tubulação e das perdas de cargas lineares na tubulação.

$$\Delta = 1,5 \frac{v^2}{2g} + JL$$

O valor de J é calculado pela fórmula de SCHEFFÉ :

$$d = 48,3 D^{2,68} J^{0,56}$$

Na maior parte dos casos, acharnos um valor de NPM inferior ou igual à cota do fundo do canal principal.

Na realidade, o nível de água no canal terá um certo valor $NPCo > NPC$ e a comporta estará parcialmente fechada, o que criará uma perda de carga suplementar Δ_o , tal que :

$$NPCo - NPM = \Delta + \Delta_o$$

Nos outros casos, escolheremos os valores de NPM superiores à cota do fundo e verificamos no cálculo dos canais principais a condição :

$$NPCo > NPM$$

OBS : - O valor de NPM calculado é suficiente para o dimensionamento da obra, mas não é bastante preciso para fixar a posição do marco no tanque de medição. Para determinar esse marco, regular-se-á a comporta de maneira que o nível no tanque de medição seja igual a NPM e medir-se-á a vazão no canal secundário a jusante do vertedor. Manobrar-se-á a comporta de maneira que a vazão tenha o valor desejado e traçar-se-á em seguida o marco.

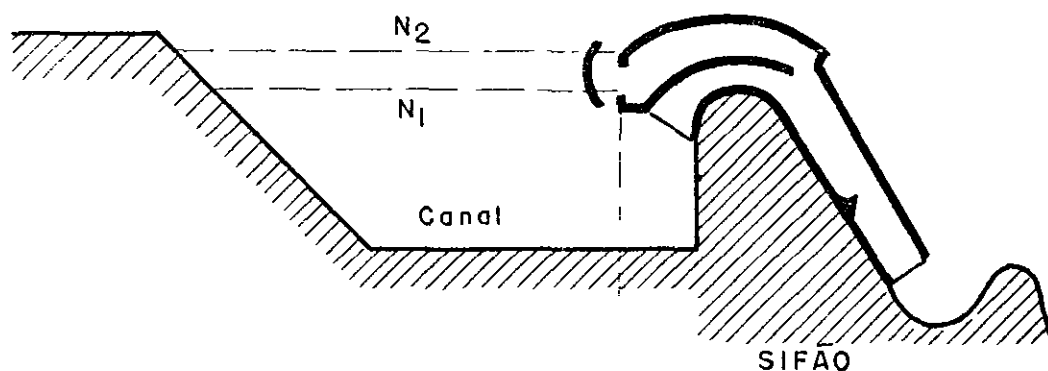
2.5 - Cálculo das descargas de segurança

2.5.1 - Descarga de extremidade

Calculam-se como os vertedores. A cota S do vertedor deverá ser ligeiramente superior ao nível mínimo necessário ao funcionamento da tomada principal situada logo a montante da descarga.

2.5.2 - Descargas intermediárias

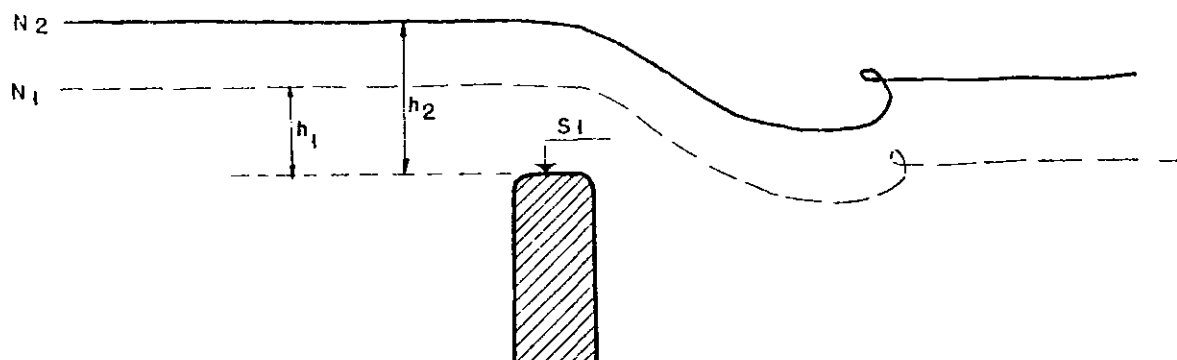
As duas descargas intermediárias D_1 e D_2 do canal P_1 são constituídas, cada uma, por um vertedor transversal e por um sifão automático tipo NEYR - PIC, disposto lateralmente



Se o nível de água no canal é inferior a N_1 , o sifão não funciona. À medida que o nível se eleva no canal, a descarga começa a funcionar como vertedor; depois o sifão se escoia e atinge a vazão máxima, quando o nível está em N_2 .

Para os dois tipos de sifões que previmos (Si 700 e Si 500), a diferença $N_2 - N_1$ é igual a 6 cm.

No canal, para a vazão normal, o nível não deve ultrapassar N_1 e para a vazão máxima, deve atingir N_2 .



Dever-se-á dimensionar o vertedor de tal maneira que a vazão máxima V_2 admissível na jusante do canal passe com uma carga h_2 e a vazão normal V_1 passe com uma carga h_1 , com :

$$h_2 - h_1 \geq 6 \text{ cm.}$$

2.6 - Metodologia de cálculo dos canais

A partir dos perfis longitudinais (escalas de 1/100 e 1/2.000) dos canais principais levantados pelas equipes topográficas do Consórcio, à razão de um ponto a cada 50 m, determinamos trechos de declividade uniforme. Desenhamos novos perfis nas escalas de 1/5.000 em comprimento e de 1/100 em altura, nos quais indicamos as mudanças de seções e de declividade, a posição das obras projetadas e a das obras existentes que serão aproveitadas.

Determinamos para cada trecho de seção uniforme, uma curva da "debitance" ($\frac{Q}{\sqrt{i}} = f(h)$)

A partir dessas curvas, determinamos a vazão máxima que cada trecho poderia transportar, o que nos permitiu fixar em primeira aproximação a posição das descargas de segurança e as suas vazões.

Em seguida, determinamos para cada trecho limitado por tomadas principais ou descargas de segurança, as alturas normais relativas à vazão máxima e à vazão normal.

Calculamos a posição da linha de água apenas para a vazão máxima, verificando, à proporção que ia sendo determinada, que a altura de água correspondente à vazão normal no local das tomadas era suficiente para a alimentação destas. Garantimos, em todos os casos, uma altura de água mínima de 0,20 m e previmos vertedores destinados a reelevar o plano de água sempre que isto era necessário, notadamente para o canal P_2 .

2.7 Apresentação dos cálculos

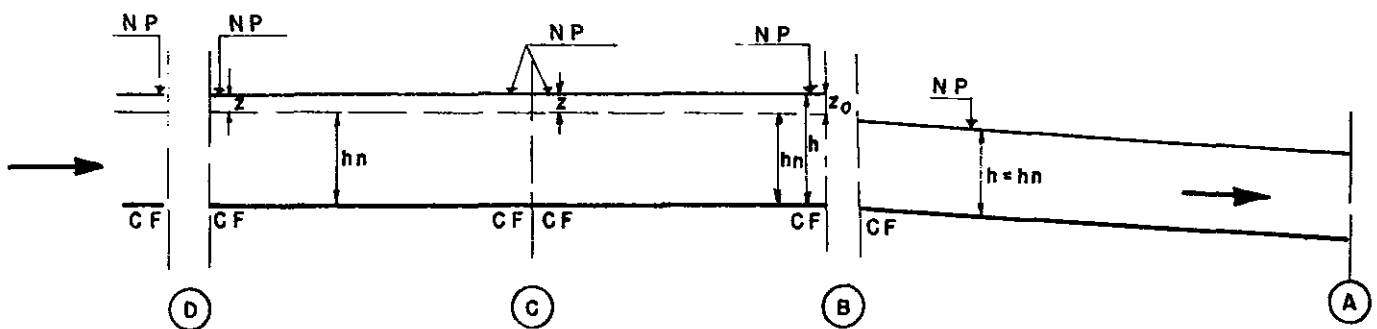
2.7.1- Caso da vazão normal

Daremos simplesmente um quadro que permite verificar que os níveis mínimos nos canais são superiores aos níveis impostos pelo cálculo das tomadas principais.

2.7.2 - Caso da vazão máxima

Os cálculos dos trechos de canais e das obras são apresentados em quadros. A fim de facilitar a leitura desses quadros, damos um exemplo, indicando a maneira como eles foram preenchidos.

a) Consideremos uma porção de canal AD, composta pelos trechos AB, BC, e CD (ver esquerda)



Cada trecho é caracterizado :

- pela vazão : V

- pela largura no fundo : b
- pela declividade do fundo : I
- pela altura normal : h_n

Consideramos por hipótese que :

- A representa a extremidade do canal e que o regime uniforme se estabelece no trecho AB, que serve apenas para evacuar a vazão excedente.
- B representa uma obra, um vertedor, por **exemplo**.
- C representa a posição de uma tomada principal no trecho BD, cujas características são uniformes.
- D é uma obra.

Em cada um desses pontos, conhecem-se as cotas CF do fundo, a jusante e a montante.

Os quadros são preenchidos assim :

- inscrevem-se os valores de V, b, I, h_n, CF
- o nível NP a jusante de B é igual a :

$$NP = CF_{\text{jusante}} + h_{nAB}$$
- o cálculo da obra B é acompanhado de um esboço e é efetuado de conformidade com os principais enunciados anteriormente. Calcula-se o nível NP a montante do dispositivo B.
- Conhecendo NP, calcula-se a altura :

$$h = NP - CF$$
- Determina-se $Z_0 = h - h_{nCB}$

Se $Z_0 < 0$, há remanso "d' abaissement" num comprimento pequeno, e admite-se que o regime uniforme se estabeleça antes do ponto C.

Se $Z_0 > 0$, calcula-se o remanso Z a jusante do ponto C.

$$Z = \frac{(Z_0 - dn)^2}{4 Z_0}$$

em que $d_{nDC} = CF$ na montante em B - CF na jusante em C.

- Calcula-se NP a jusante de C = $CF_{jusante} + h_{nDC} + Z$
- Os elementos na montante do ponto C são idênticos aos da jusante
- Se $d_{nBD} < Z_0$, calcula-se Z a jusante de D da mesma maneira empregada acima.

Donde $NP_{jusante} \text{ em D} = CF_{jusante} \text{ em D} + h_{nDC} + Z$

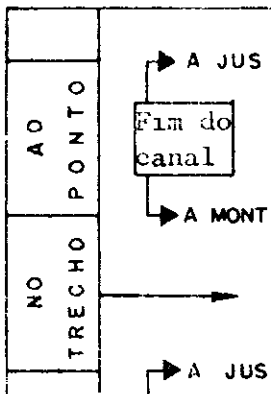
- Se $d_n B > Z_0$, o remanso se anula entre C e D e tem-se então :

$$NP_{jusante} \text{ em D} = CF_{jusante} \text{ em D} + h_{nDC}$$

- Calcula-se a obra D e prosseguem-se, assim, os cálculos até a origem do canal.

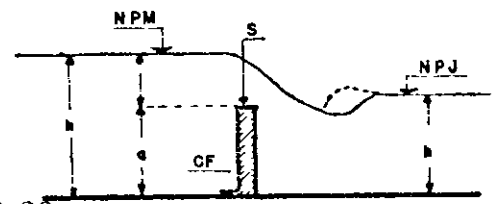
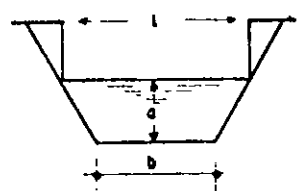
3.1 - CÁLCULO DO CANAL PL

CÁLCULOS HIDRÁULICOS DO CANAL PRINCIPAL P ₁									
V	b	I	hn	Z	Z ₀	n	CF _J CF _M d ⁿ	N P	OBSERVAÇÕES
							64,79		
137	30	0,76	37						
				0		37	66,09	66,46	



OBRA

Descarga
D₃



$v = 137 \text{ L/s}$ $q = 152 \text{ L/s/m}$ $CF = 69,09$
 $l = 0,90$ $H = 0,20$ $a = 0,30$
 $S = 66,39$ $NPM = S = M = 66,59$

						12	50	66,09	66,59	
		137	30	0,69	38			0,02		
					10		48	66,11	66,59	
							48	66,11	66,59	
		137	30	0,69	38			0,15		
					1		39	66,26	66,65	
							39	66,26	66,65	
		137	30	0,69	38			1,07		
					0		38	66,33	67,71	
						0	36	67,33	67,71	
		137	30	0,69	38			0,15		
					0		38	67,48	67,86	

000594

CÁLCULOS HIDRÁULICOS DO CANAL PRINCIPAL. P₁

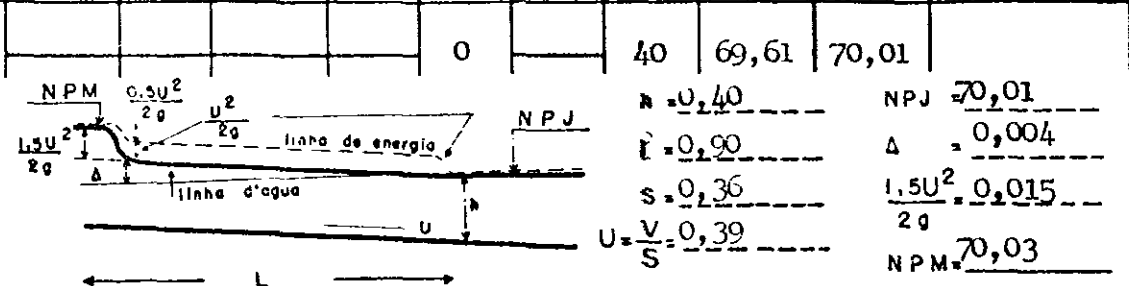
		V	b	I	h _n	Z	Z _o	n	CF. CF ^{dn} CF ^M	J M	N P	OBSERVAÇÕES
AO	A JUS					0		38	67,48		67,86	
NO	A MONT						- 2	38	67,48		67,86	
NO	TRECHO	137	30	0,608	40							
AO	A JUS					0		40	67,84		68,24	
NO	A MONT						6	40	67,84		68,24	
NO	TRECHO	137	30	1,085	34				0,40			
AO	A JUS					0		34	68,24		68,58	
NO	A MONT						0	34	68,24		68,58	
NO	TRECHO	137	30	1,085	34							
AO	A JUS					0		34	68,58		68,92	
NO	A MONT						- 4	34	68,58		68,92	
NO	TRECHO	137	30	0,685	38							
AO	A JUS.					0		38	69,24		69,62	
NO	A MONT						- 2	38	69,24		69,62	
NO	TRECHO	137	30	0,78	40							
AO	A JUS.					0		40	69,61		70,01	
NO	A MONT											
NO	TRECHO											
	A JUS											

000055

CÁLCULOS HIDRÁULICOS DO CANAL PRINCIPAL P₁

V	b	I	h _n	Z	Z ₀	n	CF ^J CF ^M	NP	OBSERVAÇÕES
---	---	---	----------------	---	----------------	---	------------------------------------	----	-------------

OBRA
Ponte Canal P₇



No ponte canal com $h = 0,40$
 $J = 0,2\%$
 $\Delta = JL = 0,4cm$

$n = 0,40$	$NPJ = 70,01$
$f = 0,90$	$\Delta = 0,004$
$S = 0,36$	$\frac{1,5U^2}{2g} = 0,015$
$U = \frac{V}{S} = 0,39$	$NP.M. = 70,03$

NO	TRECHO	PONTO	Z	h _n	Z ₀	n	CF ^J CF ^M	NP	OBSERVAÇÕES
	A JUS		0	40		40	69,61	70,01	
	A MONT		1	41		41	69,62	70,03	
	A JUS		0	40		40	69,73	70,13	
	A MONT		-3	40		40	69,73	70,13	
	A JUS		0	43		43	70,01	70,44	
	A MONT		0	43		43	70,01	70,44	
	A JUS		0	43		43	70,16	70,59	
	A MONT		0	43		43	70,16	70,59	
	A JUS		0	43		43	70,27	70,70	
	A MONT		6	43		43	70,27	70,70	
	A JUS		0	37		37	70,77	71,14	

000000

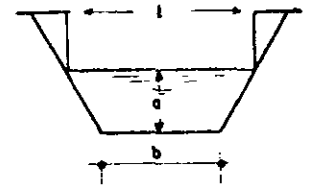
CÁLCULOS HIDRÁULICOS DO CANAL PRINCIPAL P₁

V	b	I	h _n	Z	Z ₀	n	CF. J d _n CF. M	N P	OBSERVAÇÕES
---	---	---	----------------	---	----------------	---	----------------------------------	-----	-------------

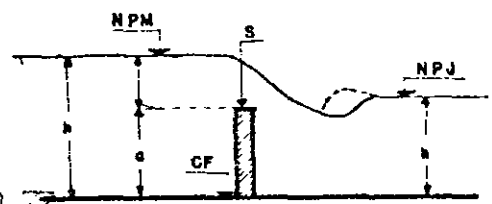
0	→ A JUS							37	70,77	71,14	
---	---------	--	--	--	--	--	--	----	-------	-------	--

OBRA

Descarga de
Segurança D 2
V. nom. = 100 L/s
q = 200 H = 0,24
N_{Pi} nom. = 71,39



$v = 1,37$ $q = 274$
 $l = 0,50$ $H = 0,30$



$CF = 70,77$
 $0 = 0,38$
 $S = 71,15$
 $NPM = S = M = 71,45$

NO TRECHO	AO PONTO	NO TRECHO	AO PONTO	NO TRECHO	AO PONTO	NO TRECHO	AO PONTO	NO TRECHO	AO PONTO	Z	Z ₀	n	CF. J d _n CF. M	N P	OBSERVAÇÕES
→ A MONT		500	50	0,43	68			0		68			70,77	71,45	
→ A JUS	T5-4							0		68			71,02	71,70	
→ A MONT		500	50	0,43	68			0		68			71,02	71,70	
→ A JUS	T5-3							0		68			71,10	71,78	
→ A MONT.		500	50	0,60	64			4		68			71,10	71,78	
→ A JUS.	T5-2							0		64			71,55	72,19	
→ A MONT.		500	50	0,35	73			- 9		64			71,55	72,19	
→ A JUS		500	50	0,35	73			0		73			71,72	72,49	

000007

CÁLCULOS HIDRÁULICOS DO CANAL PRINCIPAL : P₁

		V	b	I	h _n	Z	Z _o	h	CF. J CF. M	N P	OBSERVAÇÕES
AO	A JUS					0		73	71,72	72,49	
	T6-5										
	A MONT						4	77	71,72	72,49	
NO	TRECHO	500	50	0,356	73						
AO	A JUS					0		73	71,81	72,54	
	[]										
	A MONT						- 10	73	71,81	72,54	
NO	TRECHO	500	120	0,064	83						
AO	A JUS					0		83	71,86	72,69	
	T5-1										
	A MONT						0	83	71,86	72,69	
NO	TRECHO	500	120	0,064	83						
AO	A JUS					0		83	71,88	72,71	
	M6										
	A MONT						31	83	71,88	72,71	
NO	TRECHO	500	120	0,37	52				0,43		
AO	A JUS.					3		55	72,31	72,86	
	M7										
	A MONT						- 15	55	72,31	72,86	
NO	TRECHO	500	120	0,127	70						
AO	A JUS.					0		70	72,45	73,15	
	Ponte P ₅										
	A MONT										
NO	TRECHO										
	A JUS										

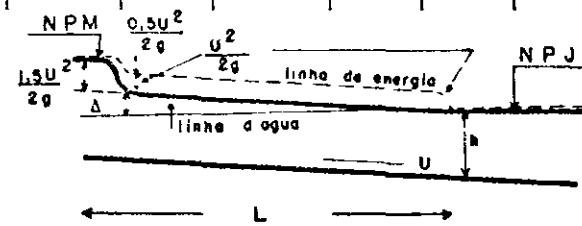
000008

CA'LCULOS HIDRA'ULICOS DO CANAL PRINCIPAL . P₁

V	b	I	h _n	Z	Z _o	h	CF _{dn} CF. M	J	N P	OBSERVAÇÕES
---	---	---	----------------	---	----------------	---	---------------------------	---	-----	-------------

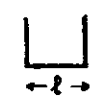
OBRA
Ponte
Canal
P₆

				0		70	72,45		73,15	
--	--	--	--	---	--	----	-------	--	-------	--



$n = 0,70$
 $\ell = 0,60$
 $s = 0,42$
 $U \times \frac{V}{S} = 0,07 \text{ m}$
 $NPJ = 73,15$
 $\Delta = 2$
 $\frac{1,5U^2}{2g} = 10$
 $NPM = 73,27$

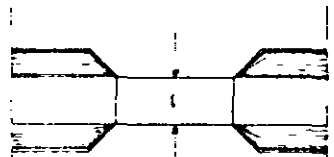
No ponte canal
 com $h \neq 0,70 \text{ m}$
 $J = 2,2 \text{ ‰}$
 $\Delta = JL = 2 \text{ cm}$



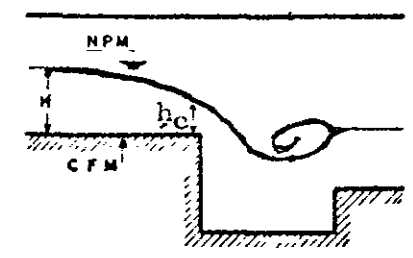
NO
TRECHO P
A MONT
A JUS.

						3	82	72,45	73,27	
500	90	0,127	79							
				3		82	72,45		73,27	

OBRA
Queda
Q₃



$v = 500 \text{ L/s}$
 $q = 590 \text{ L/s/m}$
 $l = 0,85$
 $H = 0,50$



NO
TRECHO P
A MONT
AO PUNTO T3-9
A JUS.
A MONT
NO
TRECHO P
A JUS.
AO PUNTO Q7
A MONT
NO
TRECHO P
A JUS.

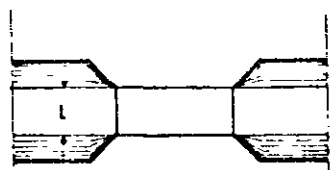
						8	50	73,47	73,97	
500	90	0,43	58							
				6		64	73,49		74,15	
						66	73,49		74,15	
500	90	0,43	58							
				0		58	73,78		74,36	

000059

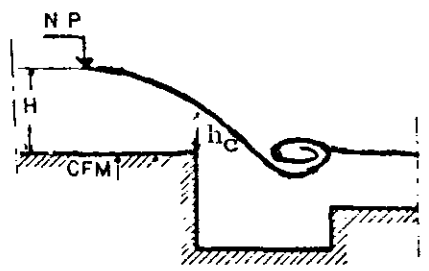
CÁLCULOS HIDRÁULICOS DO CANAL PRINCIPAL, P₁

V	b	I	h _n	Z	Z _o	h	CF ^J CF ^M d _n	NP	OBSERVAÇÕES
---	---	---	----------------	---	----------------	---	--	----	-------------

	→ A JUS					58	73,78	74,36	
OBRA	Queda	Q ₇							

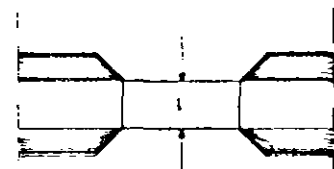


V = 500 q = 555
l = 90 H = 0,48

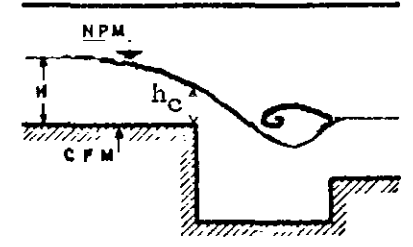


	→ A MONT					-34	48	74,61	75,09
NO TRECHO P	→	500	90	0,11	82				
	→ A JUS.					0	82	74,73	75,55

OBRA	Queda	Q ₆							
------	-------	----------------	--	--	--	--	--	--	--

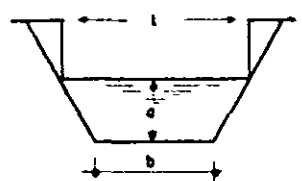


V = 500 q = 555
l = 0,90 H = 0,48



	→ A MONT					-31	48	75,71	76,19
NO TRECHO P	→	500	150	0,133	79				
	→ A JUS.					0	79	75,72	76,51

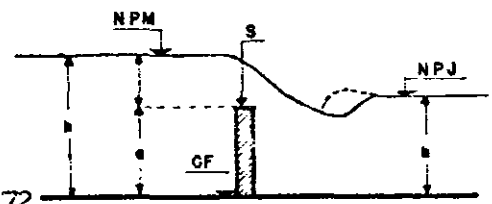
OBRA	Descarga de Segurança	nº 1							
------	-----------------------	------	--	--	--	--	--	--	--



V = 500 L q = 333 L/s/m
l = 150 H = 0,26

por V = 335 l/s
nom.
q = 224 l/s/m
H = 0,26 m_{nom.} = 76,66

CF = 75,72
o = 0,68
S = 76,40



NPM = S + H = 76,74

NPM_{max.} - NPM_{nom.} = 8 cm > 6 cm

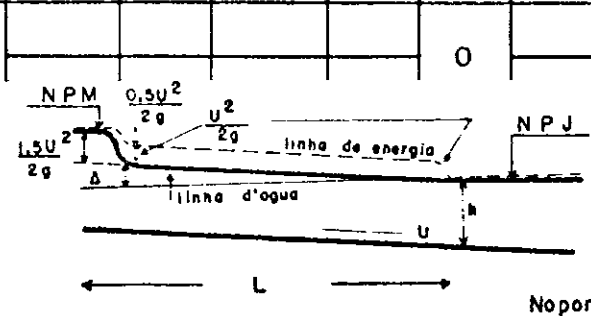
000100

	→ A JUS								
--	---------	--	--	--	--	--	--	--	--

CA'LCULOS HIDRA'ULICOS DO CANAL PRINCIPAL . P₁

V	b	I	hn	Z	Zo	n	CF. J CF. M	N P	OBSERVAÇÕES
---	---	---	----	---	----	---	----------------	-----	-------------

OBRA
Ponte
Canal
P₅



				0		130	75,97	77,27	
							$h = 1,30$	$NPJ = 77,27$	
							$l = 1,00$	$\Delta = 1$	
							$s = 1,20$	$\frac{1,5U^2}{2g} = 7$	
							$U = \frac{V}{S} = 0,05 \text{ m}$	$NPM = 77,35$	

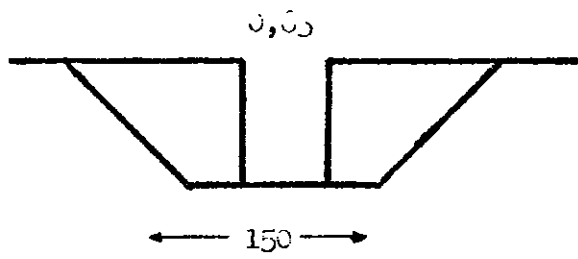
No ponte canal
com $h = 1,30$
 $J = 0,56\%$
 $\Delta = JL = 1 \text{ cm}$



TRECHO P
NO
A MONT
A JUS

						8	138	75,97	77,35
		1195	150	0,05	130				
						8	138	75,97	77,35

GERA.
5



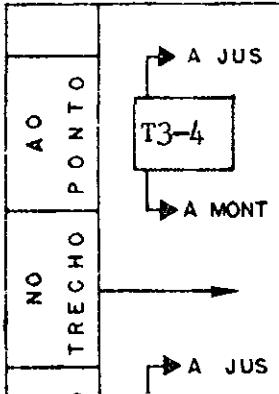
GERA. a ser
retirada para evitar transbordamen
to.

TRECHO P
NO
A MONT
A JUS.
M₄
A MONT
NO
A JUS.
T3-5
A MONT
NO
A JUS
T3-

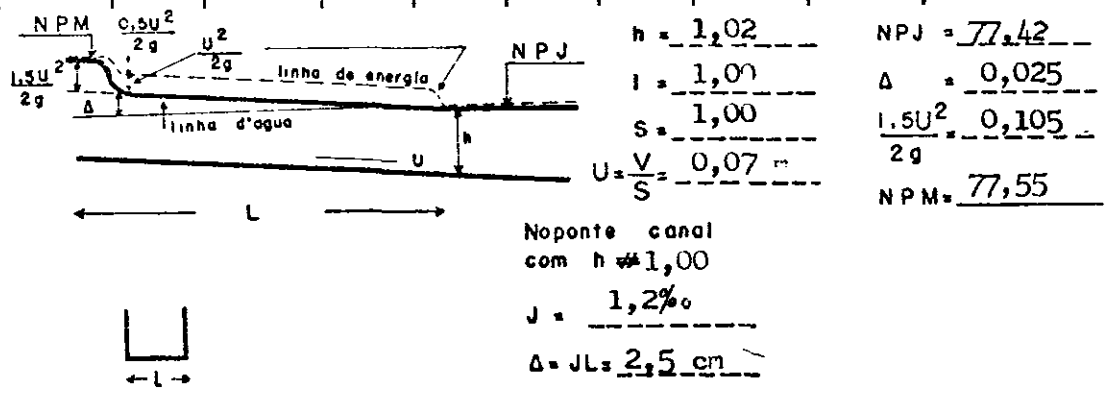
						85	138	75,97	77,35
		1195	150	1,24	53				
						57	1,10	76,28	77,38
						-8	1,10	76,28	77,38
		1195	150	0,126	102		2		
						0	108	76,30	77,38
						6	108	76,30	77,38
		1195	150	0,126	102				
						0	102	76,36	77,38

CÁLCULOS HIDRÁULICOS DO CANAL PRINCIPAL P₁

V	b	I	hn	Z	Zo	h	CF. J CF. M	NP	OBSERVAÇÕES
				0		102	76,36	77,38	
					0	102	76,36	77,38	
1195	150	0,126	102						
				0		102	76,40	77,42	



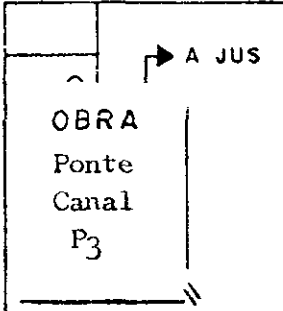
OBRA
Ponte
Canal
P₄



					-1	112	76,43	77,55	
1195	150	0,082	113						
				0		113	76,47	77,60	
					0	113	76,47	77,60	
1145	150	0,082	113						
				0		113	76,49	77,62	
					0	113	76,49	77,62	
1195	150	0,082	113						
				0		113	76,49	77,62	
					0	113	76,49	77,62	
1195	150	0,082	113						
				0		113	76,50	77,63	

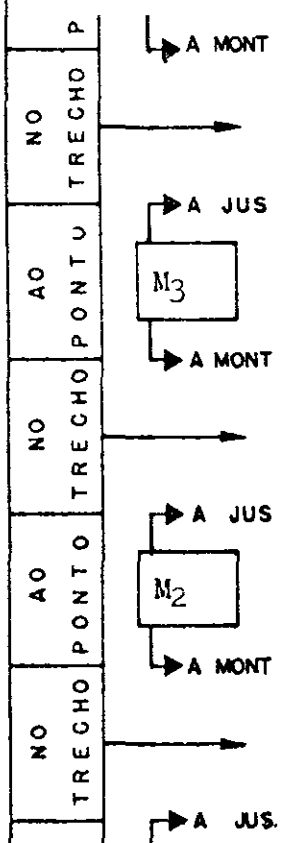
CÁLCULOS HIDRÁULICOS DO CANAL PRINCIPAL P₁

V	b	I	hn	Z	Zo	n	CF. J CF. M	NP	OBSERVAÇÕES
---	---	---	----	---	----	---	----------------	----	-------------



				0		113	76,50	77,63	
		$n = 1,13$ $i = 0,90$ $s = 1,00$ $U = \frac{V}{S} = 0,07 \pi$		$NPJ = 77,63$ $\Delta = 3$ $\frac{1,5U^2}{2g} = 10$ $NPM = 77,76$					

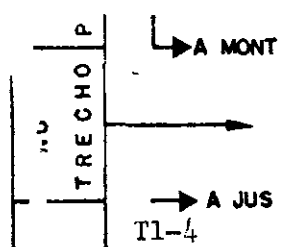
No ponte canal
com $n = 1,13$
 $J = 1,5 \text{ ‰}$
 $\Delta = JL = 3 \text{ cm}$



NO TRECHO P						-14	126	76,50	77,76
AO PONTO					0		140	76,57	77,97
NO TRECHO P						100	140	76,57	77,97
AO PONTO					81		121	76,77	77,98
NO TRECHO P						31	121	76,77	77,98
AO PONTO									
NO TRECHO P									
AO PONTO					11		101	77,03	78,04

		$n = 1,00$ $i = 90$ $s = 0,90$ $U = \frac{V}{S} = 16$		$NPJ = 78,04$ $\Delta = 5$ $\frac{1,5U^2}{2g} = 24$ $NPM = 78,33$	
--	--	--	--	--	--

No ponte canal
com $n = 1,00$
 $J = 1,2 \text{ ‰}$
 $\Delta = JL = 5 \text{ cm}$



NO TRECHO P						32	130	77,03	78,33
AO PONTO									
NO TRECHO P									
AO PONTO					32		130	77,04	78,34

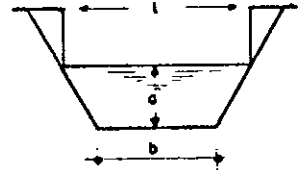
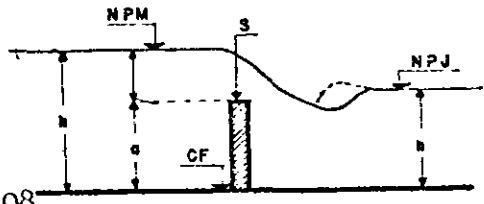
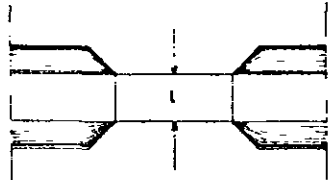
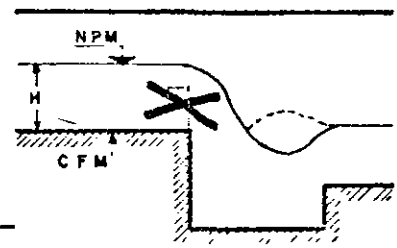
000105

CÁLCULOS HIDRÁULICOS DO CANAL PRINCIPAL: P₁

		V	b	I	nn	Z	Z _o	h	CF. J CF. M	N.P	OBSERVAÇÕES
AO PONTO	A JUS					32		130	77,04	78,34	
	A MONT							130	77,04	78,34	
NO TRECHO		1195	150	0,146	98				9		
AO PONTO	A JUS					23		121	77,13	78,34	
	A MONT						27	121	77,13	78,34	
NO TRECHO		1195	165	0,146	94				6		
AO PONTO	A JUS.					21		115	77,19	78,34	
	A MONT							115	77,19	78,34	
NO TRECHO		1195	165	0,146	94				13		
AO PONTO	A JUS					11		105	77,32	78,37	
	A MONT						-1	105	77,32	78,37	
NO TRECHO		1195	125	0,146	104						
	A JUS.					0		104	77,33	78,37	
OBRA											
Queda											
5											
		<p>V = 1195 q = 1 m³/sm S = 79,21</p> <p>l = 1,20 H = 0,72 M = 0,72</p> <p>NPM = 79,93</p>									
NO TRECHO P ₁	A MONT						18	112	78,81	79,93	
		1195	125	0,38	94						
	A JUS					9		103	78,91	79,94	
	M1										

000106

CÁLCULOS HIDRÁULICOS DO CANAL PRINCIPAL P ₁											
		V	b	I	h ₀	Z	Z ₀	h	CF _{gn} CF	J NP	OBSERVAÇÕES
AO PONTO	→ A JUS					9		1,03	78,91	79,94	
	M ₁										
NO TRECHO	→ A MONT						24	1,03	78,91	79,94	
	→	1195	160	0,238	84				17		
NO TRECHO	→ A JUS					10		0,94	79,08	80,02	
	→										
OBRA											
Vertedor a ser destruído		V = 1195	q = 800 L/s/m	CFM = 80,07							
		l = 150	H = 0,62	M = 62							
				NPM = 80,69							
NO TRECHO	→ A MONT						-25	0,62	80,07	80,69	
	→	1195	160	0,206	87				1		
NO TRECHO	→ A JUS					53		1,40	80,08	81,48	
	→										
OBRA											
Cruzeiro do sifão P ₂											
		V = 1195	q = 333 L/s/m	CF = 80,08							
		l = 360	H = 34	σ = 1,13							
				S = 81,27							
NO TRECHO	→ A MONT						57	1,47	80,08	81,55	
	→	1195	150	0,206	90				21		
AO PONTO	→ A JUS					38		1,28	80,29	81,57	
	Q ₃ (*)										
NO TRECHO	→ A MONT						10	0,86	80,71	81,57	
	→	1195	150	0,36	70						
NO TRECHO	→ A JUS										
	→										



(*)
Queda afo-
gada sem
influência
apreciável
sobre a li-
nha de água.

P₁

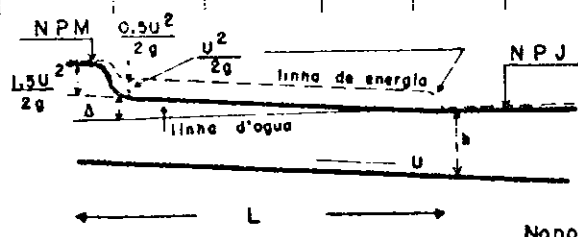
CÁLCULOS HIDRÁULICOS DO CANAL PRINCIPAL P₁

V	b	I	h ₀	Z	Z ₀	h	$\frac{CF}{CF_0}$	$\frac{J}{V}$	N.P.	QUOTA DE SOBRES
---	---	---	----------------	---	----------------	---	-------------------	---------------	------	-----------------

OBRA

Ponte Canal

P₁



h =	0,78	NPJ =	81,60
I =	1,00	Δ =	5
S =	0,78	$\frac{1,5U^2}{2g}$	18
$U = \frac{V}{S}$	0,12 m	NPM =	81,83

No ponte canal com h = 0,78

J = $\frac{2,1}{100}$ %

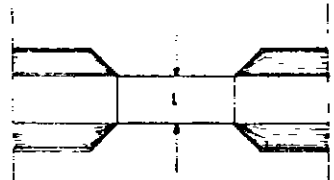
Δ = JL = 5



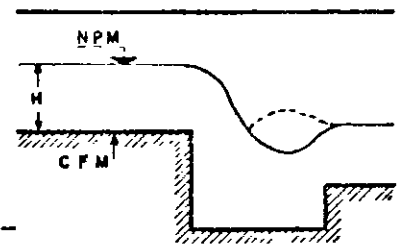
NO TRECHO P	→ A MONT					25	1,01	80,82	81,83
	→ A JUS	1195	150	0,36	76				4
	→ A JUS					21	0,97	80,86	81,83

OBRA

Q₀



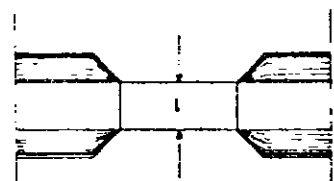
v =	1195	q =	800 L/s/m	CFM =	81,98
l =	150	H =	0,62	M =	62
		NPM =			82,60



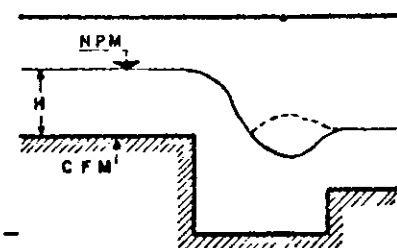
NO TRECHO P	→ A MONT					24	62	81,98	82,60
	→ A JUS	1195	150	0,234	86			21	
	→ A JUS					5	91	82,19	83,10

OBRA

Q₁



v =	1195	q =	800 L/s/m	CFM =	83,28
l =	150	H =	0,12	M =	62
		NPM =			83,90



NO TRECHO P	→ A MONT					-12	72	83,18	83,90
	→ A JUS	1195	150	0,252	84				
	ORIGEM DO CANAL					0	84	83,42	84,26

CANAL P 1000108

CA	PROFUNDIDADE	Nº	PROFUNDIDADE	PROFUNDIDADE	COMENTÁRIOS
T5.11	20	12	66,23	65,61	Descarga 3 (137)
T5.10	30	16	66,42	65,83	
T5.9	40	19	67,52	67,39	
T5.8	50	23	67,71	67,28	
T5.7	60	20	68,44	67,98	
T5.6	70	31	70,32	69,58	
T5.5	100	36	70,52	70,08 *	* Descarga 2 (3631/s)
T5.4	130	35	71,37	70,82	
T5.3	140	34	71,44	70,75	
T5.2	160	41	71,96	71,20	
T6.5	295	56	72,28	70,34	
T5.1	315	65	72,51	71,79	
T3.9	335	45	73,94	73,12	
TP3	590	71	76,47	76,36 *	* Descarga 1 (695 l/s)
T3.7	605	71	76,61	75,84	
T3.6	615	92	76,89	76,04	
T3.5	630	72	77,02	76,67	
T3.4	650	73	77,12	76,24	
T3.3	660	82	77,29	76,16	
T3.2	710	86	77,35	76,51	
T3.1	725	86	77,35	76,59	
T1.4	735	75	77,79	76,80	
T1.3	745	72	77,85	77,02	
T1.2	840	77	77,96	77,64	
T1.1	940	94	78,26	77,14	
TP2	1195	90	80,98 (1)	81,41	(1) Cota do vertedor = 81,21
					Nível d'água real em P2 = 81,50
					Por V = 940 l/s H = 0,29

3.2 - CÁLCULO DO CANAL P2

900109

CÁLCULOS HIDRÁULICOS DO CANAL PRINCIPAL P₂

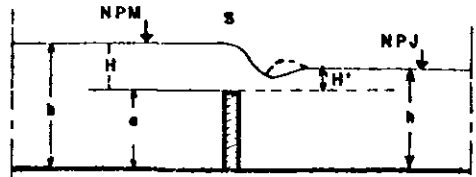
V	b	I	nn	Z	Z _o	n	CF. J CF. M	N P	OBSEVAÇÕES
---	---	---	----	---	----------------	---	----------------	-----	------------

→ A JUS

52 75,51 76,03

OBRA

Descarga de
Segurança e
T2-10



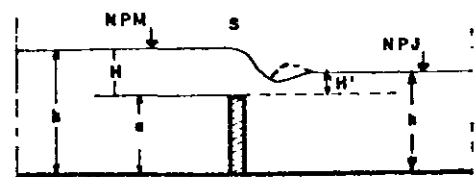
v = 255 q = 170
l = 150 s = 75,81

NPS = 76,03
-S = 75,81
H' = 22
H = 26
+S = 75,81
NPM =

NO TRECHO	NO TRECHO	PC	NO TRECHO	NO TRECHO	PC	NO TRECHO	NO TRECHO	PC	NO TRECHO	NO TRECHO	PC
		→ A MONT							4	56	75,51 76,07
	255	→	45	0,43	52					34	
		→ A JUS				0			52	75,85	76,37
		M5							-10	36	76,01 76,37
	255	→	45	0,63	46						
		→ A JUS				0			46	76,47	76,93

OBRA

T2-9



v = 255 q = 170 l/sm
l = 150 s = 76,77

NPS = 76,93
-S = 76,77
H' = 16
H = 23
+S = 76,77
NPM = 77,00

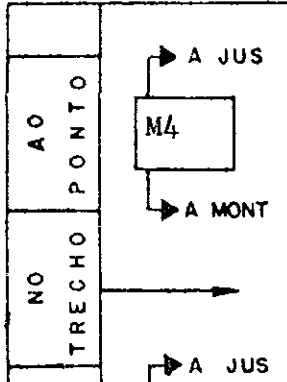
NO TRECHO	NO TRECHO	P	NO TRECHO	NO TRECHO	P	NO TRECHO	NO TRECHO	P	NO TRECHO	NO TRECHO	P
		→ A MONT							7	53	76,47 77,00
	255	→	45	0,63	46					8	
		→ A JUS				1			47	76,55	77,02
		T2-8							47	76,55	77,02
	255	→	45	0,63	46						
		→ A JUS				0			46	76,91	77,37

009110

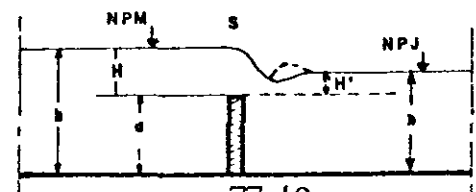
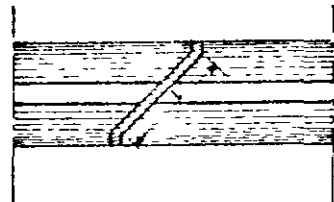
M4

CÁLCULOS HIDRÁULICOS DO CANAL PRINCIPAL. P₂

V	b	I	hn	Z	Z _o	h	CF. J dn CF. M	NP	OBSERVAÇÕES
				0		46	76,91	77,37	
					0	46	76,91	77,37	
255	45	0,610	46						
				0		46	77,03	77,49	

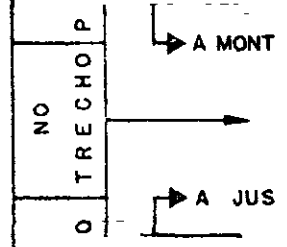


OBRA
T2-7



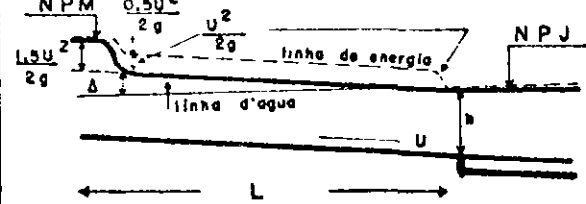
$V = 255$ $q = 170$
 $l = 150$ $s = 77,33$

$NPS = 77,49$
 $-S = 77,33$
 $H' = 16$
 $H = 23$
 $+S = 77,33$
 $NPM = 77,56$



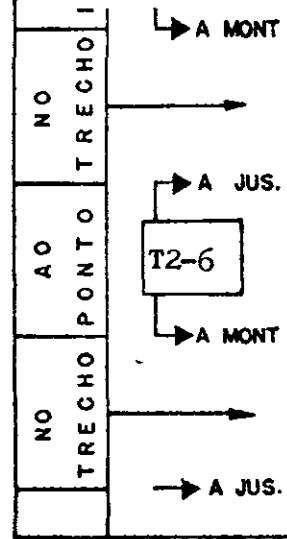
OBRA
Ponte Canal sobre o riacho Papucu

					7	53	77,03	77,56	
255	45	0,610	46				3		
				5		51	77,10	77,61	



$h = 0,36$ $NPJ = 77,61$
 $i = 1,00$ $\Delta = 4$
 $s = 0,36$ $\frac{1,5U^2}{2g} = 3$
 $U = \frac{V}{S} = 0,02 \text{ m}$ $NPM = 77,68$

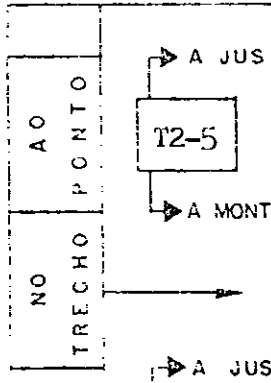
Noponte canal
com $h = 0,36$
 $J = 0,8 \text{ cm}$
 $\Delta = JL = 4 \text{ cm}$



					-3	43	77,25	77,68	
255	45	0,626	46				1		
				0		46	77,26	77,72	
					0	46	77,26	77,72	
255	45	0,626	46						
				0		46	77,43	77,89	

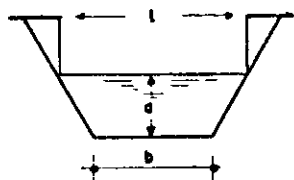
000111

CÁLCULOS HIDRÁULICOS DO CANAL PRINCIPAL P ₂									
V	b	I	h _n	Z	Z _o	h	CF _J CF _M	N P	OBSERVAÇÕES
				0		46	77,43	77,89	
					0	46	77,43	77,89	
255	45	0,626	46						
				0		46	77,50	77,96	



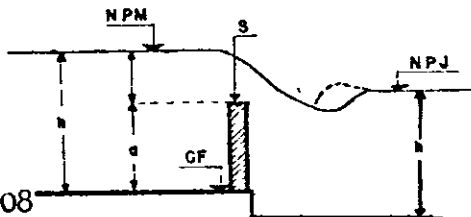
OBRA

M₃



$V = 255$ $q = 282 \text{ L/sm}$
 $l = 90$ $H = 30$

$CF = 78,08$
 $\sigma = 0,30$
 $S = 78,38$
 $NPM = S + H = 78,68$



						11	60	78,08	78,68
NO TRECHO		255	45	0,548	49			11	
AO PONTO T2-4					2		51	78,19	78,70
NO TRECHO		255	45	0,548	49			82	
AO PONTO T2-3					0		49	78,52	79,01
NO TRECHO		255	45	0,548	49				
AO PONTO T2-2					0		49	78,61	79,10
NO TRECHO		255	45	0,548	49				
AO PONTO					0		49	78,61	79,10
NO TRECHO		255	45	0,548	49				
AO PONTO					0		49	78,87	79,36

000112

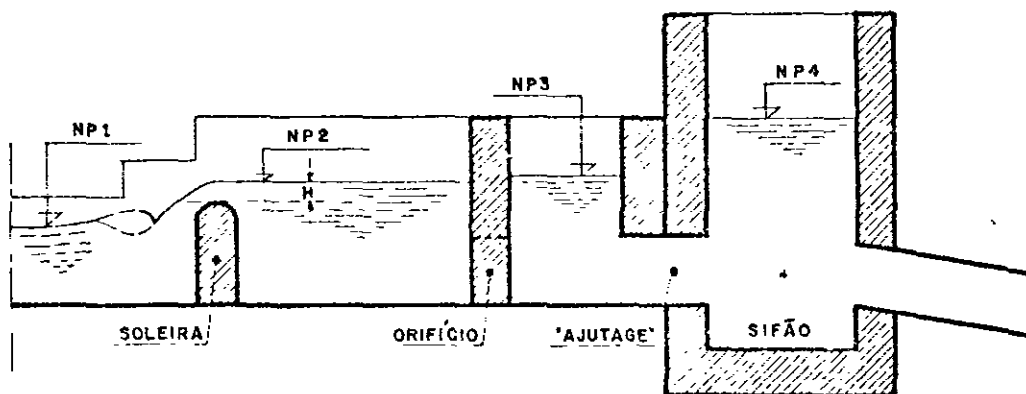
CÁLCULOS HIDRÁULICOS DO CANAL PRINCIPAL P₂

V	b	I	h _n	Z	Z _o	h	CF _{dn} / CF _M	J / M	N P	OBSERVAÇÕES
---	---	---	----------------	---	----------------	---	------------------------------------	-------	-----	-------------

AO PUNTO	NO TRECHO	AO PUNTO	NO TRECHO	AO PUNTO	NO TRECHO	AO PUNTO	NO TRECHO	AO PUNTO	NO TRECHO	AO PUNTO	NO TRECHO	AO PUNTO	NO TRECHO	AO PUNTO	NO TRECHO	AO PUNTO	NO TRECHO	AO PUNTO	NO TRECHO	
		T2-1																		
		M2																		
		M1																		
		TP ₂																		

Ver cálculo das tomadas TP₂ e do sifão P₂ em páginas seguintes:

CÁLCULO DA TONELA IP₂



Cálculo de NP₂

$$V_{\text{max.}} = 255 \text{ L/seg.}$$

$$l = 0,85$$

$$q = \frac{V}{l} = 300 \text{ L/seg.}$$

$$H = 0,32$$

$$S_1 = 79,60$$

$$\underline{NP_2 = 79,92}$$

$$\underline{NP_1 = 79,77}$$

$$NP_2 - NP_1 = 0,15 > 0,4H$$

A soleira funciona como vertedouro desafogado.

Cálculo de NP₃

Desprezam-se as perdas de carga no orifício (C).

$$\text{Donde : } NP_3 = NP_c = 79,92$$

Cálculo de NP₄

A ligação entre a chaminé do sifão e a bacia de dissipação é feita por um orifício de secção quadrada (0,50 x 0,50) e de comprimento L = 50.

Para calcular as perdas de carga no orifício, utilizaremos a fór

nula clássica :

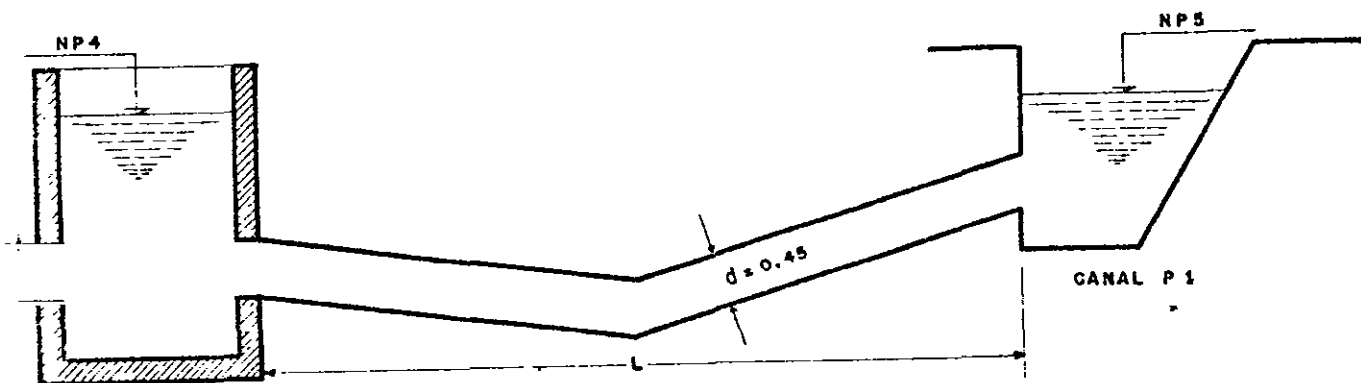
$$Q = \mu S 2gh$$

Pode-se tomar para μ , um valor igual a 0,76 (Lancastre, pág. 363).

Donde : $h = 9 \text{ cm}$

$$\text{e } NP_4 = NP_3 + H = 80,01$$

CÁLCULO DO SIFÃO P₂



Para $V = 255 \text{ L/seg.}$, $d = 0,45 \text{ m}$ e $L = 150 \text{ m}$, achamos :

$$V = 1,6 \text{ m/seg.}, \text{ donde } 1,5 \frac{V^2}{2g} = 0,20 \text{ m}$$

$$J = 8^{\circ}/_{00}, \text{ donde } JL = 1,20 \text{ m}$$

Ver, então :

$$NP_5 = 80,01 + 0,20 + 1,20$$

$$\underline{NP_5 = 81,41}$$

CANAL P2

ESTACION A	VAZÃO NOMINAL	10	15	20	25
T2.10	10	9	75,60	75,56 *	* Descarga Vertedor S = 75,81
T2.9	20	12	76,59	76,17(1)	h > 0,30 (1) Vertedor: S = 77,77 h > 0,30
T2.8	30	15	76,70	76,28	
T2.7	55	21	77,23	76,68 (2)	(2) Vertedor: S = 77,33 h > 0,30
T2.6	65	23	77,49	76,72	
T2.5	100	29	77,72	77,34	
T2.4	145	35	78,54 (3)	78,55	(3) --Na realidade a vazão de 100l/s sobre o vertedor M3 provoca um remanso de 9 cm em T2-4. O nível mínimo será : $78,19 + 0,29 + 0,09$ $= 78,57$
T2.3	160	37	78,89	78,17	
T2.2	185	40	79,01	78,34	
T2.1	255	47	79,34	78,90	

3.3 - CÁLCULO DO CANAL P3

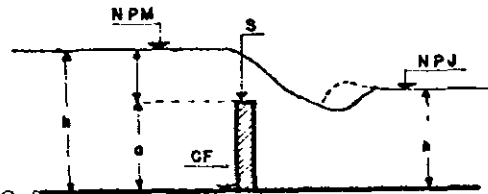
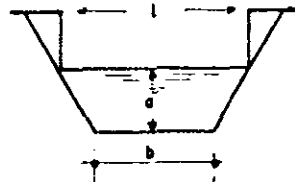
000117

CÁLCULOS HIDRÁULICOS DO CANAL PRINCIPAL P₃

V	b	I	an	Z	Z ₀	n	CF J _{CF M}	NP	C. SERVACOL.
							72,50		

OBRA

Descarga de T6-3 T6-4



$V = 159$ $q = 76 \text{ L/s/m}$ $CF = 72,50$
 $l = 210$ $H = 13$ $0 = 0,48$ $NPM = S = M = 73,11$
 $S = 72,98$

NO TRECHO	AO PONTO	DIR	V	b	I	an	Z	Z ₀	n	CF	NP	
		→ A JUS								72,50		
		→ A MONT					10	61		72,50	73,11	
NO TRECHO	AO PONTO	DIR	159	50	0,145	51				14		
	16-2	→ A JUS					1			52	72,64	
		→ A MONT								52	72,64	
NO TRECHO	AO PONTO	DIR	159	50	0,145	51						
	16-1	→ A JUS					0			51	72,77	
		→ A MONT					0			51	72,77	
NO TRECHO	AO PONTO	DIR	159	50	0,145	51						
	14-1	→ A JUS					0			51	72,94	
		→ A MONT					0			51	72,94	
NO TRECHO	AO PONTO	DIR	159	50	0,145	51						
		→ A JUS					0			51	72,95	
		→ A MONT										
		→ A JUS	PARTIDOR P ₃ - A ₁ P ₃									

000128

000119

CÁLCULOS HIDRÁULICOS DO CANAL PRINCIPAL P₃

V	b	I	nn	Z	Z ₀	h	CF _C ^{dn}	J _M	NP	OBSERVAÇÕES
---	---	---	----	---	----------------	---	-------------------------------	----------------	----	-------------

PARADA

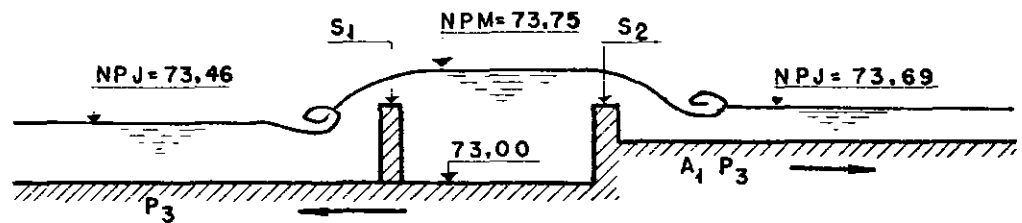
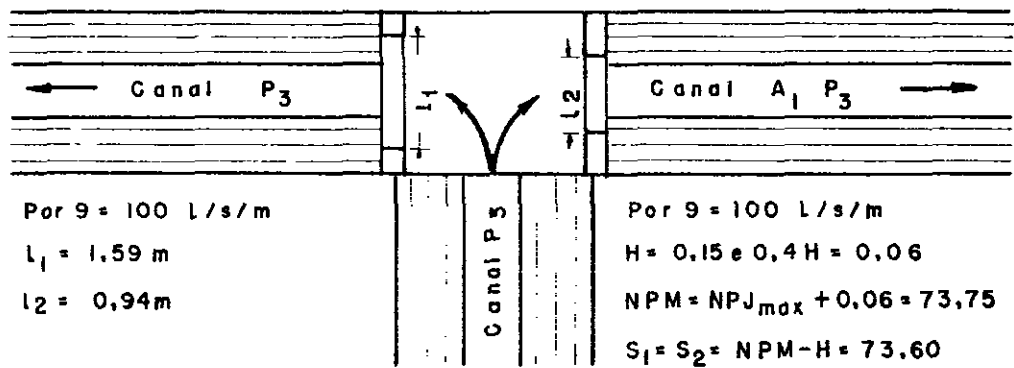
O nível piezométrico NPM deve ser calculado em função do nível NPJ máximo ou seja o nível do canal A₁ P₃.

O vertedor deve ser desafogado.

$$NPM - NPJ \geq 0,1L$$

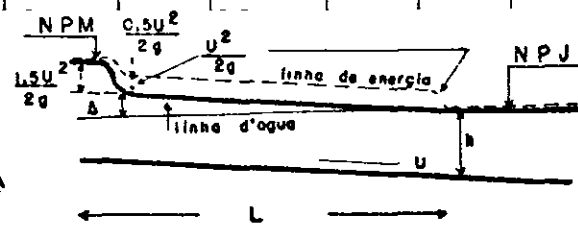
P₃-A₁-P₃

Os cálculos serão feitos com q = 100 l/s/m.



NO TRECHO	→ A MONT					2	51	73,24	73,75
	→ A JUS	255	65	0,22	53	0	53	73,33	73,86

OBRA
Ponte sobre o rio Jaibara



$h = 0,53$
 $z = 1,00$
 $s = 0,5$
 $U = \frac{V}{S} = 0,01 \text{ m}$
 $NPJ = 73,86$
 $\Delta = 0,017$
 $\frac{1,5U^2}{2g} = 0,015$
 $NPM = 73,89$

No ponte canal com h = 0,53

$J = 0,28 \text{ ‰}$
 $\Delta = JL = 17 \text{ cm}$



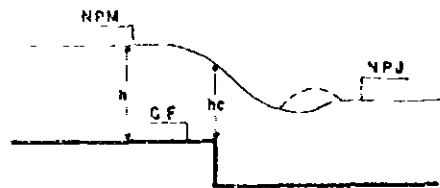
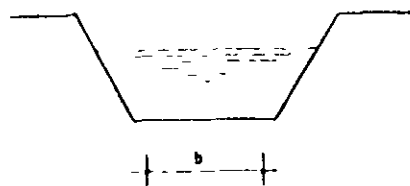
NO TRECHO P	→ A MONT						55	73,34	73,89
	→ A JUS								

000120

CÁLCULOS HIDRÁULICOS DO CANAL PRINCIPAL P₃

V	b	i	hr	Z	Z ₀	n	CF _{en} CF _M	J M	NP	OBSERVAÇÕES	
									73,34	73,89	

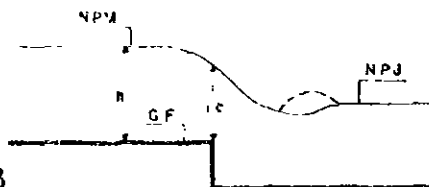
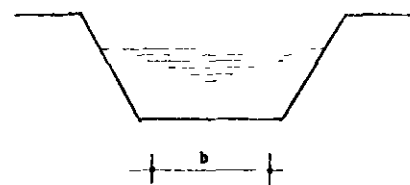
OBRA
Queda
Q₂



$v = 255$ $h_c = 0,22$ $CF = 74,30$
 $f = b = 0,65$ $h = 0,33$ $h = 0,33$
 $NP = 74,63$

NO TRECHO	PC	A MONT	A JUS	Z	n	CF	NP
				-20	0,30	74,30	74,63
				0	0,50	74,34	74,84

OBRA
Queda
Q₂



$v = 255$ $h_c = 0,22$ $CF = 75,33$
 $f = b = 0,65$ $h = 0,33$ $h = 0,33$
 $NP = 75,66$

NO TRECHO	PC	A MONT	A JUS	Z	n	CF	NP
				-14	0,33	75,33	75,66
				0	0,47	75,60	76,07

AO PONTO TP₃
 Crises do canal P₃

CANAL P3

000121

Nº DE TOMADA	VALOR NOMINAL	Pa	NIVEL PRECIPITACION A UNO METRO DE PROFUNDIDAD	NIVEL MEDIO PARA LA TOMADA	OBS
T6.4				72,13	* Descarga: S = 72,98
T6.3	60	32	72,82	72,95 *	
T6.2	85	37	73,01	72,08	
T6.1	130	47	73,24	72,98	
T4.1	140	48	73,39	71,58	
Partidor con A ₁ P ₃					
T3.8	255	50	74,82	73,38	

3.4 - CÁLCULO DO CANAL ALP3

000122

A1P3

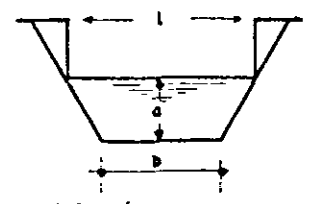
CÁLCULOS HIDRÁULICOS DO CANAL PRINCIPAL

V	b	i	hn	Z	Zo	h	CF _{DN}	J	CF _M	NP	OBSERVAÇÕES
							72,68				

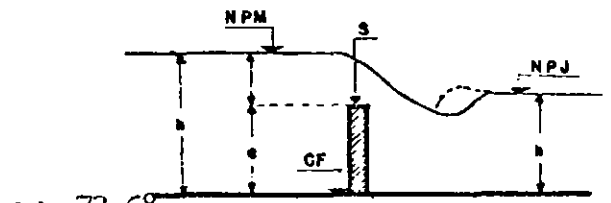
▷ A JUS

OBRA

Descarga de Segurança D₁



$v = 96 \text{ L/s}$ $q = 56 \text{ L/s/m}$
 $l = 1,73$ $h = 10 \text{ cm}$



$CF = 72,68$
 $\alpha = 0,47$
 $S = 73,15$
 $NPM = S + H = 73,25$

NO TRECHO	AO PONTO	NO TRECHO	AO PONTO	NO TRECHO	AO PONTO	NO TRECHO	AO PONTO	NO TRECHO	AO PONTO	NO TRECHO	AO PONTO	NO TRECHO	AO PONTO	NO TRECHO	AO PONTO
▷ A MONT		▷ A JUS		▷ A MONT		▷ A JUS		▷ A MONT		▷ A JUS		▷ A MONT		▷ A JUS	
	T4-6		M ₁		T4-4		T4-3								
96		96		96		96		96		96		96		96	
30		30		30		30		30		30		30		30	
0,073		0,073		0,073		0,073		0,177		0,177		0,177		0,177	
55		55		55		55		45		45		45		45	

000123

CÁLCULOS HIDRAÚLICOS DO CANAL PRINCIPAL A_1P_3											
	V	b	I	hn	Z	Zo	h	C _F ^J C _F ^{dn} M	N P	OBSERVAÇÕES	
AO PUNTO					0		45	72,93	73,38		
T4-3											
A JUS											
A MONT						0	45	72,93	73,38		
NO TRECHO	96	30	0,177	45							
AO PUNTO					0		45	73,17	73,62		
T4-2											
A JUS											
A MONT						0	45	73,17	73,62		
NO TRECHO	96	30	0,177	45							
AO PUNTO					0		45	73,24	73,69		
Origem do canal A_1P_3	Partidor $P_3 - A_1P_3$: (ver cálculos do canal P_3)										
A MONT											
A JUS											
A MONT											
A JUS											
A MONT											
A JUS											
A MONT											
A JUS											
A MONT											
A JUS											
A MONT											
A JUS											

CANAL A1 P3

NÚM. TORÇA	VAZÃO NOMINAL	Nº	NÍVEL ESCOPO TRACO MINIMO TRACO MAX	NÍVEL ESCOPO PARA ADQ	OBS
T4.6	40	37	73,06	73,11 *	* Descarga: S = 73,15
T4.5	50	42	73,14	72,23	
T4.4	60	37	73,21	72,15	
T4.3	75	40	73,33	73,09	
T4.2	85	42	73,59	72,24	

000125

3.5 - CÁLCULO DAS TOMADAS PRINCIPAIS

000120

CÁLCULOS HIDRÁULICOS DAS TOMADAS PRINCIPAIS

CANAL P₁

000127

TOMADA	V m/s	lv m	q l/s/m	h cm	S 1	NP JUSANTE MAX	NP PRECISO A. JUSANTE	NP MONTANTE	d cm	U m/s	Δ 1 cm	J ‰	LT m	Δ 2 cm	Δ cm	ALTIMETRIA PRINCIPAL
T1-1	100	1,20	836	13	76,96	77,04	76,29	77,09	40	0,80	5	1,30	5,03	0	5	77,14
T1-2	95	1,28	743	12	77,49	77,56	76,94	77,61	45	0,60	3	0,70	3,75	0	3	77,64
T1-3	10	0,18	55	10	76,90	76,96	76,49	77,00	15	0,55	2	2,30	3,83	0	2	77,02
T1-4	10	0,18	55	10	76,70	76,76	74,67	76,80	25	0,20	0	0,20	5,21	0	0	76,80
T3-1	15	0,27	55	10	76,46	76,52	74,94	76,56	17	0,65	3	0,25	4,35	0	3	76,59
T3-2	50	0,67	743	12	76,16	76,23	75,83	76,28	20	1,60	18	10,00	5,40	5	23	76,51
T3-3	10	0,18	55	10	76,05	76,11	75,59	76,15	22	0,30	1	0,50	5,45	0	1	76,16
T3-4	20	0,36	55	10	76,12	76,18	75,70	76,22	22	0,55	2	1,20	4,37	0	2	76,24
T3-5	15	0,27	55	10	76,57	76,63	75,31	76,67	30	0,22	0	0,18	4,48	0	0	76,67
T3-6	10	0,18	55	10	75,74	75,80	75,76	75,84	10	1,30	13	16,00	4,5	7	20	76,04
T3-7	15	0,27	55	10	75,73	75,79	75,10	75,83	25	0,30	1	0,45	4,92	0	1	75,84
T P ₃	255	1,50	170	22	76,00	76,10	76,07	76,22	50	1,40	15	2,7	3,30	1	16	76,36
T3-9	20	0,36	55	10	72,98	73,04	72,65	73,08	20	0,70	4	2,00	4,35	0	4	73,12
T5-1	20	0,36	55	10	71,66	71,72	71,00	71,76	20	0,65	3	2,00	2,90	0	3	71,79
T6-S	135	1,00	135	18	70,05	70,15	70,10	70,23	40	1,10	9	4,5	3,75	2	11	70,34
T5-2	20	0,36	55	10	71,06	71,12	70,95	71,16	18	0,70	4	2,50	2,93	0	4	71,20
T5-3	10	0,18	55	10	70,64	70,70	70,31	70,74	17	0,45	1	1,30	4,20	0	1	70,75
T5-4	30	0,24	123	17	70,54	70,64	70,32	70,71	18	1,10	9	6,00	3,03	2	11	70,82
T5-5	30	0,55	55	10	69,90	69,96	69,80	70,00	20	1,00	7	4,50	3,20	1	8	70,08
T5-6	10	0,18	55	10	69,30	69,36	69,10	69,40	10	1,30	13	16,00	3,20	5	18	69,58
T5-7	10	0,18	55	10	67,70	67,76	67,71	67,80	10	1,30	13	16,00	3,20	5	18	67,98
T5-8	10	0,18	55	10	67,15	67,21	66,41	67,25	15	0,60	3	2,50	1,95	0	3	67,28
T5-9	10	0,18	55	10	67,28	67,34	66,53	67,38	17	0,45	1	1,30	2,15	0	1	67,39
T5-10	10	0,18	55	10	65,72	65,78	65,74	65,82	18	0,45	1	1,30	1,95	0	1	65,83
T5-11	20	0,36	55	10	65,47	65,53	65,45	65,57	20	0,70	4	2,00	1,92	0	4	65,61

CÁLCULOS HIDRÁULICOS DAS TOMADAS PRINCIPAIS

990129

TOMADA	V l/s	lv m	q l/s/m	h cm	S 1	NP JUSANTE MAX	NP PRECISO AJUSANTE	NP MONTANTE	d cm	U m/s	Δt cm	J ‰	LT m	Δ2 cm	Δ cm	NP V A M NO P PRINCI PAL
						CANAL P ₃										
T3-8	30	0,55	55	10	73,20	73,26	72,42	73,30	20	1,00	7	4,50	4,50	1	8	73,38
T4-1	10	0,18	55	10	71,30	71,36	71,21	71,40	10	1,30	13	0,16	2,80	5	18	71,58
T6-1	45	0,35	129	18	72,72	72,83	72,75	72,90	25	0,95	7	3,00	4,60	1	8	72,98
T6-2	25	0,35	715	12	71,76	71,83	70,95	71,88	15	1,40	15	12,00	3,90	5	20	72,08
T6-3	35	0,64	55	10	72,80	72,86	72,84	72,90	25	0,70	4	2,00	1,50	1	5	72,95
T6-4	25	0,45	55	10	71,97	72,03	71,92	72,07	0,20	0,80	5	3,00	3,60	1	6	72,13
						CANAL A ₁ P ₃										
T4-2	10	0,18	55	10	71,96	72,02	71,80	72,06	0,10	1,30	13	16	2,80	5	18	72,24
T4-3	15	0,27	55	10	72,87	72,93	72,90	72,97	0,125	1,20	10	12	2,00	2	12	73,09
T4-4	10	0,18	55	10	71,87	71,93	71,86	71,97	0,10	1,30	13	16	2,80	5	18	72,15
T4-5	10	0,18	55	10	71,95	72,01	71,93	72,05	0,15	1,30	13	16	2,80	5	18	72,23
T4-6	40	0,78	55	10	72,96	73,02	73,02	73,06	0,25	0,8	5	25	2,00	0	5	73,11

C - CÁLCULO DE ESTABILIDADE DAS OBRAS

C - CÁLCULO DE ESTABILIDADE DAS OBRAS

Vamos indicar a metodologia seguida por nós para calcular as secções de concreto e de ferragem das obras de concreto armado.

Normas de cálculo

$$- n = \frac{E_f}{E_c} = 15$$

- barra de aço CA 24

$$\text{Tensão admissível: } \sigma_f = 1.400 \text{ kg/cm}^2$$

$$- \text{concreto tipo L: } \sigma_R = 225 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{compressão admissível } \sigma_c = 135 \text{ kg/cm}^2$$

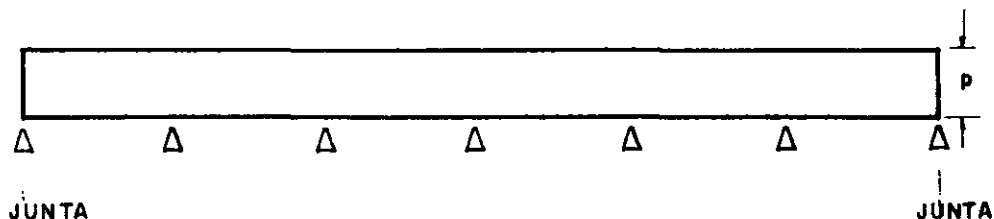
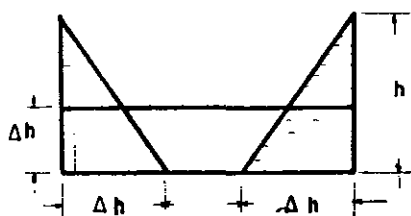
$$\text{Tensão admissível } \sigma_1 = 5,55 \text{ kg/cm}^2$$

1 - CÁLCULO DOS CANAIS SECUNDÁRIOS

No sentido transversal, as paredes laterais serão consideradas engastadas no embasamento, e no sentido longitudinal elas serão comparadas à vigas contínuas de 6 vãos iguais de 4 m.

a) Cálculo das cargas :

--- NO sentido transversal as cargas se devem ao empuxo da água:

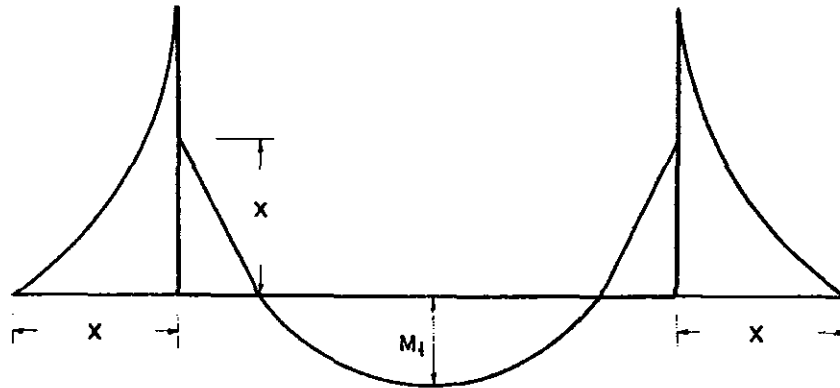


- No sentido longitudinal as cargas se devem ao peso da água e ao peso do próprio canal. Como a carga se distribui em 2 paredes laterais, o peso total será dividido por 2.

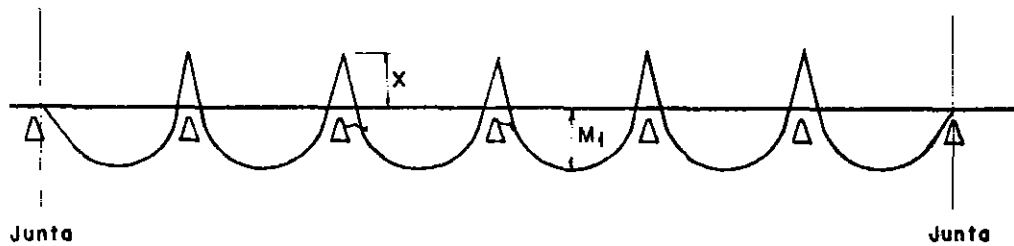
000131

b) Cálculo dos momentos :

$$\begin{aligned} \text{- No sentido transversal, } X &= - \frac{\Delta h^3}{6} \\ M_1 &= \frac{\Delta h l^2}{8} - \frac{\Delta h^3}{6} \end{aligned}$$



- No sentido longitudinal



$$X = 0,1058 pl^2 \quad M_1 = 0,777 pl^2$$

c) Determinação das armaduras :

- No sentido transversal.

Neste sentido, verificamos para cada tipo de canal que a tensão σ_1 no concreto é inferior à tensão admissível.

$$\sigma_1 = \frac{M}{\left(\frac{I}{V}\right)} < 5,5 \text{ kg / cm}^2$$

Por conseguinte, para resistir ao empuxo da água, nenhuma armadura é necessária. Entretanto, para evitar o risco de rutura sob o efeito de choques exteriores, previmos uma armadura na face externa do canal, cuja secção corresponde à percentagem mínima de armadura:

$$\frac{100 A'}{b h} \geq \varphi_4 \frac{\sigma_1}{\sigma_f} \left(\frac{ht}{h}\right)^2$$

com :
 $b = 100 \text{ cm}$
 $h = 8 \text{ cm}$
 $\phi_4 = 36$
 $\sigma_I = 5,5 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_f = 1400 \text{ kg/cm}^2$
 $ht = 8 \text{ cm}$
 $h = 6 \text{ cm}$

temos :
 $A' = 2 \text{ cm}^2$

Adotamos para A' 8 ϕ 1/4 por metro.

- No sentido longitudinal :

O cálculo das armaduras foi efetuado em função do momento máximo no apoio e colocamos armaduras simétricas (em cima e em baixo).

Verificamos que a tensão de cisalhamento devida ao esforço cortante é sempre inferior a $\frac{\sigma_b}{2}$, e que não é necessário prever estribos.

2 - CÁLCULOS DOS SIFÕES

2.1 - Cálculo das cargas

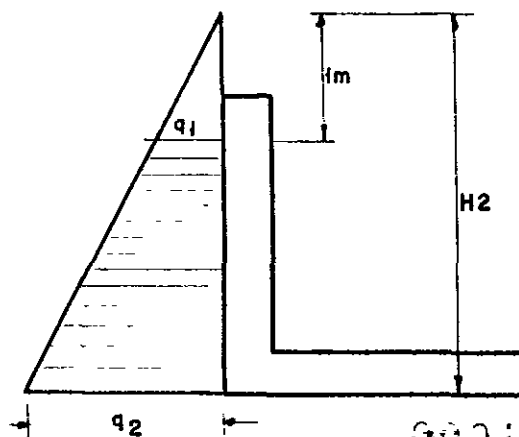
1ª hipótese - sifão vazio :

As paredes são submetidas ao empuxo das terras e levaremos em consideração uma sobrecarga equivalente a 1m de terra.

Temos :

$$q_1 = k \times H_1 = K$$

$$q_2 = K \cdot H_2$$



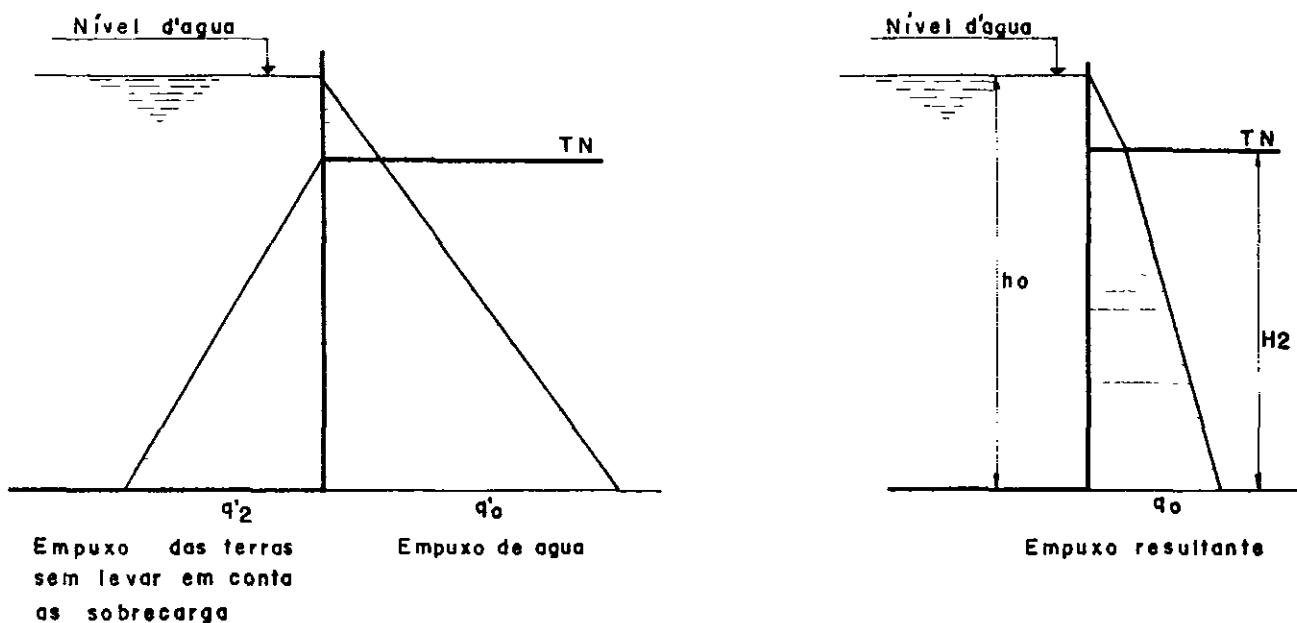
Tomando : $\ell = 25^{\circ}$ $S = \frac{2}{3} \ell = 16^{\circ} 30'$ e $\Delta = 1,7 \text{ T/m}^2$

Temos : $k = 0,66$

Donde : $q_1 = 0,66 \text{ T/m}^2$
 $q_2 = 0,66 \text{ H}^2 \text{ T/m}^2$

2ª hipótese - sifão cheio de água :

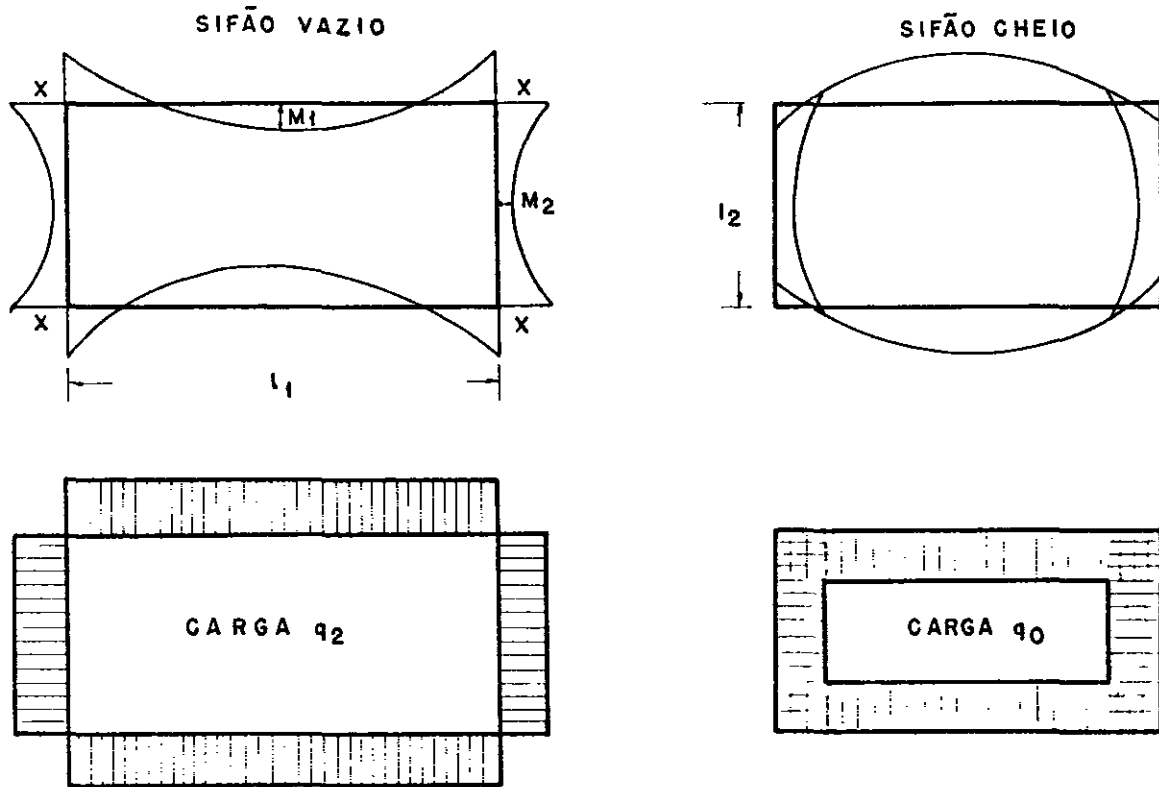
As paredes serão submetidas à resultante dos empuxos da água e das terras sem levar em conta a sobrecarga.



2.2 - Cálculo dos momentos

Calcular-se-á a chaminé considerando um quadro fechado de 1m de altura submetido aos empuxos máximos q_2 e q_0 definidos acima. De acordo com a importância da ferragem que se encontrar, operar-se-á uma redução das secções de ferro em função da altura. Mas, as secções que encontramos sendo pequenas, aplicamos a secção máxima em toda a altura.

Os diagramas das cargas e dos momentos nas duas hipóteses são as seguintes :



Os valores dos momentos são dados pelas fórmulas :

$$X = q \frac{l_1^3 + l_2^3}{12 (l_1 + l_2)}$$

$$M_1 = q \frac{l_1^2}{8} - X$$

$$M_2 = q \frac{l_2^2}{8} - X$$

c) Determinação das armaduras :

Determinamos as armaduras considerando secções retangulares de l_m de largura trabalhando na flexão simples sob o efeito dos momentos X , M_1 e M_2 , nas duas hipóteses: sifão cheio - sifão vazio.

3 - CÁLCULO DA LAJE DOS PONTILHÕES SOBRE CANAIS PRINCIPAIS (espessura:20 cm)

a) Cálculo das cargas :

- peso da laje $P = 4 \times L \times C \times 2.500 = 2.000 \times L$
- sobrecarga correspondente a um rolo compressor de 20T, de 2,50 m de largura, colocado no meio da laje, majorada de 20% (efeito dinâmico), ou seja, $S = 24 T$.

Se se raciocinar por metro de largura e se se admitir que a sobrecarga é distribuída por toda a largura da laje, temos :

$$p = 500 L \quad \text{Kgs (carga uniformemente distribuída)}$$

$$s = 6000 \text{ kg} \quad \text{(carga concentrada no meio)}$$

b) Cálculo dos momentos :

Consideramos que a laje se comporta como uma viga de 1 metro de largura, repousando sobre dois apoios simples :

- o momento M_1 , devido à carga uniformemente distribuída p , é igual a :

$$M_1 = \frac{p l^2}{8}$$

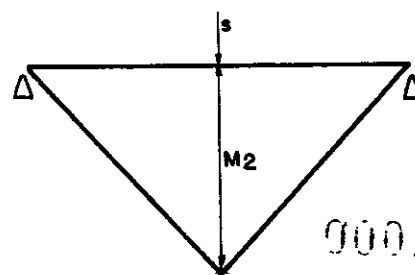
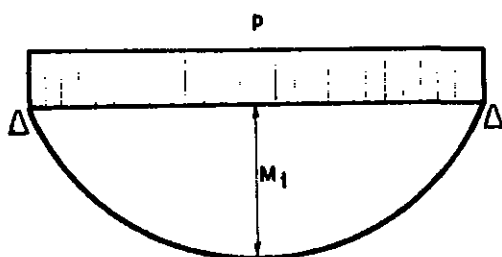
- o momento M_2 , devido à carga concentrada, s , é igual a :

$$M_2 = s \frac{L}{4}$$

- o momento resultante M será :

$$M = M_1 + M_2 = p \frac{L^2}{8} + s \frac{L}{4}$$

Os diagramas das cargas e dos momentos são os seguintes :



000256

c) Determinação das armaduras :

Determinamos as armaduras, considerando cortes de secção re-
tangular de 1m de largura trabalhando na flexão simples.

Verificamos que a tensão de cisalhamento devida ao efeito
cortante era inferior à tensão de tração admissível no concreto.