

MEDIDOR DE VAZÃO PARA RIOS COM GRANDE VARIAÇÃO DE  
DESCARGAS

rafael guedes valença

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DO CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA, COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS (M. Sc.)

Aprovada por:

COMISSÃO

NOME:

*Vaclav Elias*  
VACLAV ELIAS  
Presidente

NOME:

*Hugo Carvalho Guerra*  
HUGO CARVALLO GUERRA

NOME:

*Luiz Arnaldo Jalfim Leite*  
LUIZ ARNALDO JALFIM LEITE

CAMPINA GRANDE  
ESTADO DA PARAÍBA - BRASIL  
1975



V152m Valença, Rafael Guedes.  
Medidor de vazão para rios com grande variação de descargas / Rafael Guedes Valença. - Campina Grande, 1975. 92 f.

Dissertação (Mestrado em Ciências) - Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia, 1975. "Orientação : Prof. Vaclav Elias".  
Referências.

1. Rios - Medição de Vazão. 2. Rios - Variação de Descargas. 3. Curso d'Água. 4. Dissertação - Ciências. I. Elias, Vaclav. II. Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande (PB). III. Título

CDU 627.152(043)

## Í N D I C E

---

AGRADECIMENTOS .....	ii
SINOPSE .....	iv
SYNOPSIS .....	vi
INTRODUÇÃO .....	01
REVISÃO DA LITERATURA .....	05
MATERIAL E MÉTODOS .....	10
RESULTADOS .....	34
DISCUSSÃO .....	45
CONCLUSÕES .....	63
APÊNDICE .....	68
Tabela 1 .....	69
Tabela 2 .....	72
Tabela 3 .....	75
Tabela 4 .....	77
Tabela 5 .....	78
Tabela 6 .....	79
"Precisão dos Dispositivos de Medir Vazão de Fun- ção Exponencial".....	80
"Lei de Escala para a rugosidade de modelos redu- zidos".....	82
BIBLIOGRAFIA .....	87
SINONÍMIA .....	88

AGRADECIMENTOS

Esta Tese foi desenvolvida no Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba, graças ao empenho e dedicação das seguintes pessoas e entidades, cujos estímulos moral, financeiro ou técnico, possibilitaram a conclusão da mesma :

Orientador : Prof. Václav Eliás .

Técnicos em Construção Civil : ( ordem alfabética )

Adalberto Machado Moita  
Héber Carlos Ferreira  
Jose Fernando da Silva  
Jose Raimundo Filho  
Manoel Ventura Cavalcanti  
Salomão Anselmo Silva  
Salvaget Belo Filho  
Silvino Manoel da Costa

Técnicos em Hidráulica :

Antonio Cleides Duarte  
Francisco Ademário Pinto  
Gilvany de Oliveira  
Jose Peixoto dos Santos  
Luís Frazão do Nascimento  
Manoel Gilberto Barros



Nelson José Araújo Barbosa  
Raimundo Sérgio Santos Góis .

Técnicos em Mecânica :

Arão Pereira de Araújo  
Carlos Mentoni  
José da Guia de Sousa  
Vicente Evangelhista de Aquino

Funcionários da Secretaria do Centro de Ciências e Tecnologia da UFPE

Entidades : BNDE ( Banco Nacional do Desenvolvimento Econômico ) .  
HIDROSOLOS Geologia e Engenharia de Projetos LTDA - ( Rua Gonçalves Maia , 113 , Boa Vista , 50.000 Recife - PE ) .  
MEC-CAPES ( Ministério da Educação e Cultura - Coordenação do Aperfeiçoamento do Pessoal de Nível Superior ) - ( Av. L'2 - Sul-Quadra 604 - "Colégio dos Estados" - 70.000 Brasília -DF .

---

## SINOPSE

" MEDIDOR DE VAZÃO PARA RIOS COM GRANDE VARIAÇÃO DE  
DESCARGAS " .

Os rios e cursos d'água da região do Nordeste do Brasil ,apresentam características peculiares de serem em geral rasos e largos , com declividades suaves e um regime de larga oscilação de descargas entre os períodos de secas e de enchentes . A medição da vazão destes rios por meio de vertedores ou canais medidores conhecidos ,revela-se deficiente em virtude da faixa de valores que é englobada por estes dispositivos ser bastante restrita . Além de razões de ordem geométrica ,desaconselham-se o emprego de vertedores do tipo de barragem de água ,em rios de nossa região ,visto da impossibilidade de se criar uma carga hidráulica suficiente no canal de aproximação ,decorrente da pouca declividade citada .Por outro lado , ao adotarem-se medidores de descargas destinados só para as pequenas vazões do período de seca ,os mesmos serão afogados e deixarão de registrar os importantes valores das contribuições do curto período de enchente .O atendimento à precisão ,destrói qualquer possibilidade de se usarem grandes construções de medir fluxo , a fim de que previamente calibradas,possam prever as altas taxas de volume d'água escoado ,pois os valores tomados nestes ,durante as baixas águas ,apresentar -

se-iam evitados de erros intoleráveis .

" O Medidor de Vazão para Rios com Grande Variação de Descargas " , desenvolvido a seguir , se propõe a solver os inconvenientes descritos , com uma precisão teórica em torno de 2% . Apresenta as vantagens de englobar uma larga gama de valores de descargas , não provocar grande aumento do nível d'água a montante para funcionar , trabalhar sem grandes perdas de energia e facilidade de construção . Consiste basicamente no acoplamento de um Canal Medidor Venturi de Fundo Plano para as pequenas vazões e de um Medidor de Soleira Espessa em Forma de V ( Canal Medidor Neo-Zelandês ) , que se encarrega das altas taxas de descargas de cheia . Apresenta-se a equação empírica obtida pela Análise Dimensional e as respectivas curvas de calibragem compiladas com base nos dados de laboratório . Todas as aferições , funções , gráficos e conclusões , foram tomadas a partir dos testes com um modelo reduzido em escala 1/10 , do medidor arquitetado .

A aplicação específica deste tipo de Medidor de Vazão , para cada curso d'água em particular , deverá ser previamente estudada em modelo reduzido ou por calibragem in loco , conforme conveniência , mas a forma da equação empírica e das curvas de aferição será a mesma .

DEPARTAMENTO DE REFINAÇÃO

## SYNOPSIS

### " Flow Measuring Flume for Rivers of Large Variation of Discharges ."

The rivers or streams of Northeast Brazil have, in general, characteristics of small depth, large width, flat gradient (slope) and a wide variation of discharge values from drought to flood periods. Flow measurement of these rivers by usual weirs or measuring flumes is difficult because of the limited range of discharge values measured by them. Beyond geometric reasons, the use of weirs which partially obstruct the flow in the stream, is not convenient because they need a high rise in the water surface elevation upstream to operate, what is difficult to obtain in flat slope rivers. In other hand, the use of flow measuring structures for small discharge values of drought period will be submerged when in flood flow and important flow rates will not be measured. Because of the accuracy of measurement, it is not a fortunate solution to use big flow measurement structures; their low sensibility to the reduced discharges of drought periods would cause inadmissible errors.

The "Flow Measuring Flume for Rivers of Large Variation of Discharges", presented in this paper, proposes to solve these problems, measuring flow rates

with a theoretical accuracy of 2% . It presents the advantages of having sensibility to measure a wide range of discharge values ,does not need a high head upstream to operate ,it works with small energy losses and it is easy to construct . It consists of an union of a Rectangular Cutthroat Flow Measuring Flume with flat bottom to measure low flow rates and a broad-crested V-Shape Weir (New-Zealand Measuring Flume ) to operate with great discharge values in flood periods.The empirical equation of discharge and calibration curves of the proposed flow measuring flume were obtained from data collected by experimental work in laboratory and Dimensional Analysis . A 1/10 reduced scale model of the flume was used in the tests .

The specific application of this proposed measuring structure to a particular stream should be previously investigated by means of a reduced model or by "in situ" calibration ,but the shape of both empirical discharge equation and calibration curves will be the same .

---

---

INTRODUÇÃO

---

### A Medição Precisa das Vazões Pelo Método Direto :

#### Aspecto Teórico :

Um dos dados básicos para a Hidráulica e a Hidrologia ,e´a variação das descargas dos rios e cursos d'água ao longo do ano ou período de estudo .Estas medições assinalam tanto as contribuições dos cursos naturais dos leitos dos rios ,como também as das precipitações pluviométricas que se escoam para os vales e somam-se às águas existentes .Estas medições até então ,na região do Nordeste do Brasil são feitas pelo método indireto do molinete e cálculo posterior .Apresenta pois inconvenientes de perigo para os operadores que se lançam às águas do rio a medir e a desvantagem da pouca rentabilidade ,pois leva-se grande espaço de tempo para dada seção .

O Método Direto de medição de vazões por vertedores ou canais medidores fornece o registro contínuo de valores das descargas ,acusando variações mesmo pequenas em curtos espaços de tempo .Ainda mais , a comodidade do operador é notória pois este se coloca em um abrigo às margens do rio ,onde estão os instrumentos de registro . Fora outros fatores , a não existência de medidores de vazão nos cursos d'água do Nordeste do Brasil ,prende-se ao fato de que os tipos dos dispositivos para este fim englobarem faixa de valores muito pequenas e necessitarem de grande

carga hidráulica a montante para funcionar . A característica geral peculiar aos rios desta região de serem rasos e largos , com declividades suaves e apresentarem um regime de larga oscilação de valores de contribuições entre os períodos que correspondem às secas e às cheias ,veta a possibilidade do uso dos vertedores ,sem que antes sofram adaptações .

Características básicas a preencher pelos dispositivos medidores de vazão de aplicação específica aos rios do Nordeste do Brasil :

(Vide Fig.(1) da bacia do rio Paraíba , João Pessoa-PB ) . A primeira característica de um medidor de vazão de aplicação específica nesta região é o atendimento ao aspecto topográfico da quase totalidade dos rios. Ao observar-se a seção transversal de suas bacias vê-se que além de rasas e largas , mostram uma composição de uma pequena bacia no centro , onde passam as vazões de seca em largos períodos (geralmente 90% do ano ) e em continuação , margens espraiadas que se alagam quando do período de cheia .

A segunda característica em vista é ser suficientemente preciso em uma larga faixa de vazões a medir .

Deve atender ainda ao fato do medidor não provocar aumento do nível d'água a montante de modo tal que não provoque grandes perdas de energia e seja compatível com a pouca declividade dos rios .



Seja se possível um medidor de vazão do tipo aberto ou de garganta ,que tanto para as altas como baixas águas não acumule sedimentos e não ofereça perigo de barragem das águas de cheia ,que porventura atingirem a obra .

Por motivos óbvios sua construção devera\* ser simples e econômica .

Grande exemplo para fixação de objetivos são os dados de uma medição por meio de molinete numa dada seção do rio Mare em João Pessoa-PB :

Um período de águas baixas apresenta vazão mínima de 0,300 m<sup>3</sup>/s ,com o fluxo correndo numa bacia central de 4,00 m de largura e com uma profundidade de 0,75m ,no máxima ; velocidade média da ordem de 0,400 m/s .

Um períodos de cheia (geralmente 10% do ano ) as vazões podem subir a 14,00 m<sup>3</sup>/s ,com o fluxo atingindo suas margens espraiadas que ficam imersas , aumentando a largura para 20, m e a profundidade máxima para 1,80 m .

A declividade do leito e em torno de 0,001.

---

---

REVISÃO

DA

LITERATURA

---

## CAP. I

---

"Medidores de vazão que provocam uma certa obstrução parcial ao fluxo que está sendo medido " .

A Revisão da Literatura consistiu no estudo de praticamente todos os tipos de vertedores e canais medidores de vazão , existentes na literatura internacional .

Neste primeiro capítulo expõem-se uma lista dos tipos de medidores de vazão que necessitam da criação de certa carga hidráulica a montante , para funcionar . São também rotulados como da classe dos vertedores . Seguem-se em sua apresentação , obedecendo uma ordem crescente de capacidade de vazões a medir :

- 1.1-Orifícios Submersos Medidores .
- 1.2-Vertedor em Forma de V-120° , 90° , 1/2(90°) , 1/4(90°).
- 1.3-Vertedor Retangular de Parede Delgada .
- 1.4-Vertedor Trapezoidal de Parede Delgada .
- 1.5- vertedor Triangular de Parede Espessa .
- 1.6-Vertedor Retangular de Parede Espessa .
- 1.7-Vertedores de Soleira Espessa (com perfil Trapezoidal, Creager , etc. )

---

## CAP. II

" Medidores de Vazão que não oferecem praticamente nenhuma obstrução ao fluxo que está sendo medido. (Canais Medidores) . "

- 2.1-Canais Medidores HS , H e HL , citados e desenvolvidos nas publicações (U.S.Dep.of Agriculture)<sup>4</sup> e (Toebes)<sup>3</sup> .
- 2.2-Canal Medidor Parshall (Parshall Flume) desenvolvido em (Chow)<sup>5</sup> .
- 2.3-Canal Medidor Venturi de Fundo Plano (Cutthroat Flumes) cuja teoria completa e curvas de calibragem são apresentadas na publicação de Skogerboe<sup>7,10</sup> .
- 2.4-Canal Medidor Triangular de Soleira Muito Espessa - Canal Medidor de Radier Inclinação Lateralmente ( Canal Medidor Neo-Zelandês ) , citado por Toebes<sup>3</sup> .

---

CAP. III

---

" Medidores de Vazão de aplicação específica a certas regiões". (Medidores Menos Conhecidos)".

- 3.1-Medidor Retangular de Soleira Espessa do tipo Romijn .
- 3.2-Medidor em forma de V de soleira espessa do tipo Romijn.
- 3.3- Medidor a ressalto hidráulico\* .

\* Todas estas estruturas são citadas sumariamente na publicação de Toebes<sup>3</sup> .

3.4- Medidor de vazão utilizando boeiros .(Citado na publicação do U.S. Dep. of Agriculture <sup>4</sup> ).

3.5-Medidores de vazão utilizando estruturas existentes (pilares de pontes ,pequenas barragens ,etc. ) .(Contidas em U.S. Dep. of Agriculture <sup>4</sup> ) .

---

CAP. IV

---

" Acoplamento de medidores existentes " .

A fim de atender uma maior faixa de valores de descargas a medir ,sem sacrificar a precisão ,muitas vezes lança-se mão do processo de juntar dois tipos de vertedores ou canais medidores conhecidos \* .um dos componentes da junção se encarrega da medição de vazões ate um certo valor da lâmina d'água ,a partir da qual entra em funcionamento a outra estrutura .De uma maneira geral , a função medidora do acoplamento de dois medidores de vazão ,nunca sera a soma das funções de cada estrutura componente .O funcionamento das estruturas conhecidas ,quando associadas ,criara uma nova função medidora que deve ser previamente determinada .

\* Grandes exemplos da junção de vertedores são os acoplamentos de vertedores em V de vários ângulos e a junção de canais medidores H , com os vertedores em V (exemplos citados na bibliografia estudada ,por <sup>3</sup> Toebes .

O trabalho aqui exposto ,sendo do acoplamento de um canal medidor Venturi de fundo plano com o canal medidor Neo-Zelandês ,visa justamente delinear esta função medidora desconhecida , com base nos estudos em modelo reduzido da estrutura concebida .

---

---

M A T E R I A L  
E  
M É T O D O S

---

CAP. I

" A estrutura projetada " .

1.1-Introdução :

A análise dos vertedores e canais medidores apresentados na Revisão da Literatura ,pode ser assim resumida :

Os vertedores que barram parcialmente o fluxo que está sendo medido apresentam o inconveniente ,para as condições dos rios nordestinos do Brasil, de necessitarem certa carga hidráulica para funcionar , provocando obstrução no curso d'água a medir . Os tipos últimos da lista (Vide Cap. I da Revisão de Literatura ), apesar de medirem vazões altíssimas ,entretanto produzem grande erro quando a carga tende a baixar .Deste modo , não preenchem as condições mínimas para a pesquisa .

Os canais medidores estudados ,sendo menos conhecidos e empregados ,principalmente no Brasil ,apresentam entretanto grande viabilidade em atender aos objetivos procurados para os cursos d'água da região . O principal fator é o pouco aumento do nível d'água a montante ,quando da colocação destes medidores . O não acúmulo de detritos por nao haver quase nenhuma obstrução por parte do dispositivo a medidor ,é outro ponto a ser leva-



do em conta .Sendo assim , o canal medidor Venturi de fundo plano foi um dos escolhidos para a medição das vazões de seca na bacia central, menor que sempre se forma nos cursos d'água .Para as altas vazões , pesquisou-se um acoplamento deste medidor com o canal medidor de Radier Inclinado (Neozelandês ) .Estes dois tipos pesquisados serão desenvolvidos mais adiante no texto .

Os medidores de vazão de aplicação específica a certas regiões , sendo menos utilizados , pouco se conhece sobre suas funções medidoras e emprego .

#### 1.2-Descrição do medidor projetado :

Com base na literatura apresentada e partindo da análise das estruturas mais convenientes em atender os objetivos da medição de vazão nos rios característicos do Nordeste do Brasil , chegou-se à estrutura projetada : (Vide Fig. 2 no Apêndice ) .

No centro e na parte inferior do medidor proposto , destinado a medir com precisão vazões desde 0,300 m<sup>3</sup>/s até 2,214 m<sup>3</sup>/s , está localizado o medidor Venturi de fundo plano (existente em literatura , com todas suas curvas de calibragem delineadas , sob o nome de Cutthro at Flume ) .Esta primeira parte trabalhara até a lâmina d'água atingir 0,350m de profundidade , no protótipo, como se fosse isolada ; deste modo , a sua função medidora e curvas de aferição já se encontram completamente delineadas e o

seu cálculo apresentado adiante, far-se-a baseado na literatura existente ( Skogerboe <sup>7,10</sup> ). Ao atingir a citada profundidade, a água começará a alagar as margens laterais inclinadas da bacia composta, indo subir a lâmina até a parte superior do medidor composto, a qual se constitui um canal medidor de Radier Inclinado Lateralmente (ou canal medidor Neo-Zelandês). Dois tubos de medida de pressão servem para o Venturi inferior e também para detectar as cargas hidráulicas com precisão quando a água corre sobre o medidor de vazão projetado. Estes tubos de tomada de pressão ( ver Fig.2 ) parte de pontos previamente calculados a altura do fundo do Venturi inferior e se estendem até as margens do curso d'água a medir, onde se encontram os instrumentos de registro das profundidades (poços de amortização com linímetros). A vazão máxima do período de cheia, no caso em estudo, pode chegar a 14,00 m<sup>3</sup>/s, no protótipo. As dimensões do Venturi inferior e do canal medidor da parte superior, acoplados para formar o medidor de vazão pesquisado, são obtidas por cálculo, a seguir, quando da apresentação da teoria das estruturas componentes da junção.

### 1.3- Canal Medidor Venturi de Fundo Fixo:

(Vide Fig. 3 no Apêndice). A parte inferior da junção da estrutura projetada (Vide Fig.2 - Ap.) trabalhando, para as baixas vazões, completamente isolada, até a capacidade para a qual foi projetada, pode ser

ra a função medidora e curvas de aferição da teoria existente, na publicação de Skogerboe <sup>7,10</sup>.

1.3.1- Dedução da equação teórica do Venturi de fundo plano com base na teoria dos Momentos :

( Vide Fig.3-Apêndice ) . O canal medidor Venturi de fundo plano usado foi o de garganta suprimida (Cutthroat Flume ) , mas a dedução da fórmula teórica é efetuada , baseada num Venturi com garganta e a adaptação não oferece dificuldades . Pela Teoria dos Momentos vê-se na figura que a conservação da quantidade de movimento quando aplicada na fatia de fluxo isolada para estudo dára:

(equação aplicada numa fatia de fluxo isolada dentro da estrutura , nas seções indicadas na figura ) :

$$F_1 - F_2 - (F_{wx}) - F_f = Q_v \rho (B_2 V_2 - B_1 V_1) \quad (1)$$

Onde :  $F_1$  e  $F_2$  são as resultantes das forças de distribuição de pressões nas duas seções transversais ;  $(F_{wx})$  é a componente da força na direção do fluxo , atuando na fatia isolada para estudo , devido às paredes do medidor ;  $F_f$  é a força de atrito atuando nas faces da fatia de fluxo isolada ;  $Q_v$  é a descarga teórica ;  $\rho$  é a densidade da água ;  $B_1$  e  $B_2$  são os coeficientes de momento para as duas seções de fluxo ;  $V_1$  e  $V_2$

são as duas velocidades médias nas seções 1 e 2 .

Admitindo velocidade com distribuição uniforme e des -  
prezando a força de atrito , a eq. (1) fica :

$$F_1 - F_2 - (F_{wx}) = Q_v \rho (V_2 - V_1) \quad (2)$$

Admitindo uma distribuição hidrostática de pressão :

$$F_1 = \gamma b_1 y_1^2 / 2 \quad (3)$$

$$F_2 = \gamma b_2 y_2^2 / 2 \quad (4)$$

Onde  $\gamma$  é o peso específico da água ;  $b_1$  e  $b_2$  são as larguras do canal nas seções 1 e 2 ;  $y_1$  e  $y_2$  são as respectivas profundidades de fluxo nas duas seções . A força das paredes do medidor na fatia de fluxo isolada , atuando na direção do fluxo , ocorre na entrada convergente . Admitindo que a profundidade média na entrada convergente do Venturi seja  $y_1$  :

$$(F_{wx}) = \gamma (b_1 - b_2) y_1^2 / 2 \quad (5)$$

A equação dos momentos na direção do fluxo pode agora ser escrita como

$$\frac{\gamma b_1 y_1^2}{2} - \frac{\gamma b_2 y_2^2}{2} - \frac{\gamma y_1^2 (b_1 - b_2)}{2} = \frac{Q_v \gamma (V_2 - V_1)}{g} \quad (6)$$

Onde  $g$  é a aceleração da gravidade. Admitindo o regime de fluxo permanente, a equação da continuidade  $Q = AV$  pode ser aplicada

$$Q = b_1 y_1 V_1 = b_2 y_2 V_2 \quad (7)$$

Substituindo a equação da continuidade na eq. (6) e resolvendo em relação à descarga

$$Q_v = \frac{(g/2)^{1/2} b_2 (y_1 - y_2)^{3/2}}{\sqrt{\frac{(1 - b_2 y_2 / b_1 y_1) b_2}{b_2 y_2 (y_1 + y_2)}}} \quad (8)$$

Chamando a relação de estrangulamento  $b_2/b_1 = B$  e a relação  $y_2/y_1 = S$ , denominada submergência. O denominador da equação de descarga pode se tornar adimensional multiplicando-se o numerador e denominador por  $y_1 - y_2$ .

$$Q_v = \frac{(g/2)^{1/2} b_2 (y_1 - y_2)^{3/2}}{\sqrt{\frac{(1 - BS)(y_1 - y_2)^2 y_1^2}{y_2 (y_1 + y_2) y_1^2}}} \quad (9)$$

É finalmente :

$$Q_v = \frac{(g/2)^{1/2} b_2 (y_1 - y_2)^{3/2}}{\frac{(1 - BS)(1 - S)^2}{S(1 + S)}} \quad (10)$$

Para uma geometria particular do medidor,  $b_2$  e  $B$  são constantes e a descarga (eq. 10) é função de  $(y_1 - y_2)^{3/2}$  e  $S$ . Se a submergência vier a ser constante, a descarga será então função só de  $(y_1 - y_2)^{3/2}$ . Isto sugere que num gráfico  $\log$ -logarítmico de  $Q_v$  versus  $(y_1 - y_2)$  dará uma família de retas, cada reta representando um valor constante da submergência  $S$ . As linhas de submergência constante deverão ser paralelas e ter uma declividade (coef. angular) de  $3/2$ .\*

### 1.3.2-Dedução da equação empírica (real) do Venturi de fundo plano pela Análise Dimensional :

Com base na Análise Dimensional e da observação dos resultados práticos de ensaios de laboratórios com protótipos construídos, chegou-se à fórmula empírica do canal medidor venturi de fundo plano. Aplicando-se então a Análise a uma particular geometria de um medidor construído, tem-se :

As variáveis (parâmetros) independentes que atuam no fenômeno são  $V, g, h_a, h_m, h_b$

Logo a equação empírica procurada será da forma :

\* Na fórmula empírica, a compilação dos dados revelou um valor de 1,525 para o expoente da fórmula, valor um pouco diferente do teórico.

$$F(V, g, h_a, h_m, h_b) = 0 \quad (II)$$

Onde  $V$  é a velocidade de média na seção de estrangulamento do medidor (vide Fig.3 -Apêndice) ;  $g$  é a aceleração gravitacional ;  $h_a$  é a profundidade de fluxo tomada na entrada do medidor por um piezômetro montado num poço de tranquilização ;  $h_m$  é a profundidade mínima do fluxo no estrangulamento , medida com uma agulha linimétrica de curso variável ;  $h_b$  é a profundidade do fluxo na tomada de saída do medidor .

Da Análise da matriz dimensional dos parâmetros , concluímos :

	$V$	$g$	$h_a$	$h_m$	$h_b$	
$L$	1	1	1	1	1	
$M$	0	0	0	0	0	
$T$	-1	-2	0	0	0	

(12)

O posto da matriz sendo de ordem 2 (dois) e existindo cinco parâmetros independentes , pela Teoria da Análise Dimensional o fenômeno pode ser expresso por  $5-2 = = 3$  produtos sem dimensão que a prática e a observação designaram como os seguintes :

$$\Pi = F_{n_m} = \frac{V}{(gh_m)^{1/2}} = \frac{Q}{Wg^{1/2} h_m^{3/2}} \quad (13)$$

que nada mais é que o N° de Froude na seção de profun -

didade mínima do medidor e  $w$  é a largura da garganta do medidor (ver Fig. 3-Ap.) .

O produto sem dimensão seguinte chama-se a Submergência:

$$\Pi_2 = \frac{h_b}{h_o} \quad (4)$$

O terceiro produto sem dimensão é

$$\Pi_3 = \frac{(h_o - h_b)}{h_m} \quad (15)$$

Assim a equação empírica do fenômeno pode ser simbolizada como :

$$F \left( \frac{Q_v}{W_g^{1/2} \gamma_m^{3/2}}, \frac{h_b}{h_o}, \frac{(h_o - h_b)}{h_m} \right) = 0 \quad (16)$$

Da análise dos dados de laboratório e da sua compilação relacionando os produtos sem dimensão entre si, resume-se desta maneira a equação empírica encontrada para o Venturi de fundo plano :

a) Medidor funcionando a fluxo livre : Este estado de funcionamento do Venturi é caracterizado pelo fato do N° de Froude na seção de estrangulamento, onde a profundidade é mínima  $h_m$  ser maior que um ( $> 1$ ) denotando a existência de fluxo supercrítico e grandes velocidades. Neste caso, qualquer interferência no fluxo a jusante da seção de profundidade mínima, não acar-



retará nenhuma mudança no valor da profundidade a montante  $h_a$ . Entre estas duas profundidades no Venturi, a montante e na tomada de jusante, portanto ocorrerá uma profundidade crítica\*. A equação empírica para o fluxo livre dependerá portanto só da profundidade a montante  $h_a$  e pela análise dos dados revelou-se

$$Q = Ch_a^{1,56} \quad (17)$$

A reta que traduz esta função está traçada em gráfico Di-Log na Fig. 4 (Apêndice) para o vertedor de geometria particular\*, cujo modelo 1/10 foi testado no presente trabalho. O coeficiente angular da reta é 1,56, como se observa na figura citada, valor prático um pouco diferente do expoente teórico 3/2.

b) Medidor funcionando a fluxo submerso: É um estado de funcionamento do Venturi caracterizado por  $N_F$  de Froude menor que um na seção de profundidade mínima,  $h_m$  que o fluxo pode apresentar ao passar através

\* Na prática, verifica-se caracterizações de fluxo supercrítico no Venturi para  $N_F$  de Froude a partir de 0,80.

\*  $B$  (largura da garganta) = 1,534 m (5 pés), calculado como se vera a seguir para funcionar a fluxo submerso e de acordo com dados reais da máxima vazão a medir.

\* A Fig. 4 está na parte inferior da Fig. 35 (ver Ap.)

do medidor . A Análise Dimensional dos dados dos produtos sem dimensão fornecem uma série de curvas de calibragem para cada tipo de geometria dos Venturi ( cada largura de garganta  $W$  ) .A fluxo submerso ,portanto ,sendo todas as profundidades ao longo do medidor completamente subcríticas , a sua função medidora dependerá das profundidades das tomadas de pressão a montante e a jusante ,tendo ainda como parâmetro a fixar, a submergência  $S$  . A forma da equação para fluxo submerso ficará portanto :

$$Q = C(h_0 - h_b)^{3/2} \quad (18)$$

(vide Fig.4 ,mostrando as retas de aferição de coeficiente angular comum 1,56 - cada reta representa um valor constante da submergência  $S$  .)

### 1.3.3- Cálculo do Venturi :

O resumo da teoria dos canais medidores Venturi de fundo plano acima apresentada ,deve ser aplicada então a Venturis de várias geometrias e compiladas curvas de aferição .No caso em foco ,no presente trabalho o venturi usado ,desenvolvido na publicação de Skogerboe <sup>7,10</sup> , apresenta as características de Fig.5 (vide Apêndice) de entrada convergente  $1/3$  e saída  $1/6$  (declividades), com comprimento constante ,tendo como largura  $W$  da gar-

ganta como fator variável, dos tipos a escolher. Portanto, para cada largura  $W$  de garganta há uma curva de aferição para o Venturi funcionando a fluxo submerso e tabelas para o mesmo funcionando a fluxo livre. O curso d'água a medir, tomado para fins práticos no presente trabalho, apresentava uma oscilação de vazões entre 0,300 m<sup>3</sup>/s até 2,214 m<sup>3</sup>/s, consideradas vazões de seca pois o fluxo correspondente corre dentro da bacia menor central do canal de aproximação (vide Fig. 6 no Apêndice). De 2,214 m<sup>3</sup>/s até mais de 14,00 m<sup>3</sup>/s são as vazões de cheia, funcionando o medidor acoplado. Com o valor da vazão máxima a medir (2,214 m<sup>3</sup>/s) e a correspondente profundidade máxima de 0,75m (para o protótipo), estipulou-se um acréscimo de lâmina d'água a montante de 0,10 m ( $\Delta h_{MAX} = h_q - h_b = 0,10m$ ), daí calculou-se o valor da submergência para a vazão máxima a medir de  $Q_{V_{MAX}} = 2,214 \text{ m}^3/\text{s}$ . Entrando no gráfico compilado com estes dados de  $Q_{V_{MAX}}$  e  $\Delta h$ , a escolha recaiu no Venturi de largura de garganta  $W = 1,534m$  (5 pés), pois a vazão correspondente no gráfico das curvas de calibragem para os valores de  $Q_{V_{MAX}}$  e  $\Delta h_{MAX}$  era um pouco maior que a vazão máxima a medir. Escolheu-se pois o medidor Venturi de modo que ele trabalhasse a fluxo submerso (isto representa pouco aumento da lâmina d'água a mon-

tante , no caso se  $\Delta h = 0,10 \text{ m}$  ) . Se o medidor Venturi funcionasse a fluxo livre , o que acarreta maior elevação de carga a montante , as tabelas seriam usadas , entrando-se com a vazão máxima  $Q_{V_{MAX}}$  e a profundidade máxima  $h_{o_{MAX}}$  . As retas de aferição para o medidor de geometria escolhida para o presente trabalho , são apresentadas tanto para fluxo livre (se nas profundidades próximas da máxima estipulada o medidor assim funcionar ) como para fluxo submerso , como foi a maneira escolhida . O gráfico está no sistema métrico e a primeira parte da pesquisa consistiu em testar os valores obtidos com um modelo em escala 1/10 do Venturi projetado para as vazões de sêca (na Fig. 4-Apêndice estão assinalados os valores obtidos e os reais , de acordo com a função medidora , para estimar-se o erro de aferição do modelo construído, com relação ao protótipo\* ). Para maiores detalhes, tabelas para vários tamanhos e escolha do medidor Venturi de fundo plano apropriado a cada faixa de vazões , consulte-se o trabalho de Skogerboe (Cut throat Flumes ) .

\* Para certos valores , a discrepância entre a vazão dada pela função de calibragem e a vazão medida pelo modelo foi bastante grande , o que confirma , pela teoria , que quanto menor o modelo reduzido , maiores os erros entre os valores obtidos .

#### 1.4 - Canal Medidor de Radier inclinado (Neo-Zelandês) :

A parte superior do acoplamento do medidor pesquisado constitui o canal medidor em forma de V, de parede espessa (Vide Fig.2-Ap.). Como o funcionamento da junção dos dois medidores será uma incógnita, adiante desenvolve-se sua fórmula teórica e empírica, para as altas vazões. Apenas a espessura do medidor Neo-Zelandês de Radier inclinado foi fixada em 4,00 m no protótipo, para a lâmina superior do fluxo aderir à crista, pois esperava-se uma profundidade máxima de 1,80 m, logo a carga acima da soleira ficaria  $1,80 - h_v = \Delta H$  sendo  $h_v = 0,85\text{m}$  a altura do Venturi inferior, desde o leito até sua borda superior. Logo, se a espessura da crista for  $e$ , para que a lâmina venha a aderir à mesma e o fluxo sobre a mesma ficar paralelo, deve-se ter  $e > 3 \times \Delta H$ . No caso  $e = 4\text{m}$ . O ângulo das asas laterais inclinadas com a vertical foi tomado como  $83^\circ$ , para efeito de provocar certa obstrução no leito do canal de aproximação, sendo esta inclinação um pouco maior que a das margens espraiadas da bacia do rio, (cuja declividade lateral é em média 1/10 no modelo estilizado).

Resumindo a estrutura projetada : ( Vide Fig.2 -Ap.).

A parte inferior do acoplamento pesquisado constitui-se de um canal medidor venturi de fundo plano, o qual fun-

ciona para as baixas vazões de sêca que correm na bacia menor do canal de aproximação (0,300 m<sup>3</sup>/s a 2,214 m<sup>3</sup>/s )  
A sua função medidora ou curvas de calibragem são perfeitamente conhecidas para o caso particular em estudo no modelo reduzido ,o venturi utilizado de  $w = 1,534$  m ou 5 pés ; os trabalhos consistiram na confirmação dos valores reais e obtidos pelas curvas ,(Vide Fig.4) .  
Quando a lâmina d'água ultrapassar a altura do Venturi, este começará a funcionar afogado e o medidor de Nadier Inclinado (Neo-Zelandês ) ,começará a ser atingido pelas águas altas ,e o conjunto Venturi-Neo-Zelandês formara um único medidor de vazão ,cuja função desconhecida foi a razão principal da pesquisa . estas altas vazões chegam ,no protótipo tomado para exemplo prático , à casa dos 14,00 m<sup>3</sup>/s.

---

## CAP. II

## " O Canal de Aproximação "

2.1-Descrição :

O curso d'água a medir pelo medidor projetado, foi, para exemplificar praticamente e sugerir uma aplicação imediata, o Rio Marés em João Pessoa -PB, cuja medição por molinete em uma de suas seções, acusou os seguintes dados tomados como diretriz de partida para a confecção do canal de aproximação :

$y = 0,36$  m , profundidade máxima na seção de medida.

$T = 3,70$  m , largura da área molhada da seção

$Q = 0,521$  m<sup>3</sup>/s , vazão encontrada pelo método do molinete (calculada) .

$A = 1,332$  m<sup>2</sup>, área molhada da seção calculada .

$V_m = 0,384$  m/s , velocidade média calculada pelo método do molinete , de toda a seção .

Estes dados reais foram então ajustados por cálculo teórico de modo a fornecer uma bacia genérica estilizada, que representasse as características médias dos rios e cursos d'água da região nordestina do Brasil, cujas vazões o medidor projetado pretende medir :

(Vide Fig. 6 -Ap. , onde mostra as dimensões da seção genérica da bacia estilizada - estas dimensões já estão

revertidas pela lei de escalas ,para o modelo 1/10 construído no laboratório ) .

Assim ,fixando dados semelhantes aos reais ,de partida para o cálculo teórico ,tem-se :

$Q = 0,445 \text{ m}^3/\text{s}$  , vazão na bacia menor ,central, arbitrada .

$V_m = 0,578 \text{ m/s}$  , velocidade média na seção .

$y = 0,350 \text{ m}$  , profundidade máxima no centro da seção .

Aplicando a equação da continuidade nesta seção :

$$0,445 \text{ m}^3/\text{s} = A \times 0,578 \text{ m/s} \quad (19)$$

sendo  $A$  a área molhada correspondente ,vem , resolvendo a equação (19) :

$$A = 0,77 \text{ m}^2 \quad (20)$$

Supondo a bacia menor central como de forma parabólica :

$$A = \frac{2}{3} T.y \quad (21)$$

Substituindo os valores de  $A$  e de  $y$  , tem-se o valor de  $T$  , a largura da área molhada :

\* Na verdade ,estes valores ditos arbitrados ,foram obtidos depois de vários cálculos de ajuste ,visando assemelharem-se aos dados reais do rio .



$$T = 3,28 \text{ m} \quad (22)$$

A função da parábola da bacia central pode ser delineada:

$$y = ax^2$$

$$\therefore a = y/x^2 = 0,35 / (3,28/2)^2 = 0,131 \quad (23)$$

A função para se construir a parábola, ou seja a bacia central estilizada será:

$$y = 0,131x^2 \quad (24)$$

sendo  $y$  e  $x$  os parâmetros cartesianos.

O perímetro molhado foi então calculado pela fórmula para seção parabólica :

$$P = \frac{T}{2} \left[ \sqrt{1+x^2} + \frac{1}{x} \ln(x + \sqrt{1+x^2}) \right] \quad (25)$$

Substituindo-se os valores de  $T = 3,28 \text{ m}$  e  $x = 3,28/2$ , na fórmula (25), tem-se :  $P = 4,420 \text{ m}$ .

Dai vem o cálculo do raio hidráulico para a seção genérica que se está compondo :

$$R = A/P$$

$$R = 0,77 / 4,420 \text{ (m}^2/\text{m)} = 0,174 \text{ m} \quad (26)$$

Substituindo-se os valores da área molhada e perímetro molhado, tem-se :

$$R = 0,174 \text{ m} \quad (27)$$

Por outro lado , a velocidade média na seção é dada pela fórmula de Manning-Strickler :

$$V_m = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \quad (28)$$

sendo  $V_m$  a velocidade média na seção ;  $n$  sendo o  $n$  de Manning (dependente da rugosidade da bacia) ;  $R$  é o raio hidráulico ;  $I$  é a declividade longitudinal do curso d'água .

Substituindo pois na equação (28) os valores de  $V_m$  ,  $R$  e o valor do  $n$  de Manning sendo escolhido como um valor médio encontrado em cursos naturais da região , por tabelas ( Chow ; pag. 112 ) , tem-se finalmente o valor da declividade longitudinal , parâmetro que faltava para caracterizar a seção :

$$I = 0,0024 \text{ m/m} \quad (29)$$

Prosseguindo na repetição do mesmo processo de cálculo , arbitrando valores crescentes da profundidade até o limite da bacia menor fixada (0,75 m) , tem-se os valores :

Para  $y = 0,50 \text{ m}$  ,  $T = 3,92 \text{ m}$  ,  $A = 1,31 \text{ m}^2$  ,  $P = 5,74 \text{ m}$  ,  $R = 0,228 \text{ m}$  ,  $V_m = 0,706 \text{ m/s}$  ,  $Q = 0,925 \text{ m}^3/\text{s}$  .

Para  $y = 0,75 \text{ m}$  (limite da bacia menor) ,  $T = 4,80 \text{ m}$  ,

$A = 2,40 \text{ m}^2$  ,  $P = 7,88 \text{ m}$  ,  $R = 0,305 \text{ m}$  ,  $V_m = 0,882 \text{ m/s}$  ,  $Q = 2,12 \text{ m}^3/\text{s}$  .

Deste ponto em diante (depois de atingida a borda da bacia menor do centro ) a seção toma a forma de margens espraia-  
das , com certa declividade lateral ( ver Fig.6-Ap. ) .O cál-  
culo dos parâmetros teóricos da seção , a partir deste pon-  
to seguiu-se um pouco alterado, visto a mesma ser compos-  
ta . Tem-se , na ordem crescente das profundidades , alguns  
valores dos parâmetros , para a seção composta :

Para  $y = 1,00 \text{ m}$  ,  $T = 9,35 \text{ m}$  ,  $A$  (bacia central) =  
 $3,60 \text{ m}^2$  ,  $A$  (lateral) =  $0,287 \text{ m}^2$  ,  $P$  (bacia central) =  
 $7,88 \text{ m}$  ,  $P$  (lateral) =  $2,35 \text{ m}$  ,  $R$  (bacia central) =  $0,458 \text{ m}$  ,  
 $R$  (lateral) =  $0,122 \text{ m}$  ,  $V_m$  (média, bacia central) =  
 $1,120 \text{ m/s}$  ,  $V_m$  (média, lateral) =  $0,264 \text{ m/s}$  ,  $Q$  (tre-  
cho central da bacia composta) =  $4,030 \text{ m}^3/\text{s}$  ,  $Q$  (tre-  
cho lateral da bacia composta) =  $0,075 \text{ m}^3/\text{s}$  ,  $Q$  (total  
na seção) =  $4,106 \text{ m}^3/\text{s}$  .

Para  $y = 1,60 \text{ m}$  os parâmetros principais são :

$Q$  (trecho central) =  $10,550 \text{ m}^3/\text{s}$  ,  $Q$  (trecho la-  
teral da seção) =  $2,160 \text{ m}^3/\text{s}$  ,  $Q$  (total em toda se-  
ção composta) =  $14,970 \text{ m}^3/\text{s}$  .

#### 2.2-O Modelo reduzido em escala (1/10) do canal de aproxima- ção :

Conhecido o cálculo teórico dos parâmetros do canal de a-

proximação , que foi calculado de molde a representar genericamente as condições dos cursos d'água da região , partiu-se para a confecção de um modelo reduzido em escala 1/10 no laboratório de hidráulica , para posteriormente , conhecidas as curvas de aferição do dito canal de aproximação , avaliar-se o efeito da colocação do modelo reduzido do medidor de vazão projetado . Com os dados do protótipo , mostrados anteriormente , baseado na teoria da semelhança dos modelos , efetuou-se a transposição dos valores para a escala 1/10 escolhida :

Sendo o escoamento no canal de aproximação do tipo turbulento e subcrítico , estão em evidência as forças gravitacionais , desprezando-se as forças de viscosidades . Assim , pela citada teoria , aplicou-se a semelhança de Froude , fazendo-se os números de Froude no protótipo e no modelo iguais :

$$F_{R_m} = F_{R_p} \quad (30)$$

Em virtude da relação (30) , as declividades longitudinais do modelo e protótipo também deverão ser iguais

$$I_m = I_p \quad (31)$$

As medidas lineares de comprimento , profundidade , largura , etc , estarão na relação :

$$\frac{L_m}{L_p} = \frac{1}{\lambda} \quad (32)$$

sendo o denominador da escala ,ou seja ,no caso ,  
10 .

As áreas obedecerão à relação :

$$\frac{A_m}{A_p} = \frac{1}{\lambda^2} \quad (33)$$

As velocidades :

$$\frac{V_m}{V_p} = \frac{1}{\lambda^{1/2}} \quad (34)$$

As vazões :

$$\frac{Q_m}{Q_p} = \frac{1}{\lambda^{5/2}} \quad (35)$$

As rugosidades da bacia (  $n$  de Manning )<sup>\*</sup> :

$$\frac{n_m}{n_p} = \frac{1}{\lambda^{1/6}} \quad (36)$$

Com os fatores de relação dos parâmetros hidráulicos calculados ,fez-se a transposição dos valores teóricos do protótipo para o modelo 1/10 e traçou-se em gráfico (vide Fig. 7 -Apêndice). As vazões estão em l/s e as profun

\* A lei de escala para a transposição dos valores do  $n$  de Manning do protótipo para o modelo ,por ser assunto obscuro em vários livros ,foi apresentada adiante no Apêndice , pag. 82 ,bem como a maneira de calcular o  $n$  partindo de rugosidades artificiais , pelo diâmetro médio das mesmas .

didades em cm . No mesmo gráfico estão ,para comparação, valores da vazão e correspondentes profundidades do canal liso ,isto é ,o modelo do canal em construção ,ainda sem aplicação da rugosidade artificial (pedras britadas coladas com argamassa de cimento ) ,(vide fig.9 - Apêndice, o modelo do canal ainda liso ) . Construído pois o modelo reduzido 1/10 do canal de aproximação ,iniciou-se a sua aferição em várias seções ,traçando-se gráficos de vazão versus profundidade ,para avaliar o comportamento da lâmina d'água antes e depois de colocado o medidor ( curva de remanso formada ) . As primeiras aferições do modelo reduzido do canal foram feitas ,portanto , antes de colocar-se o medidor de vazão projetado .

---

---

R E S U L T A D O S

---

## CAP. 1

"Aferição do modelo reduzido do canal de aproximação , antes de colocado o medidor de vazão . "

1.1 - Resultados obtidos :

(Vide Fig. 8 - Apêndice , onde está a planta das instalações do modelo reduzido no laboratório de hidráulica) Construído o canal de aproximação com o esquema da Fig. 8 , inicialmente não se colocou o modelo reduzido do medidor pesquisado . A aferição foi feita no canal livre , para compor curvas antes e depois do medidor colocado e avaliar o efeito . Na Fig.7 (ver Apêndice ) , estão as curvas vazão versus profundidade para o modelo do canal com valores teóricos e obtidos in loco ( sendo uma curva do canal liso e a outra já o canal com rugosidade artificial ) . Estes dados foram obtidos na seção  $L = 5,4$  ( seção transversal a 5,40m do início do canal ) ; esta seção está situada imediatamente a montante do ponto onde se colocará o medidor .

Fig.9 - (ver Apêndice) : mostra uma curva de área molhada da seção genérica do canal de aproximação versus profundidade da lâmina d'água . (Valores úteis para deduzir parâmetros como o N<sup>o</sup> de Froude ) .



Fig.10 - (ver Apend.) : esta a curva de aferição real , com dados tomados in loco na seção  $L = 5,40$  m , onde se colocara o medidor ; mostra a vazão (l/s) versus profundidade (cm) , para o modelo .

Note-se assinalado nesta curva que para  $Q = 7$  (l/s) e  $h = 7,5$  cm , esta o ponto de transição da bacia menor do meio (onde ocorrem as vazões de sêca ) para a bacia composta de margens espraiadas . Isto corresponde no protótipo a  $2,214$  m<sup>3</sup>/s e  $0,75$  m , respectivamente .

Figuras 11 a 16 - (no Apêndice uma só curva representativa ) : são as curvas vazão versus profundidade da aferição do modelo do canal de aproximação , nas seções transversais  $L = 2,00$  m ;  $3,00$  m ;  $4,00$  m ;  $5,00$  m ;  $6,00$  m e  $7,00$  m , respectivamente .

Fig.17 - (ver Apend.) : mostra um perfil longitudinal do modelo reduzido do canal de aproximação , construído a partir dos gráficos anteriores para dadas vazões ( de  $1,00$  a  $50,00$  l/s ) e suas correspondentes profundidades , para as várias seções . No mesmo gráfico , mostram-se os acréscimos nas profundidades depois de se colocar o medidor ( curva de remanso ) , assunto tratado mais adiante .

## 1.2-Conclusões :

Da análise dos resultados da aferição do canal de aproximação (modelo 1/10) , através dos gráficos de dados in lo-

co, chegou-se aos seguintes resultados :

O referido canal representa perfeitamente um regime de escoamento uniforme (dentro das possibilidades práticas), permanente, para as dadas vazões estabilizadas e medidas. O regime representado pelo modelo é puramente fluvial (subcrítico) com os números de Froude calculados em alguns pontos (ver Fig.7) para os dados in loco, variando de 0,40 a 0,4325 (note-se que a semelhança de Froude assegura ser o nº de Froude igual tanto no modelo como no protótipo. Estando o modelo reduzido pronto, representando as condições de um protótipo, generalizando portanto, as condições das características médias dos rios do Nordeste do Brasil, iniciou-se a colocação do modelo reduzido do medidor de vazão calculado para as condições a medir, conforme mostrado anteriormente em Material e Métodos -Cap.1 (1.3 e 1.4) .

---

## CAP. II

---

"Aferição do Modelo Reduzido do Medidor de Vazão já montado no canal de aproximação ."

### 2.1-Resultados obtidos :

Montado o modelo reduzido do medidor pesquisado no canal de aproximação aferido na seção  $L = 5,40$  do circuito hidráulico mostrado na planta da Fig. 6 (Apêndice), partiu-se para a aferição do mesmo, fase última da pesquisa .

O medidor projetado para o caso ,de dimensões fixadas para o caso particular do canal de aproximação ,esta'esquemático na Fig. 2 (Apêndice ) . A Fig. 18 mostra a situação de montagem em relação à seção transversal do canal , com dimensões já transformadas para o protótipo . Na Fig. 18 assinalam-se ainda os dois parâmetros fixados ,para cada caso do medidor estudado : a entrada convergente de largura  $L_c = 2,134$  m e o ângulo das asas laterais  $\theta = 83^\circ$  com a vertical . Estes valores foram fixados para o caso particular em estudo ,levando-se em conta o cálculo do Venturi inferior (trabalho de Skogerboe<sup>7,10</sup>) e do Medidor de Radier inclinado ,parte superior do acoplamento . Na Fig. 19 está o Venturi (ver Apêndice) da parte inferior do acoplamento ,com as dimensões calculadas para o caso ,em detalhe . A aferição do modelo reduzido do medidor de vazão ,consistiu no registro de variação dos seguintes parâmetros :

- $Q_T$  - Vazão do canal de aproximação e que passa pelo modelo reduzido do medidor de vazão . É medida no modelo por um vertedor em forma de V -90° colocado no início do circuito hidráulico . (ver Fig. 8 -Ap)
- H - É uma profundidade hidráulica medida a montante da seção de entrada do medidor , a uma distância de 0,70 metros ( 7,00 metros no protótipo) ,por uma ponta linimétrica . Esta profundidade servirá para

tirar conclusões sobre o remanso provocado a montante , pelo medidor .

$h_0$  - profundidade hidráulica na tomada de montante do medidor (vide Fig. 8-Apêndice) - denominada la. tomada .

Foi medida durante as pesquisas por uma ponta linimétrica .

$h_m$  - e' a profundidade mínima da lâmina d'água no medidor cuja seção onde se localiza , varia longitudinalmente ao longo do dispositivo . O registro deste parâmetro foi feito mediante uma ponta linimétrica de curso longitudinal variável . Apresentou os inconvenientes da profundidade a medir ser variável ao longo da abertura central do medidor e da detecção da mesma ser puramente visual . Quando colocada a ponta linimétrica neste ponto mais baixo do fluxo , as profundidades registradas não apresentaram grande precisão , o que no entanto não influenciou na confecção da função medidora .

$\Delta h$  - e' a diferença de profundidade das lâminas d'água tomadas a montante e a jusante , em pontos pré-determinados do medidor . A Fig. 5 no Apêndice , mostra onde estão localizados os pontos de tomada . A Fig. 2 do medidor geral , mostra também os tubos que ligam os pontos de tomada aos poços de advertência , nas margens do canal . No modelo , ao final dos tubos foi conectado um manômetro di-

ferencial de precisão até 0,1 mm , para registrar a variação de altura da lâmina d'água entre os pontos citados . (vide Fig.24 no Apêndice , mostrando o manômetro diferencial citado , no lado externo do canal de aproximação ) .

$h_b = h_a - \Delta h$  - e' a profundidade da lâmina d'água na tomada de jusante , calculada pela relação acima .

No Apêndice estão as Figuras 20 , 21 , 22 , 23 , 24 , 25 , ilustrando a medição dos 6 (seis) parâmetros descritos .

Fig 20 - medição da vazão  $Q_T$  ; Fig. 21- medição da profundidade  $H$  a montante do medidor ; Fig.22 - medição da profundidade da tomada de montante  $h_a$  , onde se vê a ponta limimétrica de curso longitudinal variável que também medirá a profundidade mínima  $h_m$  ; Fig.23 - medição da profundidade mínima pela ponta de curso longitudinal variável , que executa o trabalho de busca visual desta profundidade ; Fig. 24 - aspecto do manômetro diferencial sensibilíssimo ligado aos tubos de chegada das tomadas de pressão do medidor ; Fig.25 - vista de jusante do medidor funcionando a altas vazões e as pontas limimétricas montadas .

#### 2.1.1- Resultados da aferição do Venturi de Fundo Plano :

Como a parte inferior do acoplamento do medidor de vazão

projetado e o Venturi de Fundo Plano e como este funciona (como para tal foi calculado), como se estivesse isolado até às profundidades correspondentes à vazão de seca (no caso 0,85 m para o protótipo, em virtude do acréscimo de 0,10 m, provocado pela estrutura), os trabalhos de aferição consistiram em confirmar sua existente função medidora. Assim, até 2,214 m<sup>3</sup>/s (protótipo) e profundidade correspondente de 0,85 m, o venturi foi testado, seguindo-se a seguinte marcha:

Na Tabela 1 (vide Apêndice pag 69), as cinco primeiras colunas mostram valores dos parâmetros descritos acima para todo o medidor, tomados in loco no modelo e transpostos para o protótipo pelas leis de escala da teoria dos modelos. Tomando pois um valor da tabela 1 para  $Q_T = 1,544$  m<sup>3</sup>/s, corresponde  $h_0 = 0,701$  m;  $\Delta h = 0,058$  m;  $h_b = h_0 - \Delta h = 0,643$  m; a sexta coluna é a do parâmetro  $\Pi_2 = h_b/h_0$  também conhecido como submergência. Para estes valores citados, corresponde ao caso em que o venturi funciona a fluxo submerso e portanto usam-se as curvas de aferição para este tipo. No caso a submergência fica:  $S = 91,80\%$ . Entrando-se na Fig. 4, gráfico das curvas de aferição do venturi, com os valores de  $h = 0,058$ ,  $S = 91,80\%$ , tem-se (pelo gráfico) o valor da vazão para o protótipo de  $Q_T = 1,850$  m<sup>3</sup>/s (comparar com

o valor real medido in loco , que foi 1,544 m<sup>3</sup>/s , erro aceitável em virtude da escala do modelo de 1/10 ) .E assim por diante foram traçados no gráfico da rig.4 os valores da vazão teórica (de acordo com a curva ) e da vazão medida pelo modelo e transposta para o protótipo pela lei de escalas .A terceira e a última colunas da Tabela 1 so'terão importância na Discussão , a seguir .

compilou-se de outra feita com os dados colhidos do modelo reduzido a Tabela 2 (ver Apêndice pag 72) : A primeira coluna são os valores da vazão medidas in loco e transpostas para o protótipo ; a segunda coluna , a profundidade mínima no medidor ; a terceira , valores da profundidade mínima acima do venturi , quando este trabalha afogado ; a quarta é um parâmetro (largura horizontal) da seção de profundidade mínima ; a quinta , são os valores da largura da seção mínima variável ao longo do Venturi ; finalmente o parâmetro calculado mais significativo é o n° de Froude .

#### 2.1.2-Resultados de aferição ao medidor projetado funcionando acoplado :

Quando a lâmina d'água ultrapassa a altura do Venturi inferior ,este funciona afogado e o medidor em conjunto forma uma nova estrutura de função desconhecida ,cuja determinação foi o núcleo da pesquisa ora apresentada .Os mesmos parâmetros das Tabelas 1 e 2 foram estendidos até a si

tução de funcionamento conjunto .As conclusões e importância destes parâmetros ,bem como as outras tabelas confeccionadas com base nos dados brutos colhidos nas Tabelas 1 e 2 serão apresentadas em Discussão , a seguir .

Por outro lado , um resultado imediato da colocação do medidor projetado ,no canal de aproximação ,pode ser verificada pela análise dos gráficos das Figuras 26 e 27 (ver Apêndice ).Na Fig. 26 tem-se a curva vazão versus profundidade numa seção a montante do medidor (a 0,70 m do medidor ,no modelo , ou 7,00 ,no protótipo ) .Na Fig. 27 o mesmo tipo de curva para a seção  $L = 5,40$  m (seção imediatamente a montante do medidor ) .Na Fig. 17 encontram-se ,para comparação ,o perfil longitudinal do canal de aproximação e os valores das profundidades traçadas nas seções  $L = 4,70$  m e  $L = 5,40$  m ,depois e antes de colocado o medidor ,para as várias vazões fixadas . Tem-se a idéia do remanso criado ,com o aumento gradual da vazão .Melhor idéia do acréscimo de nível d'água ,provocado pelo medidor ,quando as vazões variam em ordem crescente ,pode ser dada pela Tabela 3 (ver Apêndice pag 75 ) :tem-se os valores da vazão , das profundidades antes e depois de colocado o medidor (tomadas de gráficos anteriores ,vazão versus profundidades ) , a diferença  $\Delta H = h_{0c} - h_{0A}$  entre estas profundidades,e a última coluna e' a percentagem das



te acréscimo em relação ao nível anterior ,  $\Delta H'/h_{0a}$  .  
Da Tabela 3 , segue-se a fixação dos dados num gráfico da Fig.28 . Este apresenta a variação da vazão ( em  $m^3/s$  , para o protótipo ) , versus a taxa de acréscimo do nível d'água em percentagem . Esta variação de profundidade em relação à profundidade anterior , quando se coloca o medidor , é referente à seção transversal  $L = 5,40$  m ( seção transversal a 5,40 metros do início do canal , imediatamente a montante do medidor ) .

Note-se o pequeno acréscimo de nível , provocado pelo medidor ; uma de suas vantagens , pois não bloqueia o curso d'água a medir .

---

---

D I S C U S S Ì O

---

## CAP. I

" Dedução da fórmula teórica do medidor de vazão projetado , quando o mesmo funciona a altas vazões (fórmula teórica do acoplamento)".

1.1- Hipótese de cálculo :

O Medidor de Vazão para Rios com Grande Variação de Descargas até aqui descrito , é pois a junção de dois canais medidores existentes. Como dito anteriormente, para as baixas vazões ( no caso até 2,214 m<sup>3</sup>/s e 0,85 m de lâmina d'água ) o venturi de fundo plano funciona como se fosse isolado ,na sua função normal ,como foi criado . Assim , a pesquisa consistiu em apresentar sua curva de aferição e testar o modelo .Vide porém a Fig. 29 (Apêndice), quando a água começa a afogar o Venturi inferior ,e' o período das grandes vazões ,tendendo para as vazões de cheia (no caso ,de 2,214 m<sup>3</sup>/s a 14,00 m<sup>3</sup>/s ,no protótipo ) . A função medidora nesta nova situação é completamente desconhecida apesar das estruturas que compõem a junção (no caso o Venturi inferior e o Canal de Medier inclinado em cima ) terem funções perfeitamente determinadas . Na Fig.30-A (Apêndice) esquematiza-se o medidor funcionando com o Venturi afogado. A vazão total que se quer medir ,que passa naquele instante pelo conjunto ,pode ser dividida,para efeito de cálculo -

lo em :  $Q_V$  - sendo a vazão máxima que passa pelo Venturi inferior, quando este funciona afogado ;  $Q_S$  - sendo a parcela da vazão total que passa pela parte superior . Ainda na Fig. 30-B , ilustra-se melhor a hipótese de cálculo . Assim:

$$Q_T = Q_V + Q_S \quad (37)$$

Na Fig. 30-C , mostra-se a tábua de fluxo que passa por cima do medidor , entre as seções de profundidade  $h_a$  (la. tomada de profundidade a montante no medidor ) e  $h_m$  (profundidade mínima no medidor ) . Esta fatia , tomada para estudo , sugeriu a divisão da vazão superior  $Q_S$  , em mais duas parcelas (subdivisões) :  $Q_c$  , parte da vazão superior que passa pelo centro de largura igual à entrada do Venturi (  $l_c$  ) ;  $Q_L$  , parcelas (duas) das vazões laterais que passam em trechos sobre as duas asas (direita e esquerda ) do medidor . Logo , por sua vez :

$$Q_S = Q_c + 2Q_L \quad (38)$$

E de uma maneira geral :

$$Q_T = Q_V + (Q_c + 2Q_L) \quad (39)$$

Pela teoria dos momentos , aplicada à tábua de fluxo isolada , desenvolver-se-ão equações teóricas para cada parcela, compondo a fórmula teórica final .

### 1.2- Dedução da fórmula da vazão que passa pela parte infe-

rior do venturi afogado  $Q_v$  :

Para o medidor funcionando acoplado, uma vez que quando a lâmina d'água está acima do bordo superior do Venturi, a vazão que passa pelo Venturi afogado é equivalente à de um orifício submerso de desnível  $h$  e área retangular (área de entrada do Venturi)  $l_c \times h_v$ , onde  $l_c$  é a largura da entrada inferior do Venturi e  $h_v$  a altura do Venturi (do leito ao bordo superior). Pela fórmula de orifícios submersos (Loucastre) :

$$Q_v = \mu S \sqrt{2g\Delta h} \quad (40)$$

sendo  $\mu$  um coeficiente de vazão fixado para o caso de grandes orifícios em 0,95 ;  $S$  é a área do orifício submerso ( no caso  $S = l_c \times h_v$ , pois o orifício é a entrada do Venturi ) ;  $\Delta h$  é a carga acima da borda do venturi ;  $g$  é a aceleração gravitacional .

Substituindo as relações na fórmula acima , fica :

$$Q_v = \mu l_c h_v \sqrt{2g\Delta h} \quad (41)$$

### 1.3- Dedução da fórmula da vazão superior do trecho central

-2-  
C

Na Fig. 30-B está esquematizado o trecho superior central isolado para a dedução : a largura é  $l_c$ , igual à lar-

gura de entrada do Venturi ;  $\Delta h_0$  e' a altura da profundidade da la. tomada a montante no medidor , em relaçaõ ao bordo superior do Venturi afogado ;  $\Delta h_m$  e' a parte da profundidade mínima acima do bordo superior do Venturi . Aplicando ao trecho isolado a Teoria dos Momentos :

$$F = \frac{d(mv)}{dt} \quad (42)$$

sendo F a resultante de todas as forças externas aplicadas à fatia em estudo , a qual e' igual à variação da quantidade de movimento (momento cinético) da fatia .

Estas forças externas são (em vista da Fig. 30-9) :

$$F_1 - F_2 - F_f = Q_c Q (V_2 - V_1) \quad (43)$$

$F_1$  e  $F_2$  são as forças de origem hidrostáticas aplicadas nas seções que limitam a fatia ;  $F_f$  e' a força de atrito se pondo em contraoposição ao avanço da fatia em estudo ;

$Q_c$  e' a vazão central que passa pela fatia ;  $V_2 - V_1$  a diferença de velocidades na seção de entrada e saída do fluxo ;  $Q$  e' a massa específica da água (fluido) .

Admitindo a força de atrito nula e uma distribuição hidrostática de pressão , vem :

$$F_f \cong 0 \quad (44)$$

$$F_1 = \frac{\gamma \Delta h_0^2}{2} l_c \quad (45)$$

$$F_2 = \frac{\gamma \Delta h_m^2}{2} l_c \quad (46)$$

Substituindo as relações anteriores na equação (43) dos momentos :

$$\frac{\gamma \Delta h_0^2}{2} l_c - \frac{\gamma \Delta h_m^2}{2} l_c = Q_c \rho (V_2 - V_1) \quad (47)$$

Admitindo um regime permanente no instante de estudo , a equação de continuidade aplicada nas seções de entrada e saída da sãtia isolada , dá-se:

$$Q_c = AV = l_c \Delta h_0 \cdot V_1 = l_c \Delta h_m \cdot V_2 \quad (48)$$

Combinando as equações (47) e (48) :

$$\frac{\gamma \Delta h_0^2}{2} l_c - \frac{\gamma \Delta h_m^2}{2} l_c = \frac{\gamma}{g} Q_c \left( \frac{Q_c}{\Delta h_{0c}} - \frac{Q_c}{\Delta h_{mc}} \right)$$

$$\therefore Q_c^2 = \frac{g}{\gamma} \frac{\frac{\gamma \Delta h_0^2}{2} l_c - \frac{\gamma \Delta h_m^2}{2} l_c}{\frac{1}{\Delta h_{0c}} - \frac{1}{\Delta h_{mc}}} \quad (49)$$

Chamando a relação entre as profundidades :

$$\frac{\Delta h_m}{\Delta h_0} = K \quad (50)$$

Substituindo a relação (50) na equação (49) (onde  $\gamma$  e'

o peso específico da água e  $g$  a aceleração gravitacional ) , vem :

$$Q_c^2 = \frac{g}{2} \frac{(1-K^2) h_o^3 l_c}{\frac{1}{K l_c} - \frac{1}{l_c}} \quad (51)$$

Depois de várias transformações algébricas , a fórmula final da vazão que passa no trecho superior central é\* :

$$Q_c = (g/2)^{1/2} \frac{l_c}{\sqrt{\frac{1}{K(1+K)}}} \Delta h_o^{3/2} \quad (52)$$

#### 1.4-Fórmula das vazões laterais da parte superior $Q_L$ :

A Fig. 30-E ilustra um sub-trecho lateral da fatia de fluxo superior isolada ;  $l_l$  é a largura da superfície da lâmina d'água de profundidade  $\Delta h_o$  , tomada desde o trecho central até a parte extrema da área molhada ;  $l_m$  analogamente para a seção de profundidade  $\Delta h_m$  ;  $\theta$  é o ângulo das asas laterais do trecho superior do medidor com a vertical .

\* Depende só de  $\Delta h_o$  , profundidade de montante (la. tomada a montante), pois previamente , pelos dados in loco , concluiu-se que o fluxo é livre .



A teoria dos Momentos aplicada do mesmo modo entre as duas seções fornece :

$$F_1 - F_2 = Q_L \rho (V_2 - V_1) \quad (53)$$

partindo do princípio de que a força de atrito seja nula ; os significados dos parâmetros são idênticos aos da dedução anterior, sendo  $Q_L$  - uma das vazões laterais .

As forças , devido às pressões hidrostáticas nos extremos das seções são deduzidas por cálculo infinitesimal ( Vide Fig. 30-E ) .

$$F_1 = \int_0^{l_1} \frac{\gamma \Delta h_0^2}{2} dl \quad (54)$$

Mas

$$\frac{l_1}{\Delta h_0} = \text{tg} \theta \quad \therefore \quad dl = \text{tg} \theta \cdot dh \quad (55)$$

Fica pois :

$$F_1 = \int_0^{\Delta h_0} \frac{\gamma \Delta h_0^2}{2} \text{tg} \theta \quad dh = \frac{\gamma \text{tg} \theta}{6} \Delta h_0^3 \quad (56)$$

Por analogia :

$$F_2 = \frac{\gamma \text{tg} \theta}{6} \Delta h_m^3 \quad (57)$$

Substituindo os valores de  $F_1$  e  $F_2$  na eq. ( 53 ) da Teoria dos momentos :

$$\frac{8 \operatorname{tg} \theta}{6} \Delta h_o^3 - \frac{8 \operatorname{tg} \theta}{6} \Delta h_m^3 = \frac{Q_L \cdot 8 (V_2 - V_1)}{g} \quad (58)$$

Pela equação da continuidade aplicada às seções de entrada e saída da fatia de fluxo lateral :

$$Q_L = AV_o = \frac{\Delta h_o \cdot l_o}{2} \cdot V_1 = \frac{\Delta h_m \cdot l_m}{2} \cdot V_2 \quad (59)$$

Combinando as equações ( 59 ) e ( 58 ) :

$$Q_L^2 = \frac{g}{12} \frac{\operatorname{tg} \theta (\Delta h_o^3 - \Delta h_m^3)}{\left( \frac{1}{\Delta h_m \cdot l_m} - \frac{1}{\Delta h_o \cdot l_o} \right)} \quad (60)$$

Como já feito anteriormente, pela eq. ( 50 ) :

$$\frac{\Delta h_m}{\Delta h_o} = K$$

Substituindo esta relação na equação ( 60 ) :

$$Q_L^2 = \frac{g}{12} \operatorname{tg} \theta \frac{(\Delta h_o^3 - K^3 \Delta h_o^3)}{\left( \frac{1}{K \Delta h_o l_m} - \frac{1}{\Delta h_o l_o} \right)} \quad (61)$$

Notando que também :

$$l_m / l_o = K \quad (62)$$

Substituindo na fórmula ( 61 ) :

$$Q_L^2 = \frac{g}{12} \frac{\operatorname{tg} \theta \Delta h_o^4 (1 - K^3)}{\frac{l_o - K^2 l_o}{l_o \cdot K^2 l_o}} \quad (63)$$

Depois de algumas transformações algébricas :

$$Q_L = \left(\frac{g}{12}\right)^{1/2} \operatorname{tg} \theta \frac{\Delta h_a^{5/2}}{\frac{1-K^2}{K^2(1-K^3)}} \quad (64)$$

1.5-Fórmula teórica geral do medidor para altas vazões :

Pela eq. (39) que dá a vazão total para o medidor trabalhando a altas vazões :

$$Q_T = Q_V + (Q_C + 2Q_L) \quad (39)$$

Substituindo pelos valores das fórmulas acima achadas (52) e (64) :

$$Q_T = Q_V + (g/2)^{1/2} \frac{l_c}{\sqrt{\frac{1}{K(1+K)}}} \Delta h_a^{5/2} + \frac{2(g/12)^{1/2} \operatorname{tg} \theta}{\sqrt{\frac{1-K^2}{K^2(1-K^3)}}} \Delta h_a^{5/2} \quad (65)$$

Ajustando para ficar com expoente comum :

$$Q_T = 0,95 l_c h_v \sqrt{2g \Delta h_a} + \left[ \frac{(g/2)^{1/2} (l_c / \Delta h_a)}{\sqrt{\frac{1}{K(1+K)}}} + \frac{2(g/12)^{1/2} \operatorname{tg} \theta}{\sqrt{\frac{1-K^2}{K^2(1-K^3)}}} \right] \Delta h_a^{5/2} \quad (66)$$

que é a fórmula teórica do medidor de vazão para altas descargas (acoplado).  $l_c$  e  $\theta$  são fixados para cada geometria em particular do medidor calculado (no caso pesquisado o modelo reduzido em escala 1/10 representava um protótipo com largura central do venturi  $l_c = 2,134$  m e  $\theta = 83^\circ$

---

CAP. II

---

" Dedução da fórmula empírica do medidor de vazão projetado ,pela análise dos dados de funcionamento a altas vazões" .

2.1' -Dados obtidos na aferição do modelo reduzido :

O modelo reduzido em escala 1/10 que permitiu a obtenção da função medidora empírica (real) desconhecida para o caso de funcionamento acoplado (vide Fig.31 -foto do modelo com o Venturi afogado ,em altas vazões;-notar a forma do fluxo sobre o medidor ,na qual se inspirou o cálculo teórico ) forneceu os seguintes dados :

Da análise da Tab. 2 ( vide Apêndice) onde  $\Pi_1$  é o N<sup>o</sup> de Froude para a seção do medidor de profundidade mínima ,conclui-se que o fluxo é livre , a partir do funcionamento com o Venturi afogado . O N<sup>o</sup> de Froude toma valores superiores a 1 (um) de um modo geral ,nos dados in loco desta tabela .(Mesmo a partir de números de Froude próximo a 0,9 ,já se pode esperar fluxo super-crítico ocorrendo na seção . Deste modo , a função da vazão que passa nesta situação (com o fluxo por cima e o medidor sendo a junção dos dois medidores acoplados ) ,depende da razão da profundidade da la. tomada a montante no medidor ,pois como existe uma profundidade crítica em alguns

ponto , qualquer interferência no extremo d'água a jusante, não interferirá na profundidade de montante ( citado em Skogerboe <sup>10</sup> -pag.3 ) . Deste modo a Fig. 32 (Vide Apêndice) mostra a relação  $Q$  versus  $h$  -sendo o primeiro parâmetro , a vazão total que passa pelo medidor e o segundo , a profundidade da la. tomada a montante no medidor , em valores já revertidos para o protótipo .Os valores do gráfico da Fig. 32 foram dispostos num gráfico DI-LOG da Fig.33 (Ver Apêndice ) visando a revelação da fórmula procurada para o medidor . Na abscissa estão os valores de  $h$  e na ordenada os correspondentes valores de  $Q$  a partir de  $1,6 \text{ m}^3/\text{s}$  (quando o venturi inferior começa a funcionar a fluxo livre ) , até entrar nos valores do medidor funcionando acoplado , cuja função queremos determinar .O primeiro trecho do gráfico , os valores locados , obtidos de aferição in loco , estão dispostos em linha reta de inclinação  $\text{tg } \alpha = 1,56$  , confirmando a fórmula do venturi a fluxo livre  $Q_v = Ch_0^{1,56}$  já citada .A parte posterior dos dados locados não estão em linha reta .Estão dispostos numa curva ascendente , que no entanto , com os recursos da Geometria Analítica , pode-se determinar a sua direção , traçando tangentes às suas concavidades .Estas tangentes têm uma direção comum de  $\text{tg } \alpha = 2,48$  o qual é o expoente da fórmula da função medidora do trecho superior . Nota-se que o expoente da fórmula empí-

rica (2,48) e um pouco diferente do da fórmula teórica deduzida (5/2), (o mesmo ocorrendo para o venturi inferior, que o expoente da fórmula teórica é 3/2 e empírica é 1,56.) A função do medidor funcionando acoplado então poderá ser escrita como linear (no gráfico UI-Logarítmico) :

$$\log Q_T = \log C + 2,48 \log h_0 \quad (67)$$

sendo que  $\log C$  é uma pseudo constante, que no entanto varia quando as tangentes de direção comum  $\text{tg } \alpha = 2,48$  se deslocam paralelamente entre si, tentando acompanhar a curva real. Desfazendo a fórmula encontrada para os dados em gráfico UI-LOG e voltando para os dados reais, pode-se escrever a forma geral da função medidora do medidor funcionando a altas vazões :

$$Q_T = C h_0^{2,48} \quad (68)$$

que é a fórmula empírica, válida para a lâmina d'água afo-gando o Venturi. O valor de  $C$  (pseudo-constante) varia com o próprio  $h_0$ , que embora entre valores próximos, não poderá ser tomado como um valor médio, sob pena de sacrificar bastante a precisão.

## 2.2- curva de Variação da pseudo constante C :

No gráfico da Fig. 32 (Apêndice) com dados para o protótipo, tomou-se valores de  $Q_T$ , vazão total do medidor (a partir

de 2,214 m<sup>3</sup>/s ) e correspondentes valores de h<sub>a</sub> prof. da la. tomada . Entrando na fórmula ( 68 ) do medidor acoplado , obteve-se o valor de C :

$$C = \frac{Q_T}{h_a^{2,48}} \quad (69)$$

Compilou-se então , com os valores de C e correspondentes valores de h<sub>a</sub> , a Tabela 4 ( Vide Apêndice ) . Tem-se assim a variação da pseudo-constante C que vai de 3,2 a 4,4 . Pondo estes valores num gráfico da Fig. 34 (Apêndice) visualiza-se melhor a curva de variação h<sub>a</sub> versus C . Esta curva se constitui um dos elementos para se encontrar a vazão dada , nas curvas gerais de aferição do medidor , como se verá a seguir .

### 2.3- Construção da curva final de aferição do medidor acoplado :

Com base no gráfico da Fig.34 (Apêndice) , tomou-se valores inteiros de C e os correspondentes valores de h<sub>a</sub> . Do gráfico da Fig.32 , com o valor de h<sub>a</sub> tomou-se o valor de Q<sub>T</sub> . E assim sucessivamente , com o terno de valores de C (valores inteiros) , h<sub>a</sub> e Q<sub>T</sub> , construiu-se o gráfico da Fig. 35 , DI-LOG , vide Apêndice . Em cada ponto de coordenadas h<sub>a</sub> e Q<sub>T</sub> , passa uma reta de coeficiente angular tg α = 2,48 (expoente da função medidora ) , reta esta rotulada com o valor de C , ou seja , valor da pseudo constante tira -

da do gráfico da fig.34 . Portanto , a função medidora

$Q_T = Ch_0^{2,48}$  achada para o medidor funcionando a altas vazões , esta representada pelas curvas de aferição em gráfico DL-LOG , cuja equação  $\log Q_T = \log c + 2,48 \log h_0$  e

a equação de um feixe de retas paralelas de direção comum

$\text{tg } \alpha = 2,48$  e de termo independente variável

(  $C$  variando de 3,2 a 4,4 ) .

O gráfico da fig.35 constitui-se pois na Curva de Aferição Geral do Medidor de Vazão para Rios com Grande Variação de Descargas (desde 0,30 m<sup>3</sup>/s , ate 14,00 m<sup>3</sup>/s ) : No primeiro trecho , à esquerda (vide Fig. 35 no Apêndice ) estão as curvas de aferição para o medidor Venturi de Fundo Plano funcionando isolado e a fluxo submerso ; logo após esta a reta de aferição para o Venturi funcionando a fluxo livre ( mesmo calculado para fluxo submerso , pode ocorrer , que o venturi funcione a fluxo livre antes da vazão máxima da capacidade - quando o valor da submergência  $S > 87\%$  ; no terceiro trecho estão as retas de aferição deduzidas neste trabalho para o medidor funcionando acoplado (vazão  $Q_T > 2,21$  m<sup>3</sup>/s e  $h > 0,85$  m , com o Venturi funcionando afogado ) .

#### 2.4-Precisão teórica do medidor pesquisado :

A precisão dos medidores de função da forma exponencial e dada pela relação (citada em Toebes ) :

$$100n \frac{dH}{H} (\%) \quad (70)$$



Onde  $n$  é o expoente da função exponencial do medidor ;  
 $dH/H$  relação entre a precisão absoluta de medida e a profundidade real no medidor , parâmetro da função medidora :  
 No caso do medidor de vazão pesquisado , a função medidora se divide em duas partes . A primeira é a função do medidor Venturi de Fundo Plano quando trabalha isolado , que é da forma :  $Q_v = Ch_0^{1,56}$  . Para se obter uma precisão de só 2% de erro , pela fórmula (70) :

$$2\% = 100 \times 1,56 \left( \frac{dH}{H} \right) \quad (71)$$

Desse modo a precisão real de medição deve ser de :

$$\left( \frac{dH}{H} \right) = 0,013 = 1\% \quad (72)$$

Como em geral , para o Venturi , tem-se profundidades abaixo de 1,00 m , a precisão de medida da carga  $h$  bastará ser de  $dH = 1,00$  cm .

A segunda parte do medidor é quando o mesmo funciona para altas vazões , acoplado, cuja função foi da forma :  $Q_1 = Ch_0^{2,48}$   
 Para se ter uma precisão de só 2% de erro :

$$2\% = 100 \times 2,48 \left( \frac{dH}{H} \right) \quad (73)$$

A precisão relativa de medição deverá ser de :

$$\left( \frac{dH}{H} \right) = 0,008075 = 0,8\% \quad (74)$$

Como neste caso segundo, as cargas são em geral de mais de 1,00 m, a precisão na medição da carga  $h_a$  deve ser de mais de 0,80 cm.

Para maiores esclarecimentos sobre a precisão dos medidores de vazão, vide apêndice pag. 80.

### 2.5-valores de vazão dadas pelas equações teóricas e empíricas (Comparação) :

Tomando um valor para a la. tomada, no medidor, de  $h_a = 1,376$  m para o protótipo, entrando no gráfico da fig. 34, tem-se o valor de  $C = 3,90$ . Com os valores de  $C = 3,90$  e  $h_a = 1,376$  m, entra-se no gráfico da fig. 35, na reta de aferição, o valor empírico da vazão do medidor funcionando acoplado  $Q_T = 0,80$  m<sup>3</sup>/s.

Na equação teórica geral do medidor de vazão temos :

$$Q_T = 0,95 C_c h_v \sqrt{2g \Delta h_0} + \left[ \frac{(g/2)^{1/2} (l_c / \Delta h_0)}{\sqrt{K(1+K)}} + \frac{2(g/2)^{1/2} \operatorname{tg} \theta}{\sqrt{K^2(1-K^3)}} \right] \Delta h_0^{5/2} \quad (A)$$

Tomando os valores in loco de  $h_a = 1,376$  m,  $l_c = 2,134$  m  
 $h_v = 0,85$  m,  $h_a = h - h_v = 0,526$  m,  $g = 9,81$  m/s<sup>2</sup>,  
 $K = h_v / h_a$  (tirado do gráfico 40) = 0,558,  $\operatorname{tg} \theta = 6,50$ .

Substituindo na equação teórica :

$$Q_T = 0,95 \times 2,134 \times 0,85 \sqrt{2 \times 9,81 \times 0,526} + \left[ \frac{\left(\frac{9,81}{2}\right)^{1/2} \left(\frac{2,134}{0,526}\right) + \frac{2 \left(\frac{9,81}{12}\right)^{1/2} \times 6,50}{\sqrt{1 - 0,558^2}}}{\sqrt{0,558(1+0,558)} \sqrt{0,558^2(1-0,558^2)}} \right] \quad (B)$$

Tem-se finalmente :

$$Q_T = 5,58 + 3,135 = 8,72 \text{ m}^3/\text{s} \quad (C)$$

Assim o valor da equação teórica  $Q_T = 8,710 \text{ m}^3/\text{s}$ , semelhante ao valor real da equação empírica  $Q_T = 8,800 \text{ m}^3/\text{s}$ .

Testando outro valor, por exemplo, o valor tirado in loco de  $h_a = 1,533 \text{ m}$ , corresponde, pelo gráfico da Fig. 32 um valor real de  $Q_T = 12,400 \text{ m}^3/\text{s}$ . Para  $h_a = 1,533 \text{ m} - 0,85 = 0,683 \text{ m}$  e o valor de  $K$  tirado do gráfico da Fig. 40 é  $0,680$ . Substituindo na equação teórica tem-se:

$$Q_T = 0,95 \cdot 2,134 \cdot 0,85 \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 0,683} + \left[ \frac{\left(\frac{9,81}{2}\right)^{1/2} \left(\frac{2,134}{0,683}\right) + \frac{2 \left(\frac{9,81}{12}\right)^{1/2} \times 6,50}{\sqrt{1 - 0,680^2}}}{\sqrt{0,680(1+0,680)} \sqrt{0,680^2(1-0,680^2)}} \right] \quad (D)$$

$$\times (0,683)^{1/2} = 12,65 \text{ m}^3/\text{s}$$

Mais uma vez o valor real foi  $Q_T = 12,400 \text{ m}^3/\text{s}$  e o teórico foi de  $Q_T = 12,65 \text{ m}^3/\text{s}$

Nota-se pois uma relativa ajuste entre os valores empíricos reais e o modelo teórico da equação geral.

CONCLUSIONS

Descrição - Aplicação - Objetivos do medidor de Vazão para rios com grande variação de Descargas : (vide Fig.2 , Apêndice ) .

O "Medidor de Vazão para rios com Grande Variação de Descargas " , aqui desenvolvido , consiste na junção ou acoplamento de dois medidores de vazão conhecidos : O Venturi de Fundo Plano no centro e o Canal Medidor de Radier inclinado (Neo -Zelandês ) acima :

O estudo esta resumido no ábaco da Fig. 35 , que possibilita a determinação das vazões na seção de controle do curso d'água a ser medido . As cargas obtidas com linímetros e as vazões através do ábaco , proporcionam a confecção da curva Chave , importante fator no rendimento dos mananciais . Com um só posto de observação o medidor registra as descargas dos rios de características topográficas rios e largos , desde 0,300 l/s a 14,00 m<sup>3</sup>/s , entre os períodos de secas e de cheias .

Os objetivos da estrutura são da aplicação nos referidos cursos d'água , sem criar aumento d'água excessivo a montante para funcionar , nem acúmulo de sedimentos , a par da comodidade de leitura , continuidade de observação dos dados das vazões , facilidade de construção e uma precisão teórica para o protótipo de 2% .

Técnica de medição das vazões - utilização do ábaco das

curvas de calibragem :

a) lâmina d'água do curso a medir sem ultrapassar as bordas máximas do Venturi (no caso particular quando a profundidade  $h < 0,85 \text{ m}$  ) :

Lê-se com o linímetro a carga da 1a. tomada a montante no medidor ,  $h_a$  .

idem para a carga a jusante na 2a. tomada do medidor,  $h_b$

Calcula-se a diferença de carga  $h = h_a - h_b$  .

Calcula-se a submergência  $S = h_b / h_a$  .

Se o valor da submergência for  $S < 87\%$  (no caso particular do medidor pesquisado ) , usam-se as retas de aferição da primeira parte do gráfico da Fig.35, entrando-se com  $h$  ,  $S$  , tem-se na ordenada o valor de  $Q_T$  (vazão procurada) .

Se o valor da submergência for  $S > 87\%$  , o fluxo no Venturi já será livre .O ábaco da Fig.35 fornece em sua segunda parte a reta , onde entrando-se com o único valor de  $h_a$  , obtém-se a vazão  $Q_T$  .

b) lâmina d'água ultrapassa as bordas do Venturi , afogando-o com altas vazões (vide Fig. 38 e 39 ) :

Lê-se o valor da profundidade da 1a. tomada no medidor a montante ,  $h_a$  .

Entrando-se no gráfico de Fig. 34 com o valor de  $h_a$  , obtém-se o valor da pseudo-constante  $C$  .

Com o valor de  $h_a$ , entra-se no gráfico da Fig. 35 e sobre a reta rotulada com o valor de  $U$  achado anteriormente, tem-se o ponto cuja ordenada é o valor da vazão  $Q_T$  que passa no momento pela seção.

Observações :

A pesquisa do Medidor de Vazão para Rios com Grande Variação de Descargas foi efetuada, no presente trabalho, baseada num modelo reduzido que representava um protótipo de uma bacia particular. O Venturi de Fundo Plano foi calculado para atender os extremos de vazão máxima do referido curso d'água. A escolha, através da literatura existente (Skogerboe)<sup>10</sup> foi específica para 2,214 m<sup>3</sup>/s de vazão máxima, com uma lâmina d'água de 0,75 m. Acarretou na escolha de um Venturi de Fundo Plano de garganta  $w = 1,534$  metros e entrada convergente de  $l_c = 2,134$  m. A parte superior do medidor (as asas laterais que se estendem pelas margens espraiadas) têm como parâmetro o ângulo  $\theta = 83^\circ$  que faz com a vertical. Assim o gráfico da Fig. 35 de aferição geral do medidor projetado só é aplicado às condições da bacia particular (ou outras de regime e condições topográficas semelhantes). O importante é frisar os dois parâmetros que amarram cada lâmina de aferição: a largura de entrada do Venturi de Fundo Plano inferior  $l_c$  e o ângulo das asas laterais da parte superior com a vertical  $\theta$ .

Cada combinação destes dois parâmetros requer uma curva de aferição diferente com análise de laboratório em modelo reduzido, semelhante ao aqui apresentado: motivo de possíveis futuras pesquisas.

---



---

A P P E N D I C E

---

TABELA 1\* \*

$Q_T^*$ (m <sup>3</sup> /s)	$h_o$ (m)	$h_m$ (m)	$h_b$ (m)	$\Delta h =$ $h_o - h_b$ (m)	$\overline{T}_2 =$ $h_b/h_o$	$\overline{T}_5 =$ $\frac{h_o - h_b}{h_m}$
0,090	0,264	_____	0,263	0,001	0,9980	_____
0,222	0,336	_____	0,335	0,001	0,9960	_____
0,260	0,361	0,361	0,360	0,001	0,9980	0,002770
0,310	0,362	_____	0,360	0,002	0,9940	_____
0,386	0,390	0,390	0,389	0,001	0,9975	0,002565
0,408	0,413	0,395	0,411	0,002	0,9950	0,005070
0,544	0,439	_____	0,436	0,003	0,9940	_____
0,544	0,444	_____	0,440	0,004	0,9910	_____
0,605	0,463	0,444	0,454	0,009	0,9799	0,020270
0,770	0,540	0,484	0,492	0,012	0,9750	0,024770
0,889	0,528	_____	0,520	0,008	0,9870	_____
0,990	0,562	0,510	0,542	0,020	0,9650	0,039250
1,233	0,599	0,538	0,572	0,027	0,9575	0,050250
1,250	0,597	0,522	0,557	0,040	0,9320	0,076500
1,275	0,611	_____	0,571	0,040	0,9350	_____
1,281	0,616	0,504	0,576	0,040	0,9360	0,079250

\* Sendo  $Q_T$  - a vazão total que passa pelo medidor ;  $h_o$  e' a profundidade d'água a montante ,no medidor ;  $h_m$  a profundidade mínima variável quanto à seção onde ocorre ;  $h_b$  e' a profundidade a jusante ;  $\Delta h = h_o - h_b$  a diferença de carga entre as profundidades a montante e a jusante ,no medidor .

TABELA 1 - (cont.)

$Q_T$ (m)	$h_o$ (m)	$h_m$ (m)	$h_b$ (m)	$\Delta h =$ $h_o - h_b$ (m)	$\Pi_2 =$ $h_o / h_b$	$\Pi_3 =$ $\frac{h_o - h_b}{h_m}$
1,319	0,607	—	0,572	0,035	0,9450	—
1,350	0,654	—	0,592	0,062	0,9050	—
1,354	0,630	0,515	0,588	0,042	0,9320	0,081500
1,416	0,656	0,549	0,618	0,038	0,9410	0,069250
1,441	0,672	0,525	0,627	0,045	0,9300	0,085750
1,544	0,701	0,527	0,643	0,058	0,9180	0,110200
1,614	0,726	0,585	0,646	0,080	0,8890	0,136700
1,640	0,711	—	0,596	0,115	0,8375	—
1,739	0,736	—	0,634	0,102	0,8615	—
1,809	0,759	0,523	0,667	0,092	0,8785	0,175700
1,949	0,746	—	0,606	0,140	0,8120	—
1,980	0,786	0,526	0,514	0,272	0,6550	0,510000
1,981	0,763	0,521	0,618	0,145	0,8080	0,277800
2,115	0,807	0,553	0,597	0,210	0,7400	0,373400
2,200	0,799	—	0,549	0,250	0,6880	—
2,565	0,910	0,582	0,530	0,380	0,6375	0,557000
3,065	1,003	0,537	0,548	0,455	0,5440	0,849000
3,070	0,991	0,591	0,666	0,325	0,6710	0,549000
3,520	1,035	—	0,720	0,315	0,6980	—

\* Depois para diante e los valores são de ventral inferior já completamente afogado e a linha d'água começa a atingir a parte superior do medidor.

TABELA 1 - (cont.)

$Q_T$ (m <sup>3</sup> /s)	$h_o$ (m)	$h_m$ (m)	$h_b$ (m)	$\Delta h =$ $h_o - h_b$ (m)	$\Pi_2 =$ $h_b/h_o$	$\Pi_3 =$ $\frac{h_o - h_b}{h_m}$
3,740	1,071	0,731	0,776	0,295	0,7230	0,403000
3,950	1,102	0,745	0,902	0,200	0,8180	0,268000
3,990	1,101	0,745	0,806	0,295	0,7300	0,396000
4,850	1,170	0,835	0,880	0,290	0,7520	0,347000
4,940	1,160	—	0,870	0,290	0,7500	—
6,290	1,247	—	0,987	0,260	0,7900	—
6,820	1,305	1,025	1,070	0,235	0,8190	0,228500
8,150	1,349	1,100	1,149	0,200	0,8510	0,181900
8,530	1,369	—	1,179	0,190	0,8590	—
8,725	1,376	1,144	1,181	0,195	0,8600	0,170000
10,540	1,457	1,243	1,292	0,165	0,8890	0,132300
11,000	1,474	—	1,309	0,170	0,8860	—
12,200	1,500	1,259	1,335	0,165	0,8890	0,131400
12,850	1,566	—	1,411	0,155	0,9000	—
13,810	1,592	—	1,452	0,140	0,9105	—
14,810	1,628	1,419	1,498	0,130	0,9180	0,091800

TABELA 2 -

$Q_T$ (m <sup>3</sup> /s)	$h_m$ (m)	$\Delta h_m =$ $h_m - h_v$ (m)	$l_{lm} =$ $\frac{\Delta h_m \times 1g \theta}{\Delta h_m \times 6,50}$	$l_w$ (m)	$\pi_1^*$
0,260	0,361	—	—	1,524	0,252
0,336	0,390	—	—	1,524	0,332
0,408	0,395	—	—	1,574	0,333
0,605	0,444	—	—	1,637	0,399
0,770	0,484	—	—	1,605	0,455
0,990	0,510	—	—	1,645	0,528
1,233	0,538	—	—	1,609	0,619
1,250	0,522	—	—	1,675	0,631
1,291	0,504	—	—	1,685	0,678
1,354	0,515	—	—	1,695	0,689
1,416	0,549	—	—	1,695	0,652
1,441	0,525	—	—	1,723	0,700
1,544	0,527	—	—	1,748	0,736
1,614	0,585	—	—	1,709	0,674
1,809	0,523	—	—	1,819	0,839

\* Para  $h < h_m$  ou 0,850 m (no caso), a lâmina ainda está no Venturi de baixo e a equação do N<sup>o</sup> de Froude usada é

$$\pi_1 = Q_T / l_w g^{1/2} h_m^{3/2}$$

Para  $h > h_m$ , ou seja, quando a lâmina d'água afoga completamente o Venturi, a equação usada para o cálculo do N<sup>o</sup> de Froude, fica:

TABELA 2 - (cont.)

$Q_T$ (m <sup>3</sup> /s)	$h_m$ (m)	$\Delta h_m =$ $h_m - h_v$ (m)	$l_{im} =$ $\Delta h_m \times \text{tg} \theta =$ $\Delta h_m \times 6,50$	$l_w$ (m)	$\Pi_1$ *
1,980	0,526	—	—	1,830	0,906
1,981	0,521	—	—	1,846	0,911
2,115	0,553	—	—	1,842	0,888
2,565	0,582	—	—	—	0,969
3,065	0,537	—	—	2,065	1,208
3,070	0,591	—	—	—	1,077
3,740	0,731	—	—	—	0,935
3,950	0,745	—	—	1,845	1,060
3,990	0,745	—	—	—	0,973
4,850	0,835	—	—	—	0,977
5,680	1,100	0,250	1,625	1,976	0,995
6,880	1,025	0,175	1,140	2,030	1,323
8,150	1,100	0,250	1,625	2,095	1,343
8,725	1,144	0,294	1,918	2,134	1,300
10,540	1,243	0,393	2,555	2,100	1,308

$$* \Pi_1 = Q_T / \sqrt{g} [l_w h_v + (l_c + l_{im}) \Delta h_m]^{3/2} (l_c + 2 l_{im})^{1/2}$$

onde :  $Q_T$  - vazão total ;  $l_c$  - largura da boca de entrada do Venturi ;  $l_w$  - largura da seção de profundidade mínima, no Venturi ;  $l_{im}$  - largura lateral da lâmina d'água acima do venturi afogado ;  $\Delta h_m$  - profundidade mínima da água acima do venturi afogado ;  $h_v$  - altura do Venturi inferior ;  $g$  - aceleração gravitacional ;  $h_m$  - cota profundidade mínima da lâmina d'água no medidor .

TABELA 2 - (cont.)

$Q_T$ (m <sup>3</sup> /s)	$h_m$ (m)	$\Delta h_m =$ $h_m - h_v$ (m)	$l_m =$ $\Delta h_m \times \text{tg} \theta =$ $\Delta h_m \times 6,50$	$l_w$ (m)	$T_2^*$
12,200	1,259	0,409	2,655	2,123	1,450
14,810	1,419	0,569	3,700	2,084	1,270

TABELA 2* - OBTENÇÃO DO GRÁFICO $Q_T \times \Delta H'/h_{0A}$				
$Q_T$ (m/s)	$h_{0D}$ (m)	$h_{0A}$ (m)	$\Delta H' =$ $h_{0D} - h_{0A}$ (m)	$\frac{\Delta H'}{h_{0A}}$ (%)
0,310	0,362	0,360	0,002	0,555
0,544	0,439	0,436	0,003	0,688
0,777	0,504	0,492	0,012	2,440
1,265	0,635	0,590	0,045	7,090
1,580	0,711	0,650	0,061	8,590
1,900	0,777	0,703	0,074	9,530
2,220	0,850	0,750	0,100	11,780
2,530	0,903	0,782	0,121	13,390
2,850	0,953	0,819	0,139	14,540
3,163	1,000	0,852	0,148	14,800
3,800	1,082	0,913	0,164	15,130
4,440	1,142	0,973	0,169	14,780
6,330	1,274	1,140	0,134	10,520
9,500	1,412	1,345	0,067	4,740
12,650	1,539	1,500	0,038	2,470

- segue -

\* A taxa de aumento da lâmina d'água antes e depois do colocado o medidor foi estudada em função da vazão total, usando dados de aferição do modelo reduzido na seção  $B = 5,40$  m (seção imediatamente a montante do medidor);  $Q_T$  - é a vazão total;  $h_{0D}$  - é a profundidade a montante no medidor, depois deste colocado no canal;  $h_{0A}$  - é a profundidade da lâmina d'água no canal, antes de colocar-se o medidor.



TABELA 3 - (cont.)

$Q_T$ (m <sup>3</sup> /s)	$h_{aD}$ (m)	$h_{aA}$ (m)	$\Delta H^i =$ $h_{aD} - h_{aA}$ (m)	$\frac{\Delta H^i}{h_{aA}}$ (%)
15,820	1,659	1,636	0,023	1,359
16,440	1,682	1,659	0,023	1,362

TABELA 4\* - OBTENÇÃO DO GRÁFICO

$Q_T$ (m <sup>3</sup> /s)	$h_0$ (m)	C	$Q_T$ (m <sup>3</sup> /s)	$h_0$ (m)	C
2,250	0,850	3,366	10,000	1,425	4,150
3,000	0,933	3,131	11,000	1,455	4,259
4,000	1,180	2,655	12,000	1,510	4,307
5,000	1,190	3,247	13,000	1,560	4,305
6,000	1,245	3,484	14,000	1,600	4,347
7,000	1,312	3,573	15,000	1,634	4,426
8,000	1,348	3,811			
9,000	1,390	3,974			

\*  $Q_T$  - foi arbitrado em primeiro lugar ;  $h_0$  - foi obtido para este respectivo valor do gráfico confeccionado com dados da aferição do modelo reduzido ; C - foi então calculado através da fórmula empírica para o medidor funcionando com o Venturi afogado  $Q_T = C h_0^{2,46}$  ;  
 $Q_T$  - sendo a vazão total que passa pelo medidor ;  
 $h_0$  - a profundidade a montante no medidor (la. tomada de pressão do medidor a montante )

TABELA 5\* - OBTENÇÃO DA FUNÇÃO MEDIDORA .

C	$h_0$ (m)	$Q_T$ (m <sup>3</sup> /s)	C	$h_0$ (m)	$Q_T$ (m <sup>3</sup> /s)
3,20	1,148	4,450	4,10	1,412	9,800
3,30	1,205	5,370	4,20	1,442	10,480
3,40	1,240	5,950	4,30	1,502	11,850
3,50	1,277	6,425	4,40	1,609	14,100
3,60	1,309	6,925			
3,70	1,334	7,575			
3,80	1,354	8,185			
3,90	1,373	8,660			
4,00	1,394	9,050			

\* C - foi fixado arbitrariamente ;  $h_0$  - foi obtido para o correspondente valor do gráfico previamente preparado  $h_0 \times C$  ;  $Q_T$  - extraiu-se do gráfico das aferições em modelo reduzido, para o correspondente valor de  $h_0$  . Com os valores fixados de C ,  $h_0$  e  $Q_T$  , construiu-se finalmente a função medidora empírica . O ponto no gráfico, de coordenadas  $h_0$  e  $Q_T$  , será atingido por uma reta de inclinação  $\text{tg} \alpha = 2,48$  e rotulada com o respectivo valor de C . A função medidora empírica, encontrada por análise dos dados colhidos das aferições do modelo reduzido e compilados em papel BI-log, será pois construída e da forma  $Q_T = C h_0^{2,48}$ , onde  $Q_T$  é a vazão total para o medidor trabalhando com o venturi afogado ;  $h_0$  é a profundidade da lâmina d'água a montante no medidor e C é a pseudo constante, com uma certa variação em função de  $h_0$  . A inclinação comum do feixe de retas ( $\text{tg} \alpha = 2,48$ ) foi obtida previamente da análise do gráfico BI-log dos valores de  $Q_T$  e  $h_0$  .

TABELA 6* - OBTENÇÃO DO GRÁFICO $\Delta h_o/\Delta h_m \times Q_T$			
$Q_1$ (m <sup>3</sup> /s)	$\Delta h_o$ $h_o - h_v$ (m)	$\Delta h_m$ $h_m - h_v$ (m)	$K =$ $\Delta h_o/\Delta h_m$
4,850	$\frac{1,170}{-0,850}$ 0,320	$\frac{0,835}{-0,850}$ —	—
5,680	$\frac{1,232}{-0,850}$ 0,382	$\frac{1,100}{-0,850}$ 0,290	0,655
6,880	$\frac{1,305}{-0,850}$ 0,455	$\frac{1,025}{-0,850}$ 0,175	0,384
8,150	$\frac{1,349}{-0,850}$ 0,499	$\frac{1,100}{-0,850}$ 0,290	0,501
8,725	$\frac{1,376}{-0,850}$ 0,526	$\frac{1,144}{-0,850}$ 0,294	0,558
10,540	$\frac{1,457}{-0,850}$ 0,607	$\frac{1,243}{-0,850}$ 0,393	0,648
12,200	$\frac{1,500}{-0,850}$ 0,650	$\frac{1,279}{-0,850}$ 0,429	0,660
14,810	$\frac{1,268}{-0,850}$ 0,773	$\frac{1,419}{-0,850}$ 0,569	0,732

\*\* Onde :  $Q_T$  - é a vazão total que passa pelo medidor;  
 $\Delta h_o = h_o - h_v$  - é a profundidade da lâmina d'água acima do Venturi ;  $\Delta h_m = h_m - h_v$  é a profundidade mínima da lâmina d'água acima do Venturi .

" Precisão dos Dispositivos  
de Medir Vazão de Função Expo-  
nencial " .

Recomenda-se para dispositivos medidores de vazão, uma precisão de 2% , para a descarga medida na parte menos sensível da curva de taragem . Pode-se situar esta zona ao se referir à equação geral da curva de taragem :  $Q = C H^n$  , que permite definir a sensibilidade ( menor erro admissível em %) , pela relação :

$$100 n \frac{dH}{H} (\%) \quad (75)$$

onde  $dH$  representa o erro aceitável ou provável sobre a profundidade medida  $H$  .

Para um valor dado de  $dH$  , o erro relativo sobre a vazão atinge seu valor máximo quando  $H$  está no seu mínimo (em supondo que o expoente  $n$  é uma constante) . Portanto , para se manter constante a precisão , far-se-á a relação  $dH/H$  diminuir , o que é difícil uma vez que a profundidade d'água diminui . A equação geral  $Q = C H^n$  permite demonstrar que para  $n = 2$  que é um valor médio , a estimativa de  $dH$  deve representar menos de 1% de  $H$  , para assim se obter uma precisão de 2% sobre a medição da vazão . Com  $n = 2$  não existe o limite prático da precisão do registro ,  $H = 200$  mm representa portanto a altura

d'água menor para a qual é teoricamente possível obter-se uma precisão de 2% para a vazão .

Para um valor dado da vazão , pode-se aumentar a profundidade d'água  $h$  em se reduzindo a saída d'água do dispositivo . As dificuldades práticas de manutenção limitam o emprego de aberturas reduzidas à abertura em V de  $1/2$  ( $90^\circ$ ) . Para se chegar à sensibilidade desejada pode-se igualmente utilizar um dispositivo para o qual o expoente  $n$  seja bastante inferior a 2 , ( por exemplo , os medidores de orifícios ) . É conveniente notar-se as vantagens do canal medidor ( H-Flume ) para o qual o expoente aumenta com a altura d'água de  $n = 1,5$  a  $n = 2,5$  .

Precisão dos dispositivos medidores de vazão aferidos in loco :

Uma medição com molinete pode , se o mesmo está sendo operado de modo recomendado , aproximar a vazão em menos de 4% ; mas , como uma curva de calibragem representa os valores médios dum grande número de medidas , a precisão final aproximar-se-a' de 2% . Para as cargas de 1 metro ou mais , a altura d'água deve ser lida e registrada com 1 cm de aproximação . Para inferiores cargas com menos de 1 metro de altura , as medidas devem ser mais precisas , sendo de uma maneira geral , efetuadas com uma aproximação de 1 a 2 mm .

\* Informações citadas em Tócher .

" Lei de escala para a rugosidade  
de Modelos Reduzidos "

---

Para modelos reduzidos naturais ,  
( não destorcidos ) , pela equação de Chézy para fluxo uni -  
forme , temos , para velocidades do modelo e do protótipo , res-  
pectivamente

$$V_m = C_m \sqrt{R_m I} \quad (76)$$

$$V_p = C_p \sqrt{R_p I} \quad (77)$$

Mas

(78) e

(79)

$$V_m = V_p / \sqrt{\lambda}$$

$$R_m = \frac{R_p}{\lambda}$$

, em virtude da lei de escala de velocidades para modelos na-  
turais , onde  $\lambda$  é o denominador da relação de escala  
( exemplo : se a escala do modelo é 1/10 , então  $\lambda = 10$  ).  
Notar ainda que a declividade  $I$  do modelo e do protótipo  
devem ser as mesmas para assegurar a obtenção da relação de  
rugosidades , como se verá a seguir :

Substituindo a relação de velocidades por seus valores e  
 $R_m$  ( raio hidráulico do modelo ) por sua relação acima , vem :

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} \times C_p \sqrt{R_p I} = C_m \sqrt{\frac{R_p}{\lambda} I} \quad (80)$$

Ainda :

$$C_p \sqrt{\frac{R_p}{\lambda}} I = C_m \sqrt{\frac{R_p}{\lambda}} I \quad (81)$$

e finalmente

$$C_p = C_m \quad (82)$$

onde nestas fórmulas  $V_p$  e  $V_m$  são as velocidades médias do protótipo e modelo,  $C_p$  e  $C_m$  são os  $C$  de Chézy para protótipo e modelo,  $R_p$  e  $R_m$  raios hidráulicos. Por outro lado, o  $C$  de Chézy tem para valores, respectivamente, no modelo e protótipo,

$$C_m = \frac{1}{n_m} R_m^{1/6} \quad (83)$$

$$C_p = \frac{1}{n_p} R_p^{1/6} \quad (84)$$

Dai, em virtude da relação (82) acima:

$$\frac{1}{n_m} R_m^{1/6} = \frac{1}{n_p} R_p^{1/6} \quad (85)$$

e daí a lei de escalas para o  $n$  de Manning:

$$n_m = n_p \lambda^{1/6} \quad (86)$$

sendo  $n_m$  o valor para o modelo e  $n_p$  para o protótipo.

EX: S' dado como protótipo, um rio natural de rugosidade  $n$  de Manning = 0,020 (rio ou canal de irrigação, com o leito bastante lizo em areia). Quer-se representá-lo por um modelo reduzido natural (não doctoreido) em escala 1/10. Que material devera' ser usado neste modelo, cuja



rugosidade (  $n$  de Manning ) deva representar bem a rugosidade do protótipo ?

Sol. : Em virtude da lei de escala de rugosidades para o  $n$  de Manning em modelos não distorcidos ( eq. 86 ) :

$$n_m = n_p \times X^{1/6}$$

Sendo  $n_p = 0,020$  ( o  $n$  do protótipo ) ;  $X = 10$  pois a escala é  $1/10$  , vem :

$$n_m = 0,020 (10)^{1/6} = 0,014$$

(este  $n$  para o modelo pode ser atendido , ver tabelas de (Chow) por um leito de concreto ou asfalto liso ) .

O problema posterior com que se depara , após calcular , pela fórmula da lei de escalas o  $n$  de Manning para determinado modelo , será a escolha do diâmetro médio do material da rugosidade artificial (geralmente pedrinhas britadas ) que se encaixa no leito do modelo reduzido por argamassa de cimento .isto pode ser resolvido pela seguinte fórmula empírica ( citada em Chow , pag. 206 ) .

$$n = \Phi \left( \frac{R}{K} \right) K^{1/6} \quad (87)$$

sendo

$$\phi\left(\frac{R}{K}\right) = \frac{(R/K)^{1/6}}{21,9 \text{ Log}(12,2 R/K)} \quad (88)$$

onde  $R$  é o raio hidráulico da seção do modelo,  $K$  é a altura de rugosidade ou seja, o diâmetro médio do material da rugosidade artificial (pedrinhas). Os valores da fórmula acima são em pés.

No caso da pesquisa do presente trabalho, calcularam-se duas rugosidades. A bacia menor:  $k = 6,35$  mm ou 0,020 pés (pedrinhas britadas de diâmetro médio 6,35 mm). Com um dos raios hidráulicos da bacia menor:  $R = 3,05$  cm, entrando-se na eq. (88):

$$\phi\left(\frac{R}{K}\right) = \frac{(3,05/0,635)^{1/6}}{21,9 \text{ Log}\left(12,2 \frac{3,05}{0,635}\right)} = 0,0337 \quad (A)$$

Logo o  $n$  de Manning para o modelo, pela eq. (87) será:

$$n = (0,0337) (0,020)^{1/6} = 0,0176$$

, tomado como 0,018, para a bacia menor.

Para o trecho da bacia com margens em declive, a rugosidade foi maior (na mesma fórmula acima entrando com  $k = 25$  mm, ou seja, pedras britadas deste diâmetro médio e  $R = 1,22$  cm, como raio hidráulico escolhido para a bacia superior). O processo de cálculo acima resultou em:  $n = 0,030$ .

Finalmente pela lei de escalas para as rugosidades do mode-

lo e protótipo , calculou-se fazendo a transposição do  $n$  de Manning para o protótipo ( fórmula ( 86 ) ) . Os valores então foram :  $n_p = 0,026$  para a bacia menor e  $n_p = 0,045$  para a bacia superior de margens espraçadas . Estes valores de rugosidades foram os usados no cálculo teórico da bacia do protótipo do curso d'água tomado para estudo , em Material e Métodos - Cap. I . Estes valores de  $n$  são teóricos e no caso da pesquisa , o efeito da rugosidade artificial pode-se notar no Gráfico da Fig. 7 , onde mostra a curva ( 2 ) versus  $h$  ) para o modelo reduzido liso , depois de aplicada a rugosidade e os valores teóricos calculados com os  $n$  de Manning transplantados pelas equações expostas do modelo para protótipo .

---

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

- 1 . Milligan , Cleve H. - Medición de Agua en el Riego - Centro Interamericano de Desarrollo Integral de Aguas y Tierras , Mérida , Venezuela , p. 1-31 , stembro de 1970 .
- 2 . Trindade Neves , Aurico - Curso de Hidráulica - Rio , Ed. Globo , 1970 , 577 p.
- 3 . Toebes , C. ; Guryvaev , V. - Les Bassins Représentatifs et Expérimentaux - Paris , UNESCO , p.120 -139 , 1970 .
- 4 . United States Department of Agriculture - " Field Manual for Research in Agricultural Hydrology " - Agriculture Handbook n°224 - p.22-54 , 1962 .
- 5 . Chow , Ven Te - Open Channel Hydraulics - Tokyo , New York , Kagakusha Company , LTD . , Mc Graw-Hill Book Company , INC , 1959 , 680 p .
- 6 . Lencastre , Armando - Manual de Hidráulica Geral - São Paulo , Edgard Blucher , Ed. da Universidade de São Paulo , 1972 , 411 p.
- 7 . Skogerboe , Gaylord V. ; Hyatt M. Leon - " Rectangular Outthroat flow measuring flumes " - Journal of the Irrigation and Drainage Division - , Utah , USA , 1968 .

- vol.93 ,WHY-4 ,p.1-13 ,december 1967 .
- 8 . Skogerboe ,Gaylord V. ; Hyatt,M.Leon -"Analysis of Submergence in Flow Measuring Flumes " - Journal of The Hydraulics Division - Utah , USA , ASCE , Vol.93 WHY-4 , p.183-201 ,July 1967 .
  - 9 . Skogerboe ,G.V. ; Hyatt ,M. Leon ; Eggleston,K. O. - "Design and Calibration of Submerged Open Channel Flow Measurement Structures : Part 1 , Submerged Flow " - Report WG 31-2 - Utah Water Research Laboratory , College of Engineering ,Utah State University , Logan , Utah , 1967 - 47 pp.
  - 10 . Skogerboe ,G. V . ; Hyatt ,M.Leon ; Anderson ,R. L. ;Eggleston ,K.O. - "Design and Calibration of Submerged Open Channel Flow Measurement Structures :Part 3 , Cut-throat flumes " - Report WG 31-4 - Utah Water Research Laboratory ,College of Engineering ,Utah State University ,Logan ,Utah , 1967 - 37 pp.
  - 11 . Francis F.L.D. - A textbook of Fluid Mechanics for Engineering Students - London ,Edward Arnold (Publishers) LTD. , pp 266-271 , 1962 .

SIMBOLOGIA

- $F_1$  e  $F_2$  - resultante das forças de distribuição hidrostática de pressões .
- $F_{(wx)}$  - componente da força na direção do fluxo, atuando na fatia de volume d'água isolada para estudo , devido às paredes do medidor Venturi .
- $F_f$  - força de atrito atuando nas faces da fatia de fluxo isolada para estudo .
- $Q_v$  - descarga do medidor Venturi de Fundo Plano
- $\rho$  - densidade da água
- $\beta_1$  e  $\beta_2$  - coeficiente de momentos
- $V_1$  e  $V_2$  - velocidades médias nas seções de entrada e de estrangulamento do medidor Venturi .
- $\gamma$  - peso específico da água .
- $b_1$  e  $b_2$  - largura de entrada e da garganta do medidor Venturi de Fundo Plano .
- $g$  - aceleração gravitacional .
- $B = b_2/b_1$  - relação de estrangulamento para o medidor Venturi de Fundo Plano .
- $S = y_2/y_1$  - submersão em (1) , no medidor Venturi .
- $V$  - velocidade média genérica numa seção transversal.
- $h_0$  - profundidade d'água de la. toada e montante , no medidor pesquisado .

- $h_m$  - profundidade mínima d'água ,no medidor pesquisado .
- $h_b$  - profundidade d'água da 2a. tomada do medidor a jusante .
- $\Pi_1$  - parâmetro adimensional ( N° de froude )
- $F_m$  - N° de Froude na seção de profundidade mínima do medidor pesquisado .
- $W$  - largura da garganta do medidor Venturi de Fundo Plano .
- $\Pi_2$  - parâmetro adimensional (submergência) .
- $\Pi_3$  - parâmetro adimensional .
- $\Delta H$  - acréscimo de profundidade acima da profundidade normal .
- $h_v$  - altura do Venturi de Fundo Plano (distância do leito à borda do Venturi) .
- $e$  - espessura da soleira do medidor (asas laterais) .
- $y$  - profundidade d'água genérica .
- $T$  - largura da área molhada do canal de aproximação
- $Q$  - vazão genérica do canal de aproximação
- $A$  - área molhada do canal de aproximação .
- $V_m$  - velocidade média na seção genérica do canal de aprox.
- $P$  - perímetro molhado .
- $x$  - abscissa .

- $R$  - raio hidráulico .  
 $n$  - valor da rugosidade para a fórmula de Manning e expoente da função dos medidores .  
 $I$  - declividade dos leitos dos rios .  
 $F_{RP}$  - N<sup>o</sup> de Froude para o protótipo .  
 $F_{RM}$  - N<sup>o</sup> de Froude para o modelo .  
 $\lambda$  - denominador da relação de escalas .  
 $L_m$  e  $L_p$  - medida linear no modelo e protótipo .  
 $A_m$  e  $A_p$  - áreas molhadas do modelo e protótipo .  
 $V_m$  e  $V_p$  - velocidade média para o modelo e protótipo .  
 $n_m$  e  $n_p$  - valor da rugosidade na fórmula de Manning para o modelo e protótipo .  
 $\theta$  - ângulo das asas laterais do medidor com a vertical .  
 $H$  - profundidade hidráulica medida a montante do medidor .  
 $\Delta h$  - diferença de nível entre a 1a. e 2a. tomada do medidor .  
 $\Delta H'$  - acréscimo de profundidade d'água na seção onde se coloca o medidor , em relação à profundidade anterior (antes de colocado o medidor ) .  
 $h_{0D}$  e  $h_{0A}$  - profundidade na seção do medidor depois e antes de colocação o mesmo .  
 $\Delta h_0$  - altura da profundidade da 1a. tomada a montante no medidor em relação ao bordo superior do Van-



turi .

- $\Delta h_m$  - altura da profundidade mínima no medidor em relação ao bordo superior do Venturi .
- F - força genérica .
- $Q_c$  - vazão do trecho superior central do medidor .
- $l_c$  - largura de entrada do Venturi .
- $K = \frac{\Delta h_m}{\Delta h_0}$  - relação entre a profundidade menor e a profundidade da la. tomada (acima do bordo superior do Venturi )
- $Q_l$  - vazão do trecho lateral superior do medidor .
- $l_l$  - largura lateral da lâmina d'água no medidor .
- $\alpha$  - ângulo das retas de aferição do modelo com o eixo horizontal .
- C - constante de vazão
- dH - precisão de medida de carga nos vertedores .
- $\mu$  - coeficiente de vazão para orifícios
- S - área dos orifícios .
- $l_w$  - largura da garganta do Venturi .
- $l_m$  - largura na horizontal da lâmina lateral na seção de profundidade mínima .
- R - diâmetro médio do material granular componente da rugosidade artificial .



FIG. 1

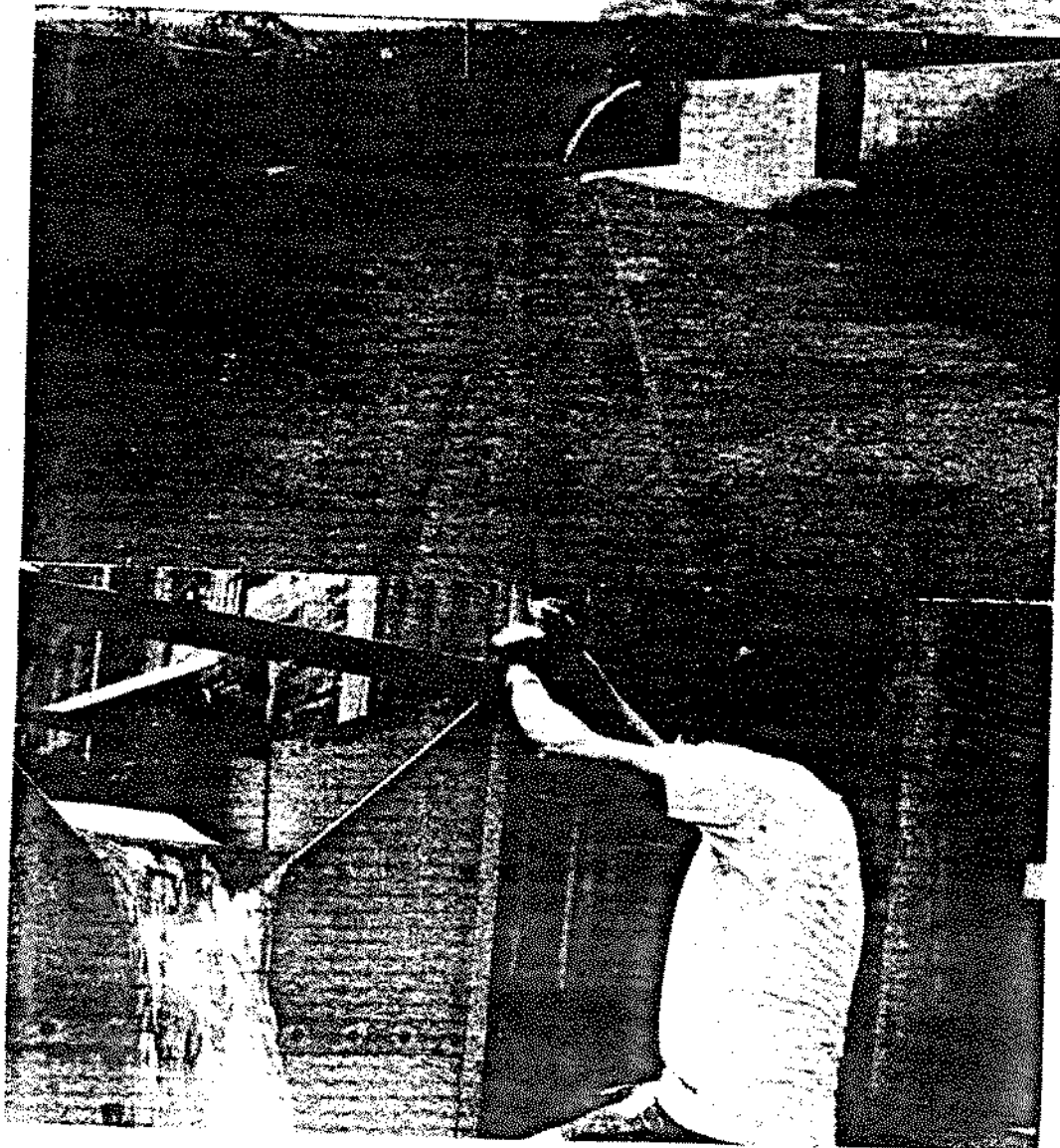


FIG. 9

FIG. 20

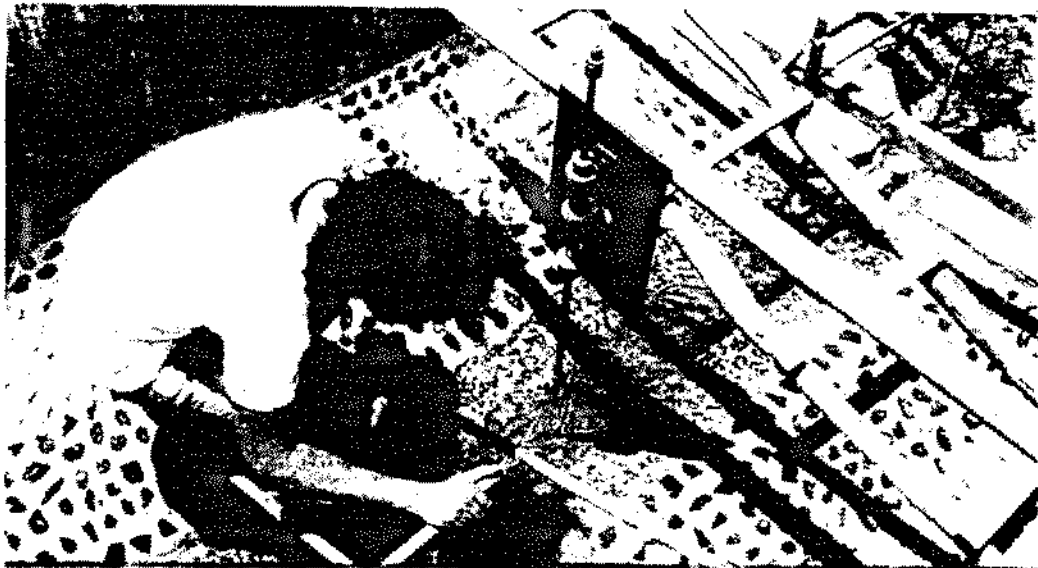


FIG. 21

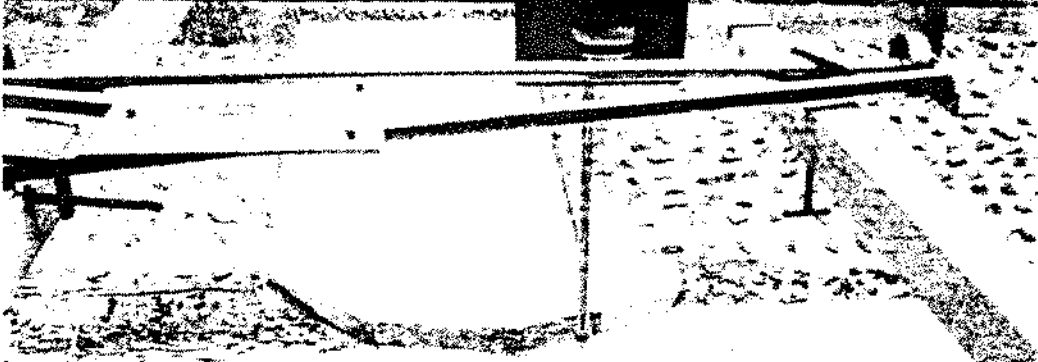


FIG. 22

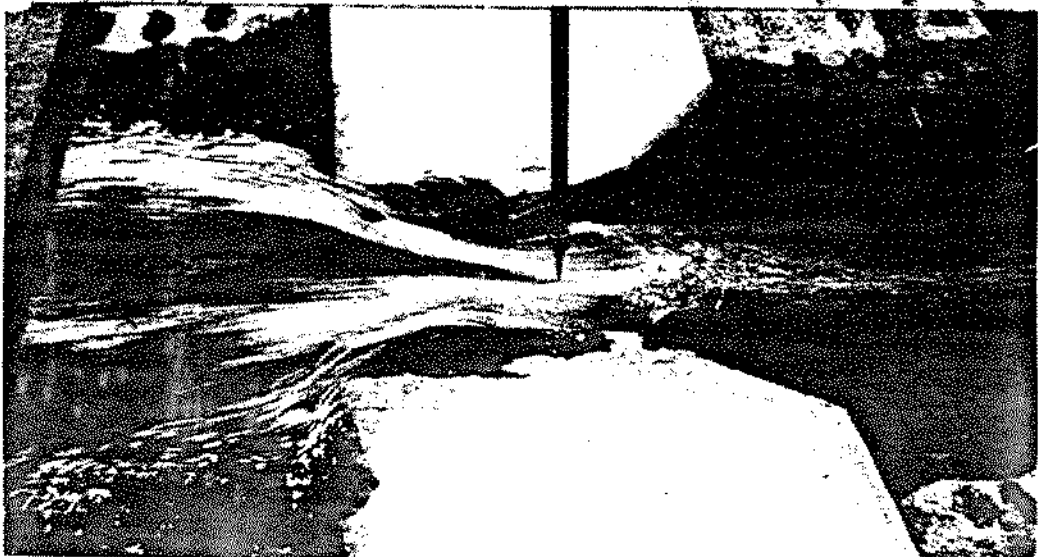


FIG. 23



FIG. 24

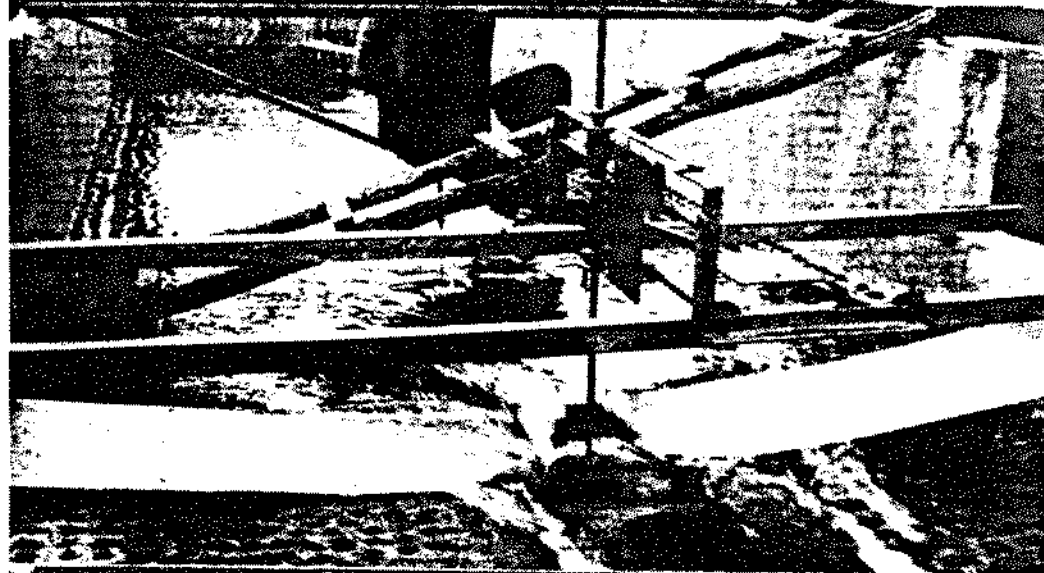


FIG. 25



FIG. 29



FIG. 31

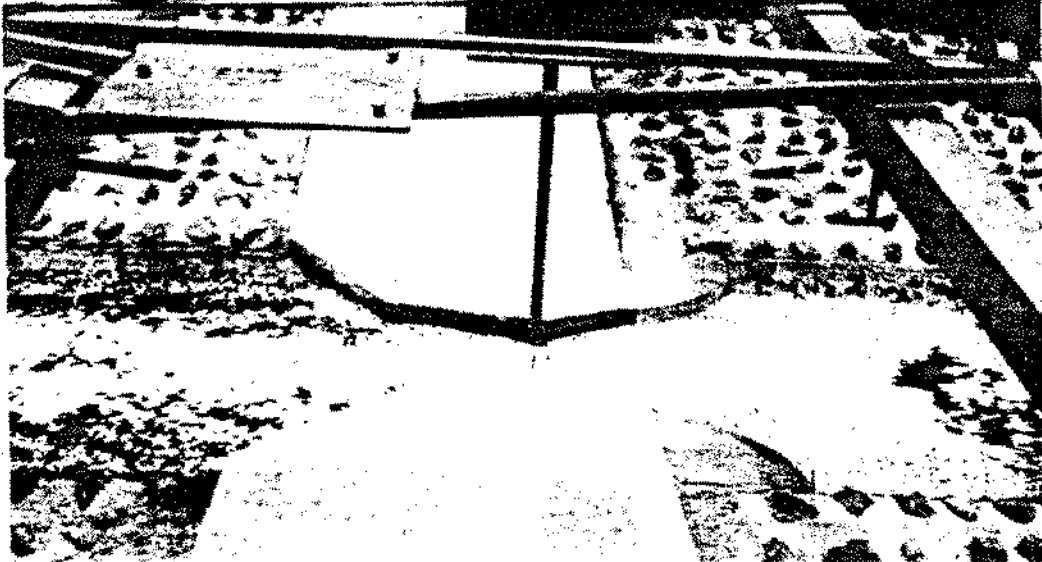


FIG. 36

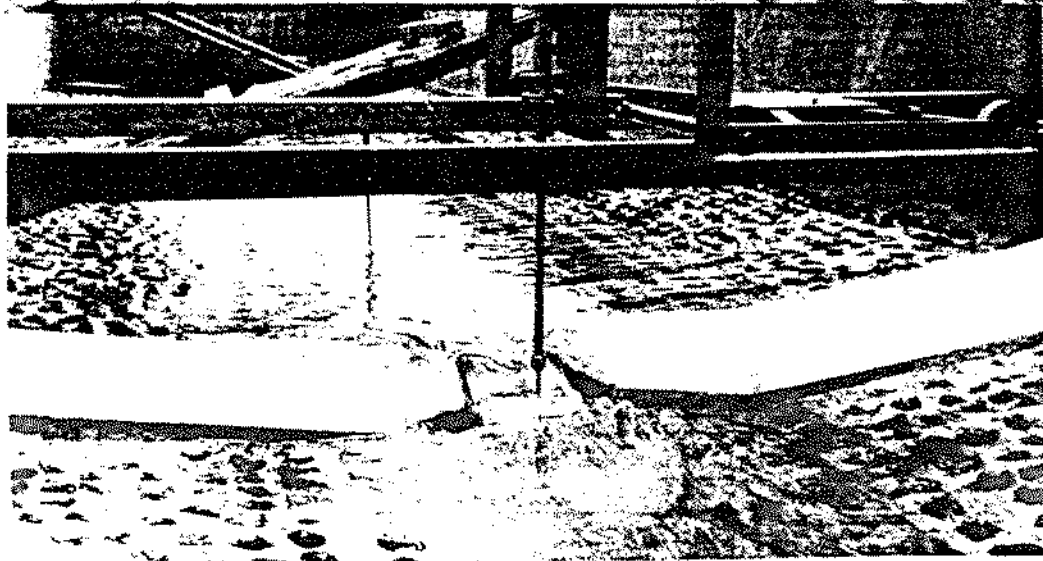


FIG. 37

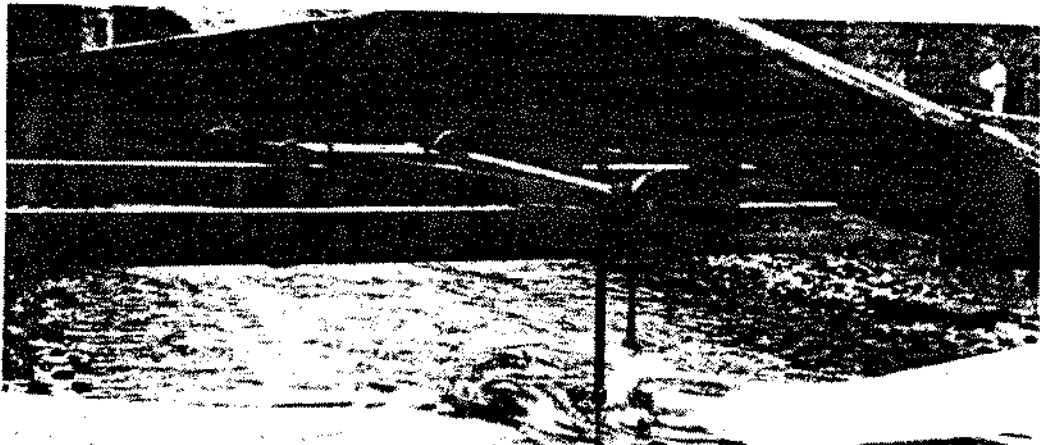


FIG. 38

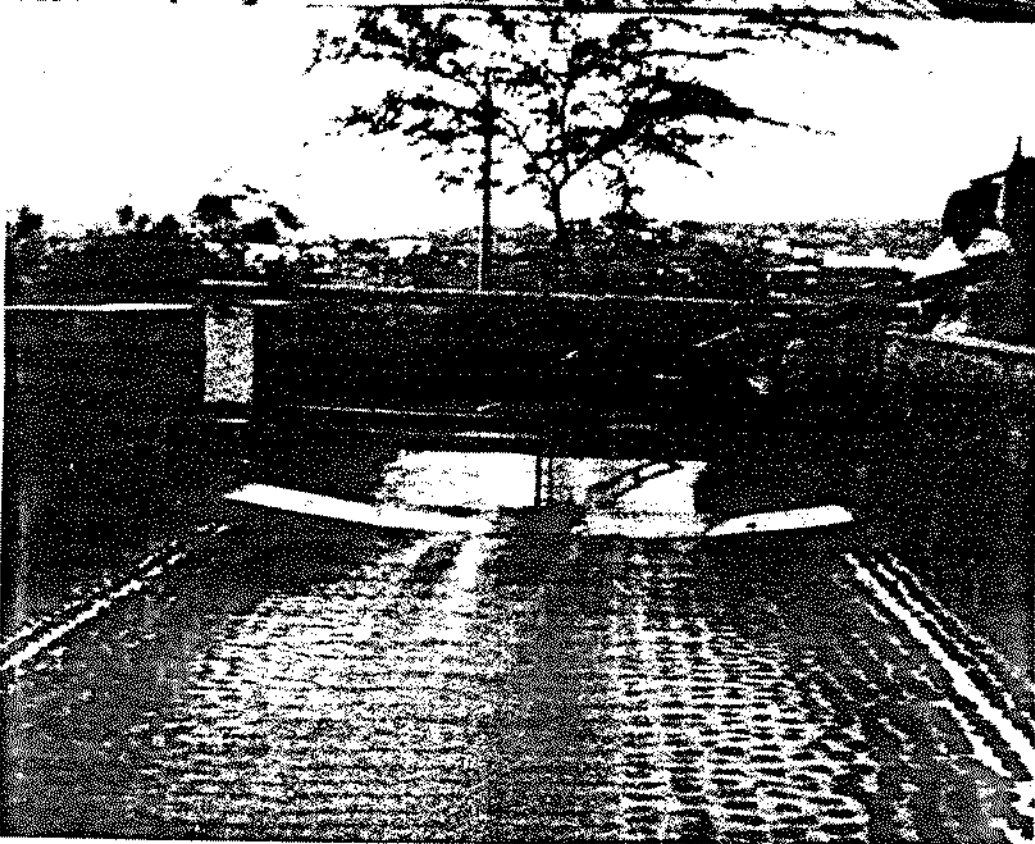
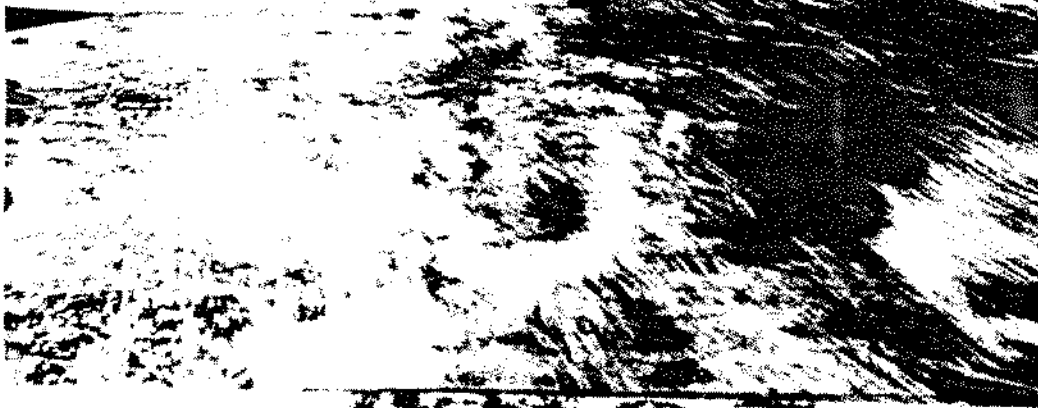
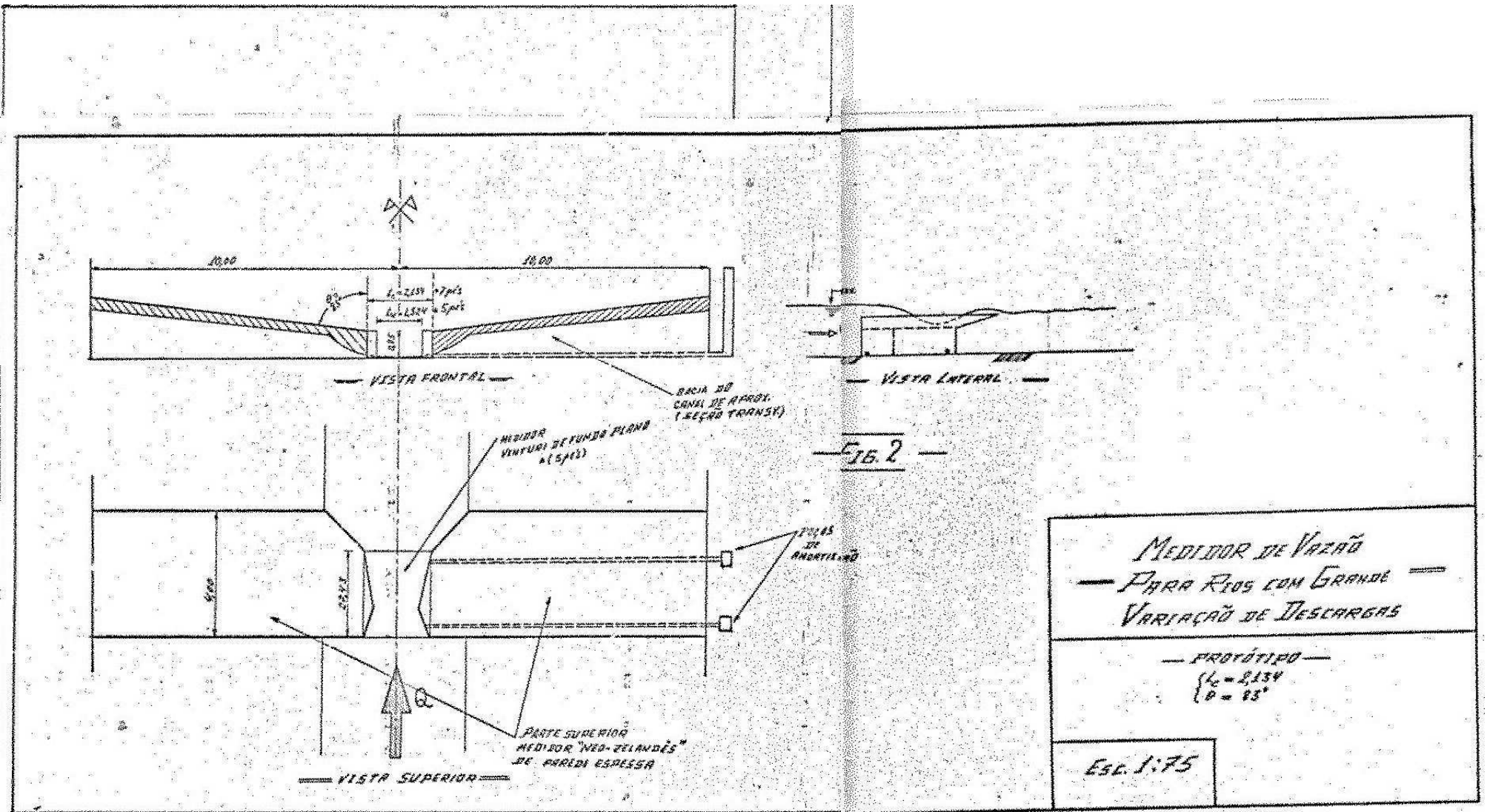


FIG. 39





— *MEDIDOR DE VAZÃO* —  
 — *PARA RIOS COM GRANDE* —  
 — *VARIAÇÃO DE DESCARGAS* —  
 — *PROTÓTIPO* —  
 $\left\{ \begin{array}{l} k_c = 2,134 \\ \theta = 85^\circ \end{array} \right.$   
 Esc. 1:75

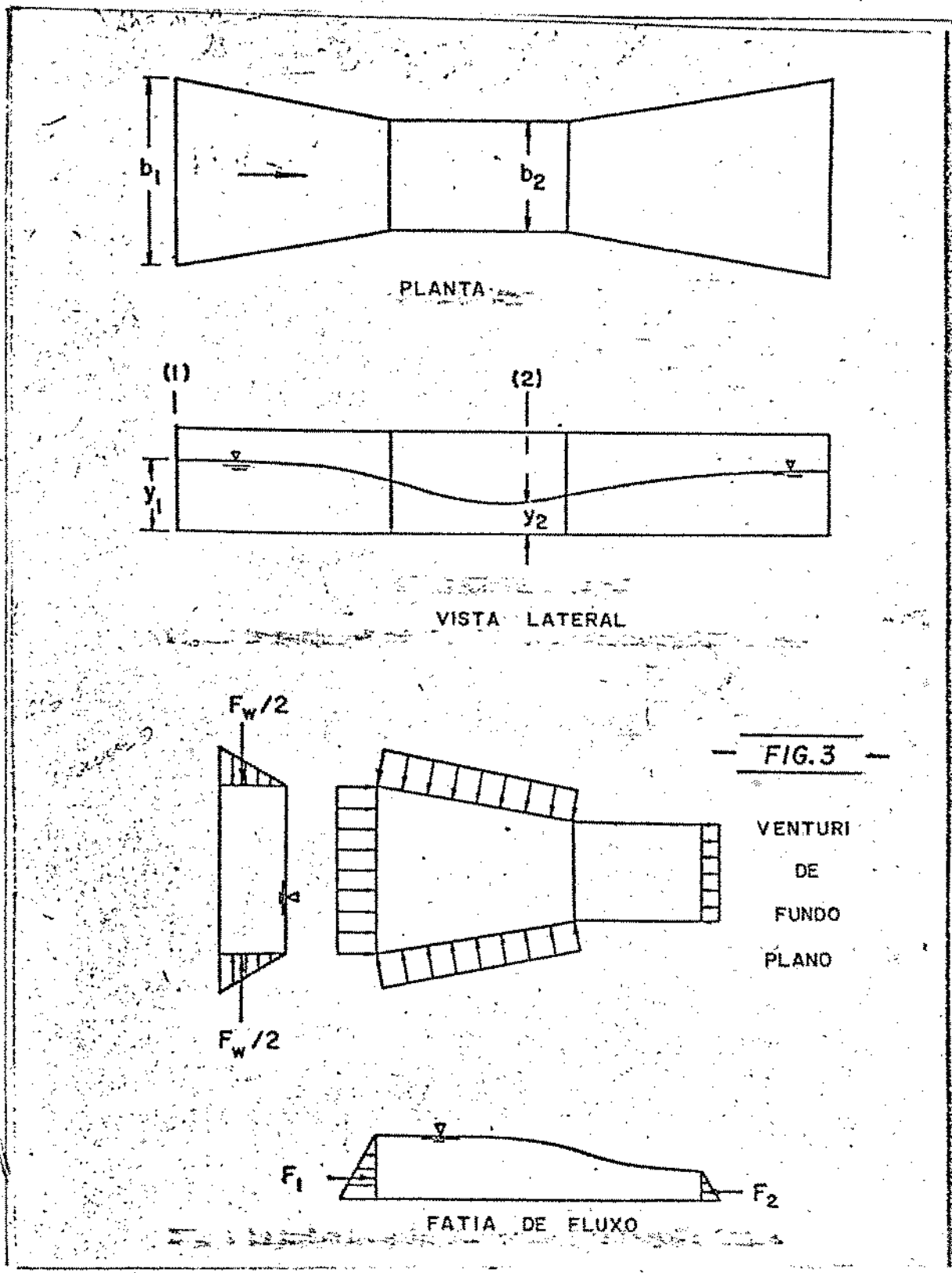
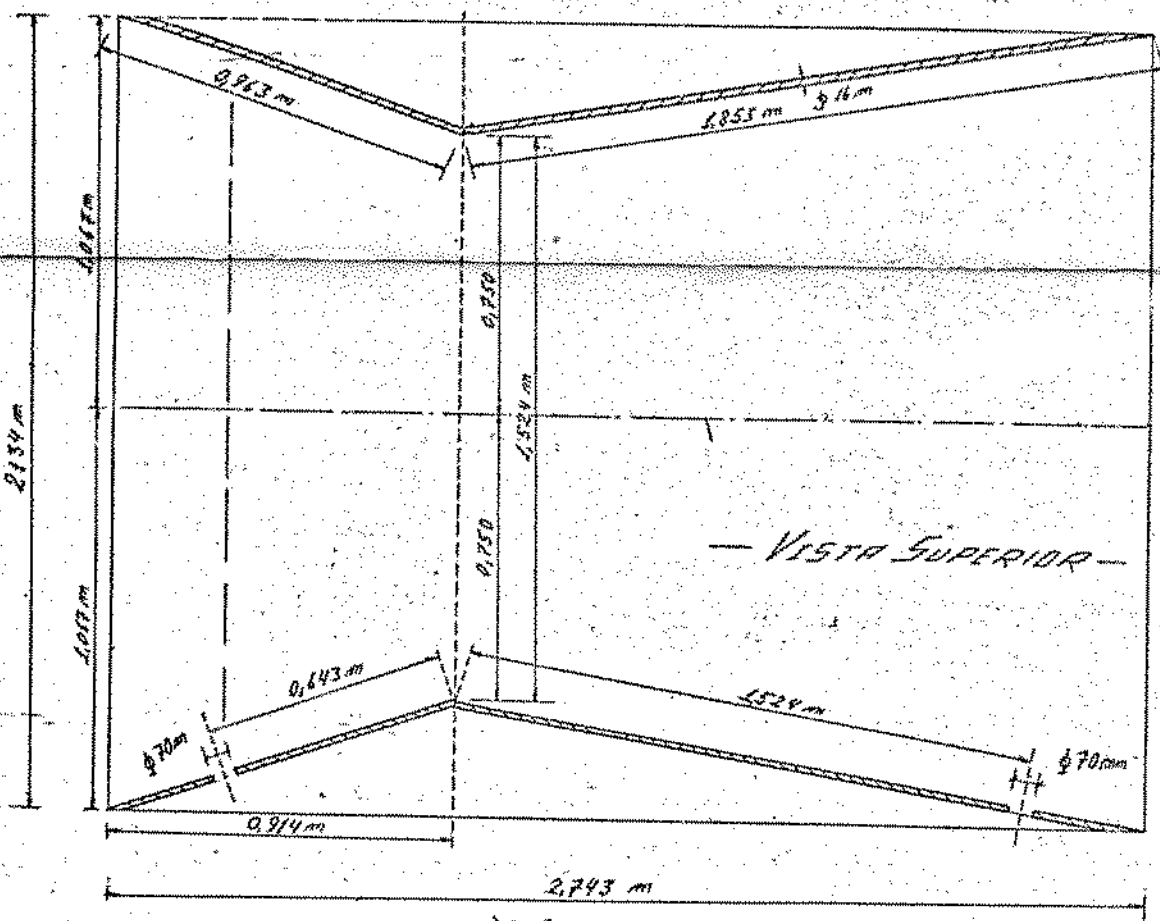


FIG. 3

VENTURI  
DE  
FUNDO  
PLANO

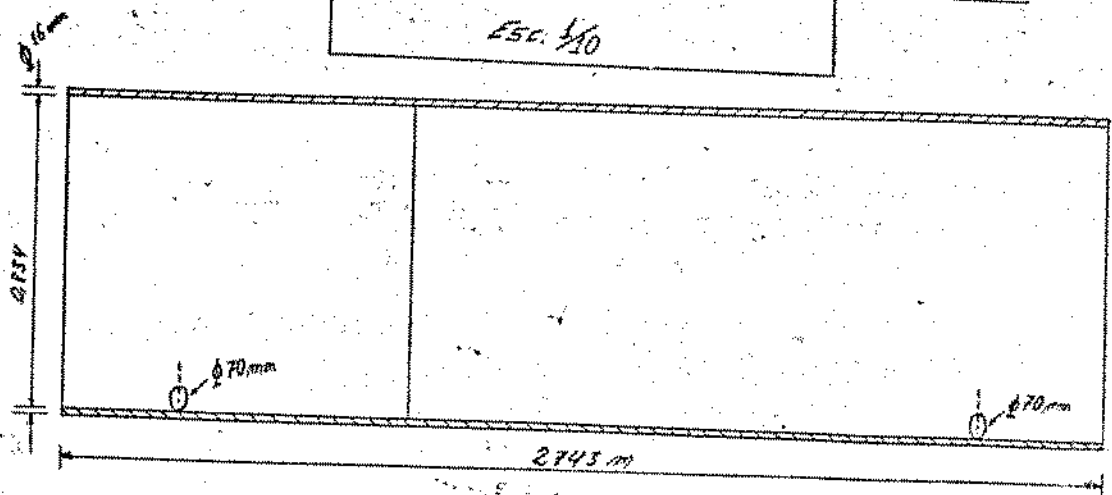
FATIA DE FLUXO





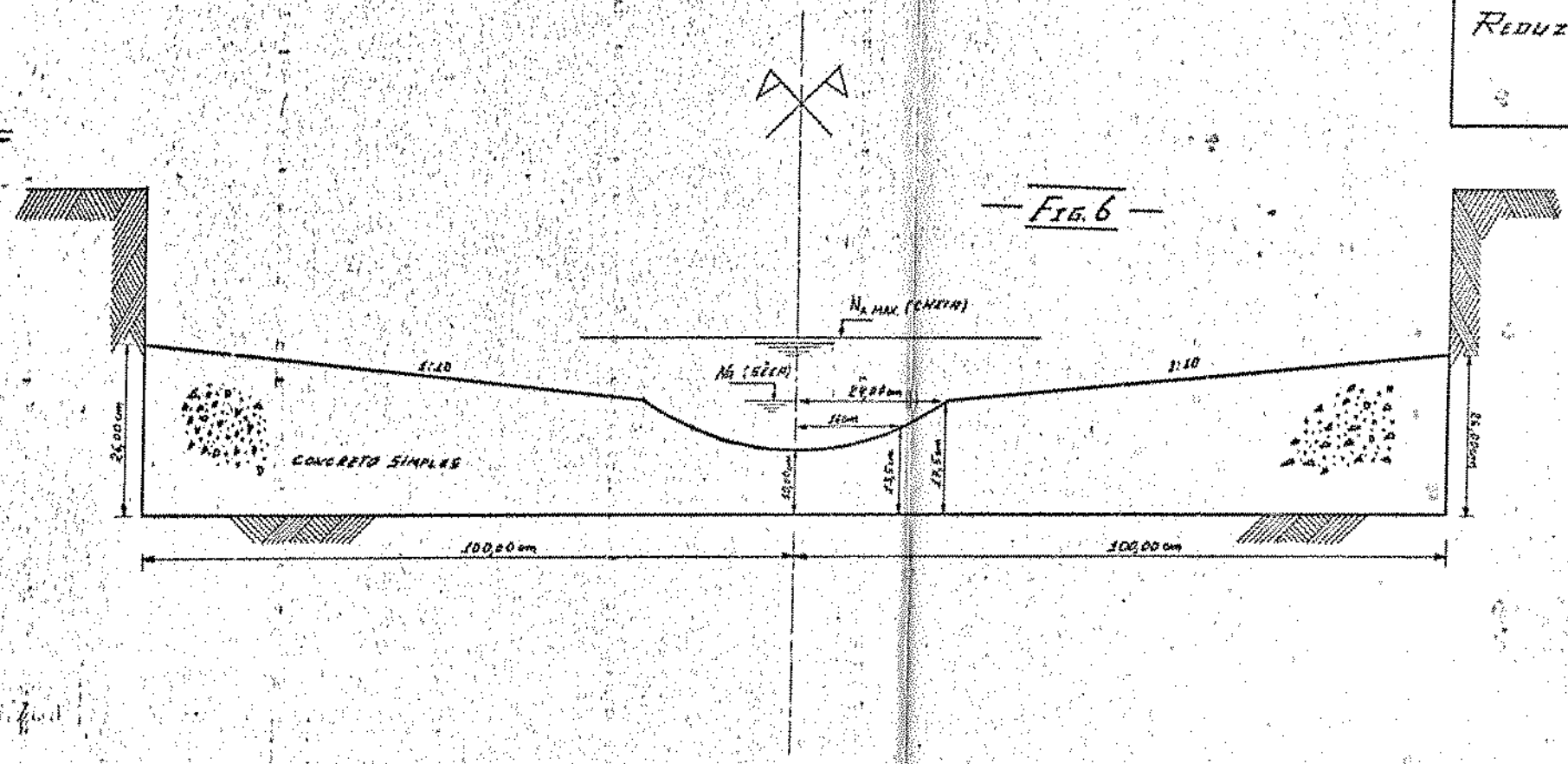
VENTURI  
 — PROTOTIPO —  
 ESC. 1/10

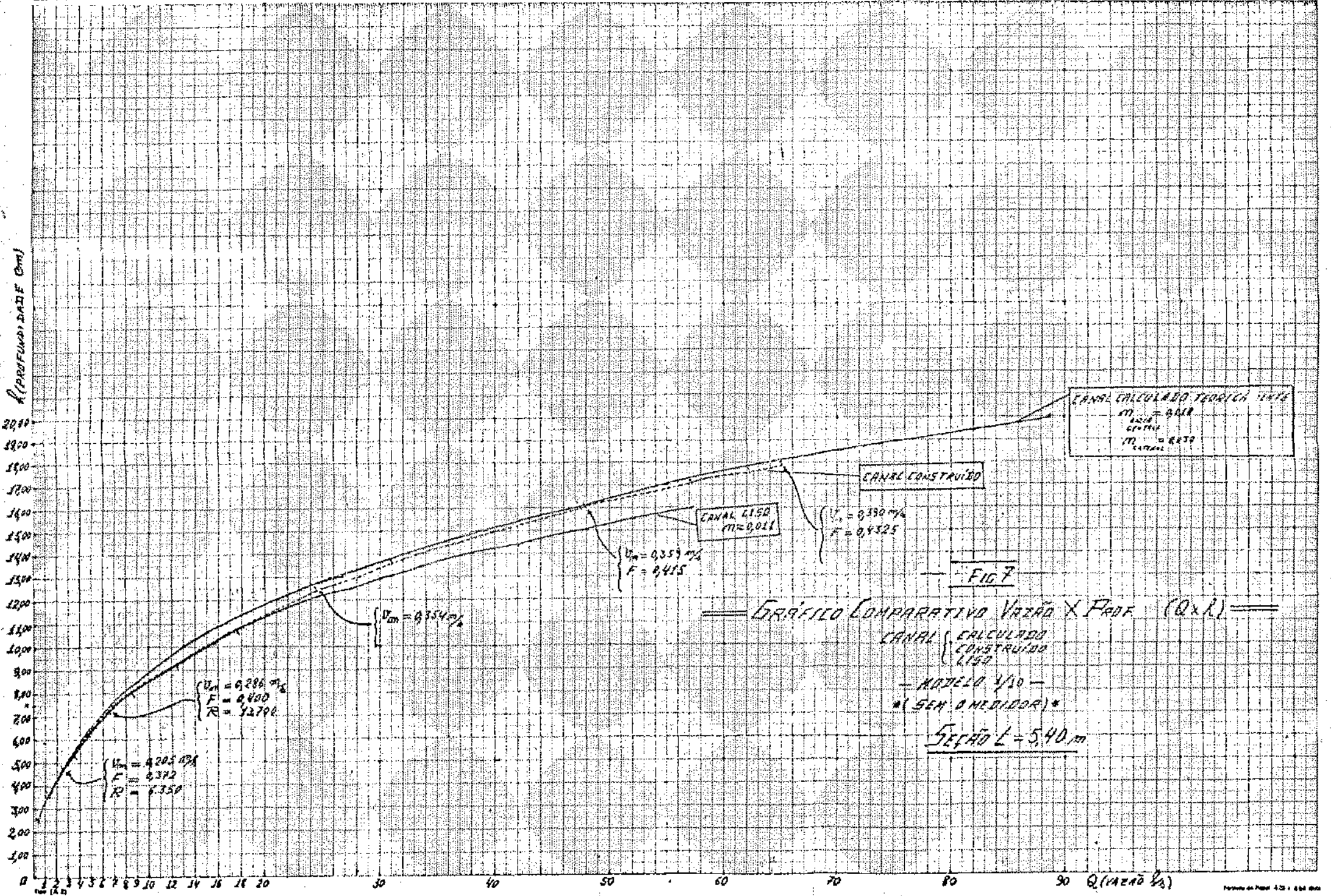
— FIG. 5 —



Esc. 1:5  
Corte Transv.  
Bacia do Mod.  
Reduzida (1:10)

— FIG. 6 —

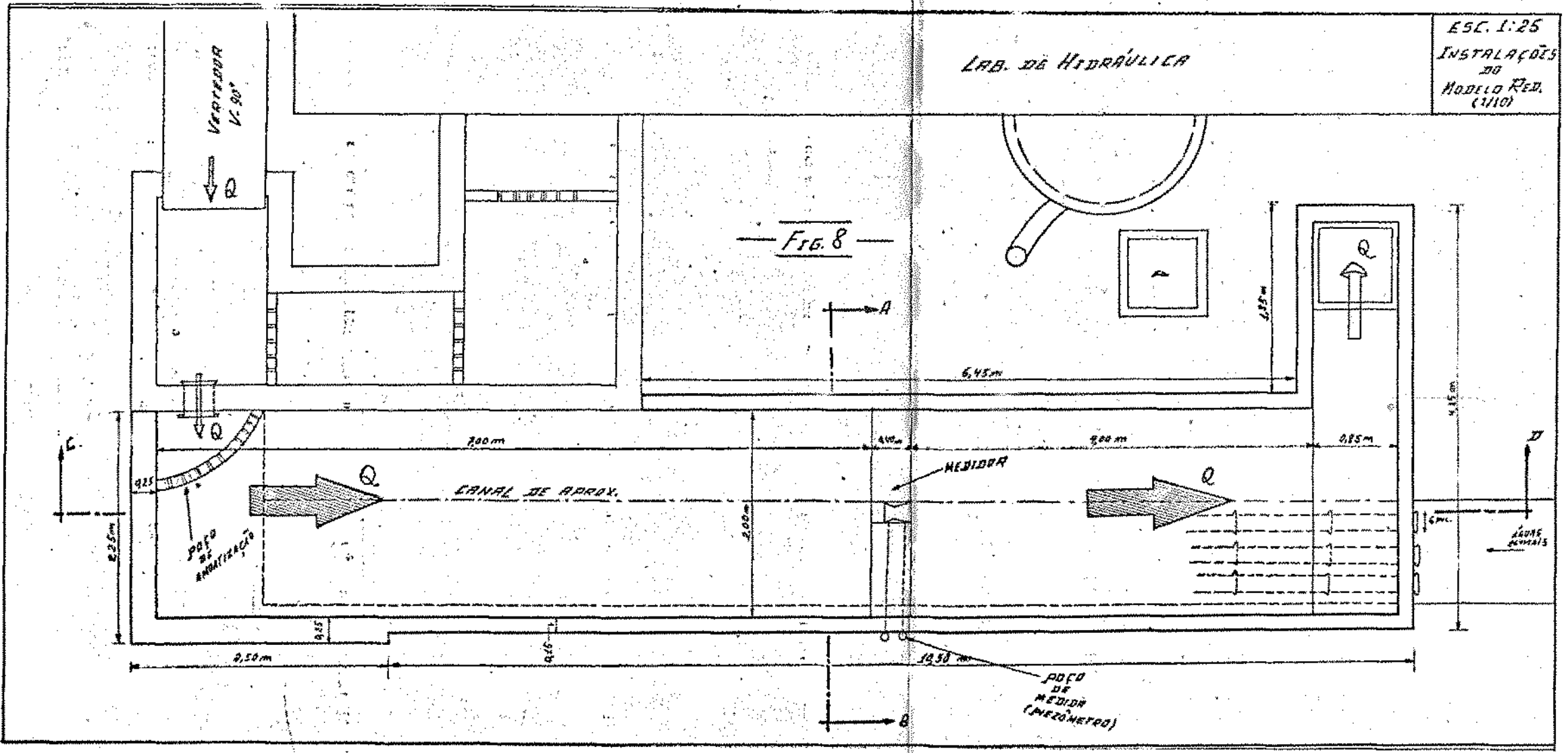




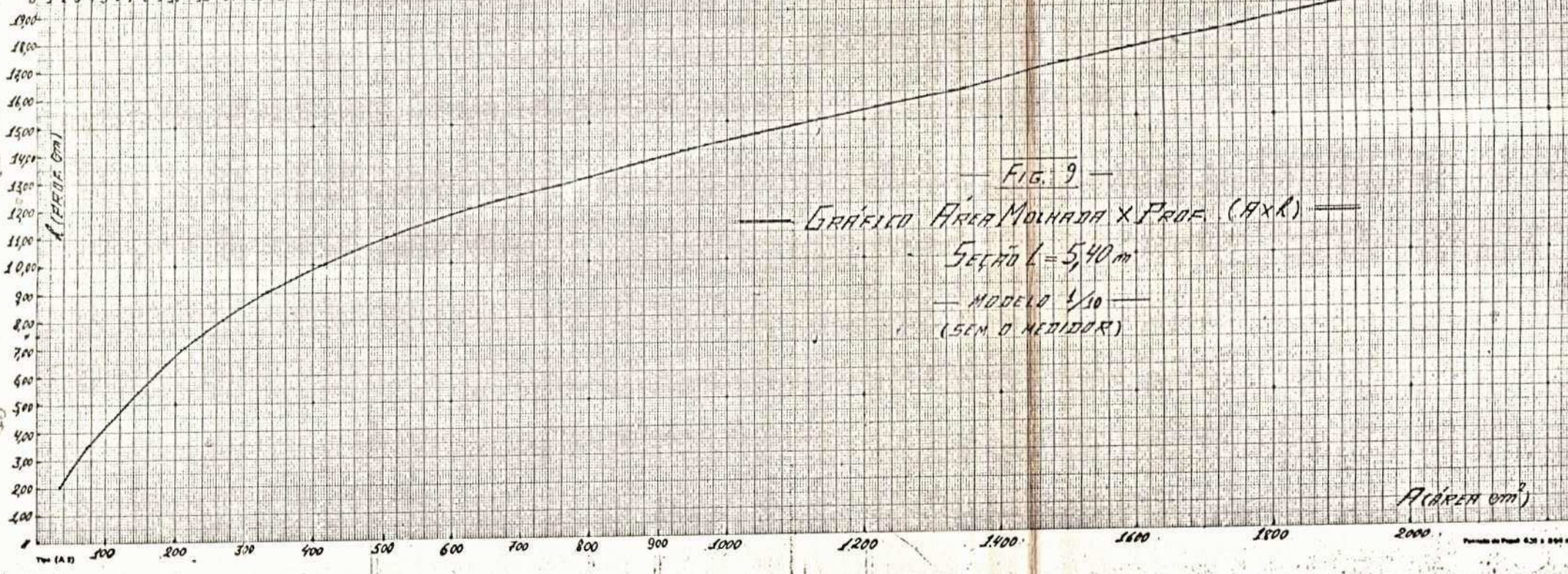
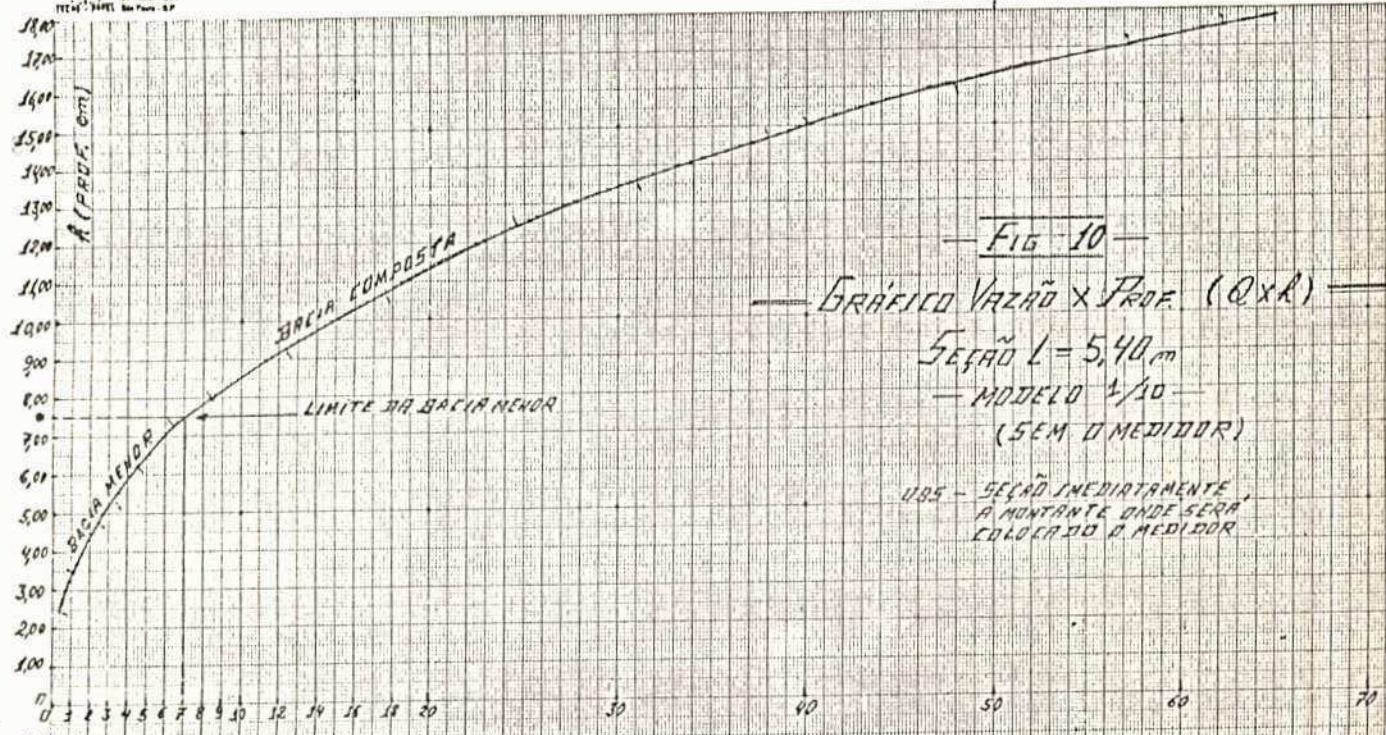
ESC. 1:25  
INSTALAÇÕES  
DO  
MODELO RED.  
(1/10)

LAB. DE HIDRÁULICA

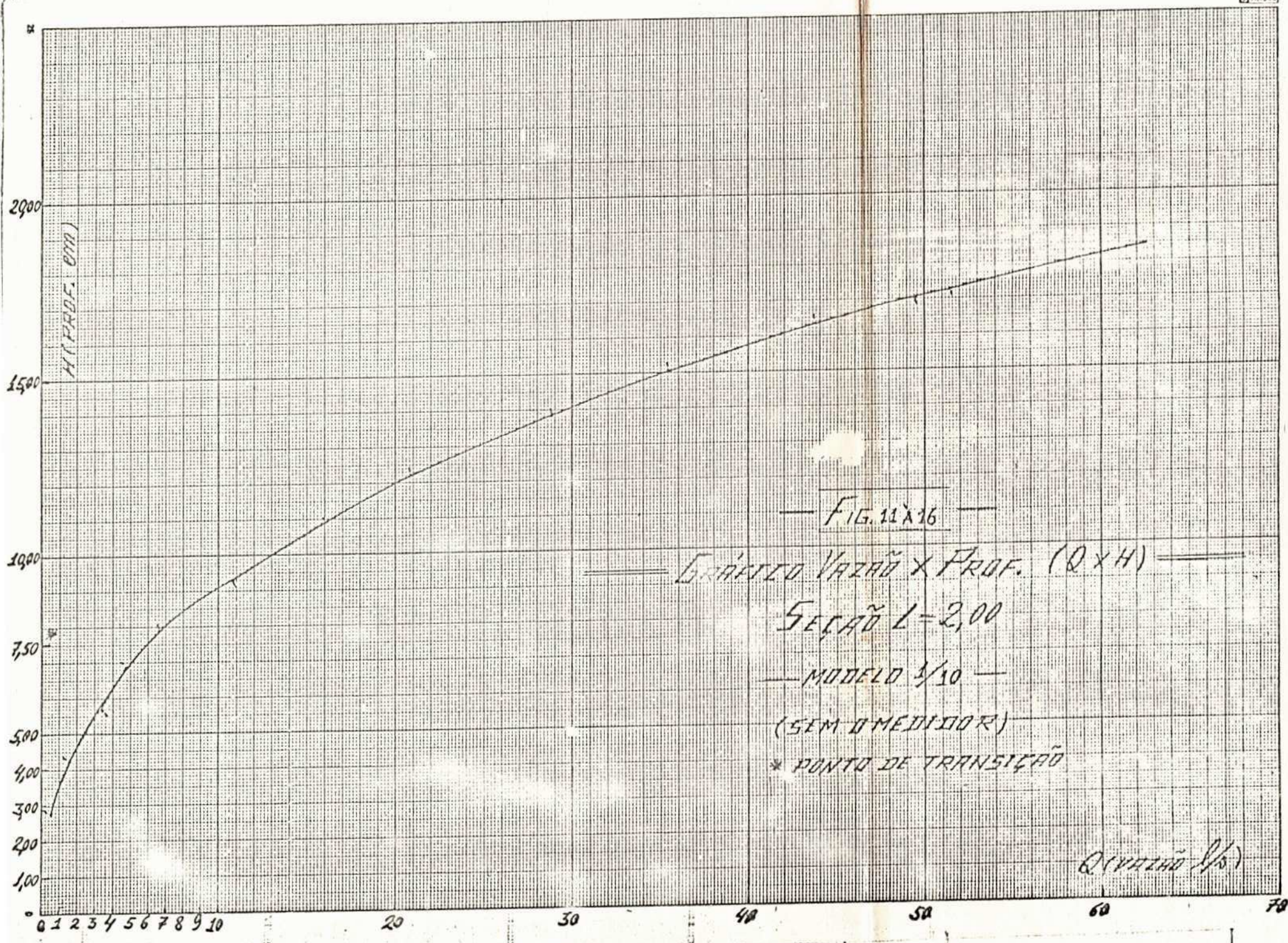
Fig. 8











— FIG. 11 x 16 —

— GRÁFICO VAZÃO x PROF. (Q x H) —

SEÇÃO L = 2,00

— MODELO 3/10 —

(SEM DIMENSIONAR)

\* PONTO DE TRANSIÇÃO

Q (VAZÃO l/s)



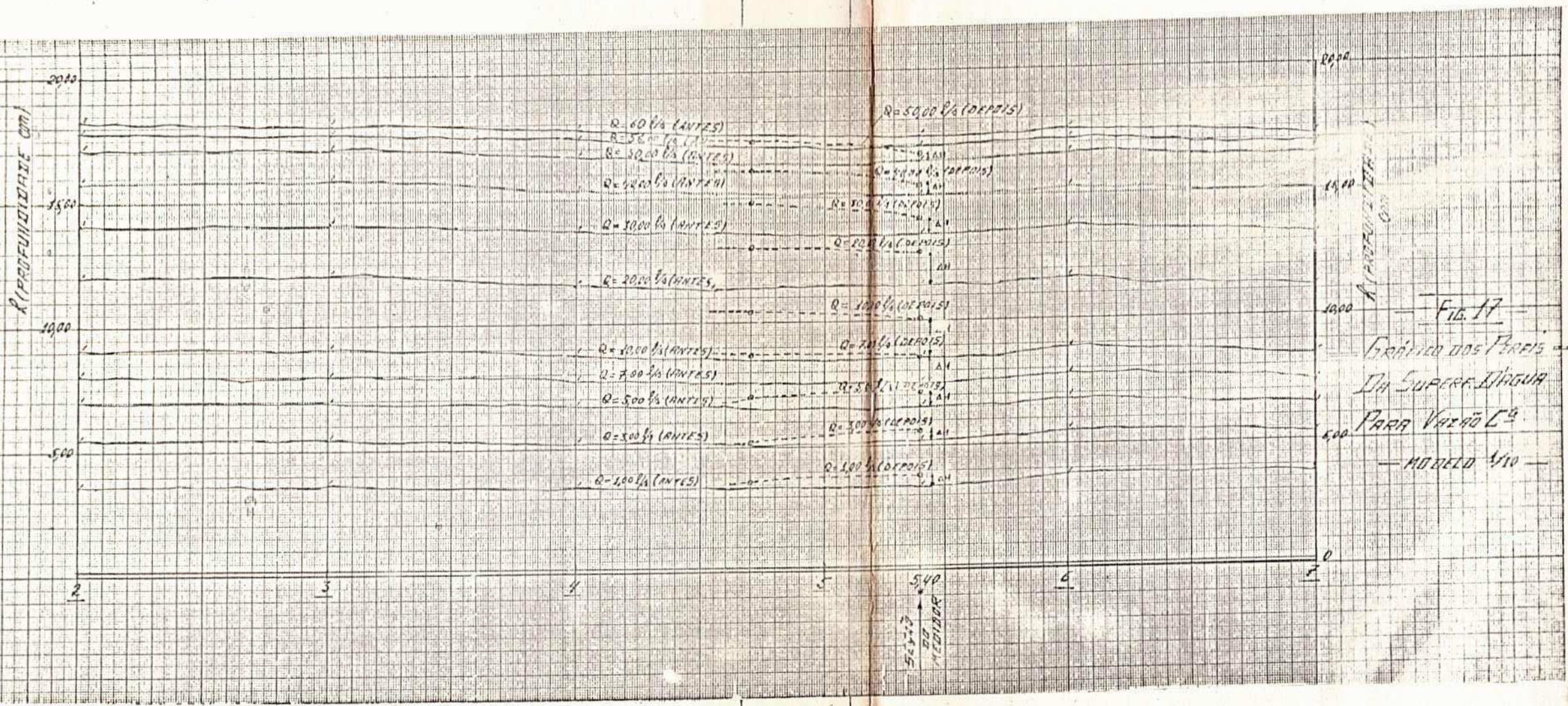


FIG. 17  
 Gráfico dos Perfis  
 DA SUPERFÍCIE DA  
 PARA VARIAS Q'S  
 MODELO 4/10



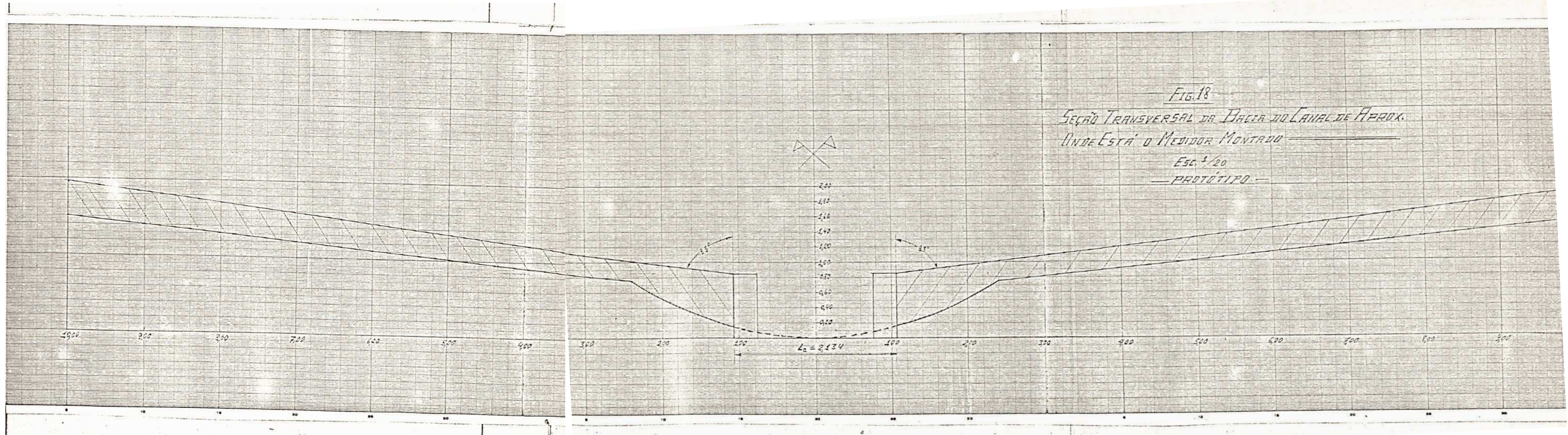


FIG. 18

SEÇÃO TRANSVERSAL DA BARRA DO CANAL DE APROX.  
ONDE ESTÁ O MEDIDOR MONTADO

ESC. 1/20

— PROTÓTIPO —

2.00  
 1.80  
 1.60  
 1.40  
 1.20  
 1.00  
 0.80  
 0.60  
 0.40  
 0.20

$L_0 = 2.434$

45°

65°

1000 900 800 700 600 500 400 300 200 100 100 200 300 400 500 600 700 800 900 1000



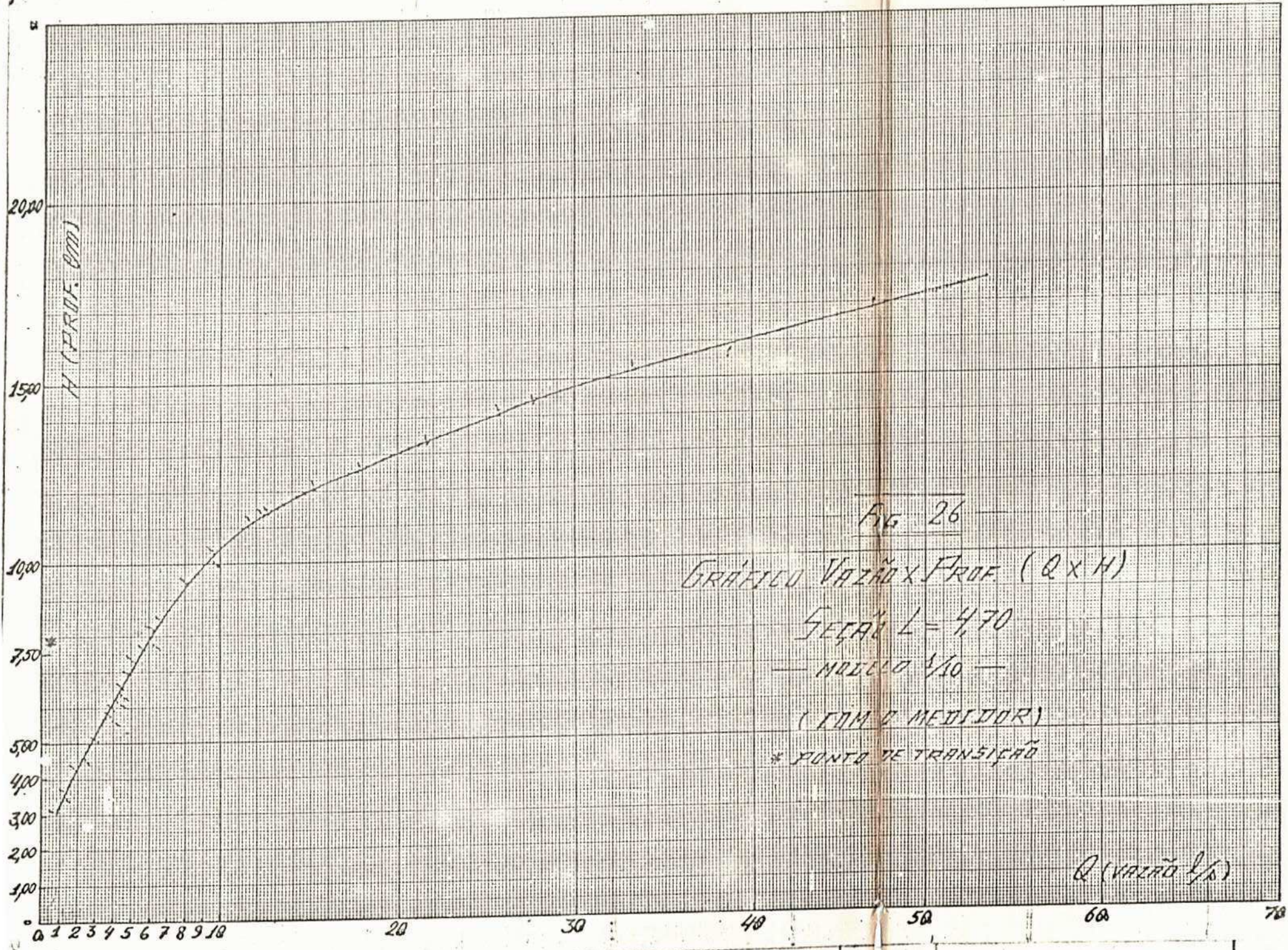


Fig 26

GRÁFICO VAZÃO X PROF. (Q x H)

SEÇÃO L = 4,70

— MÓDULO 1/10 —

(COM O MEDIADOR)

\* PONTO DE TRANSIÇÃO

Q (VAZÃO L/S)

H (PROF. CM)

0 1 2 3 4 5 6 7 8 9 10

20

30

40

50

60

70



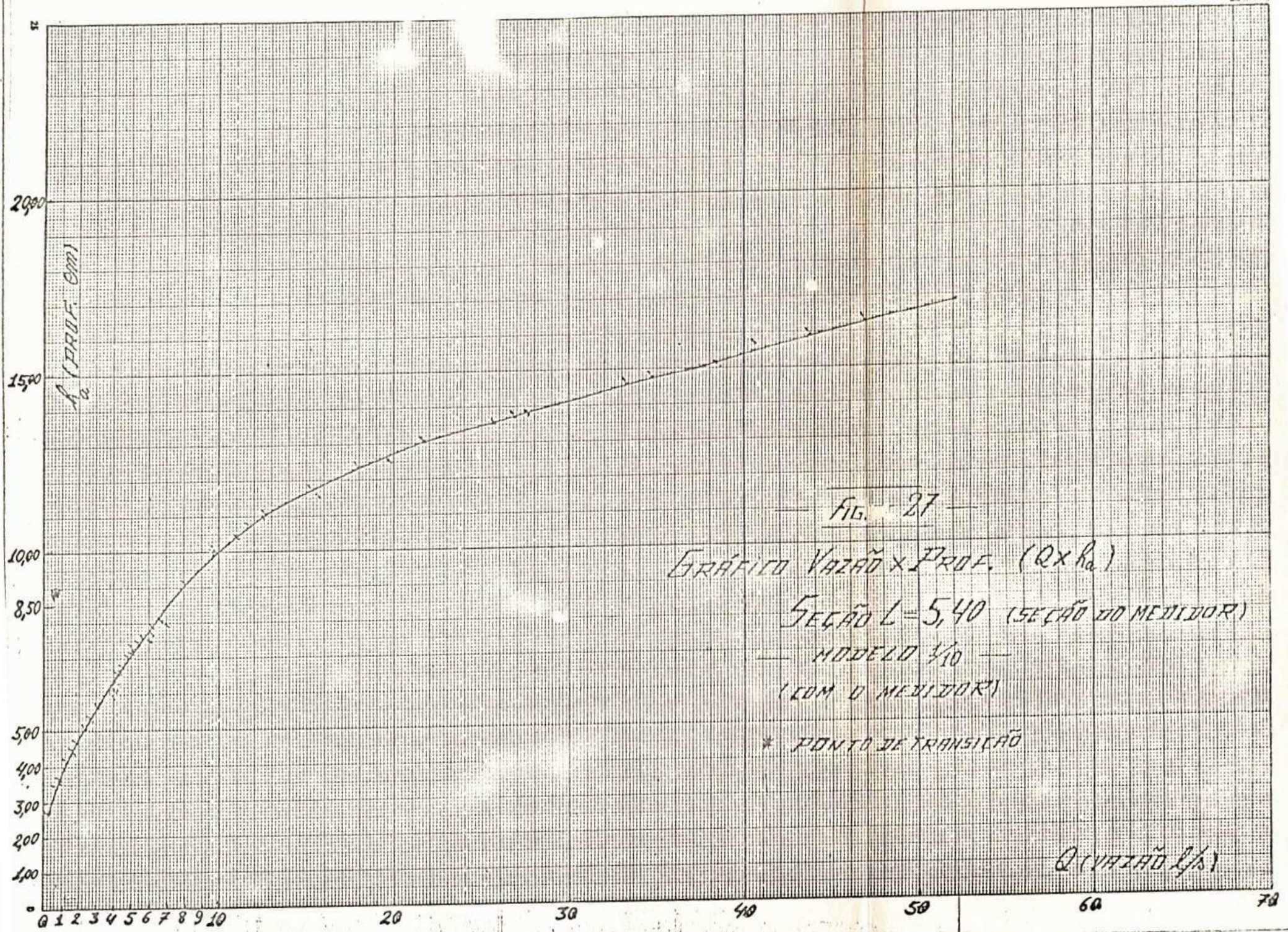


FIG. 27

GRÁFICO VAZÃO  $\times$  PROF. ( $Q \times h_0$ )

SEÇÃO  $L = 5,40$  (SEÇÃO DO MEDIDOR)

MODELO 4/0

(COM O MEDIDOR)

\* PONTO DE TRANSIÇÃO

$Q$  (VAZÃO l/s)



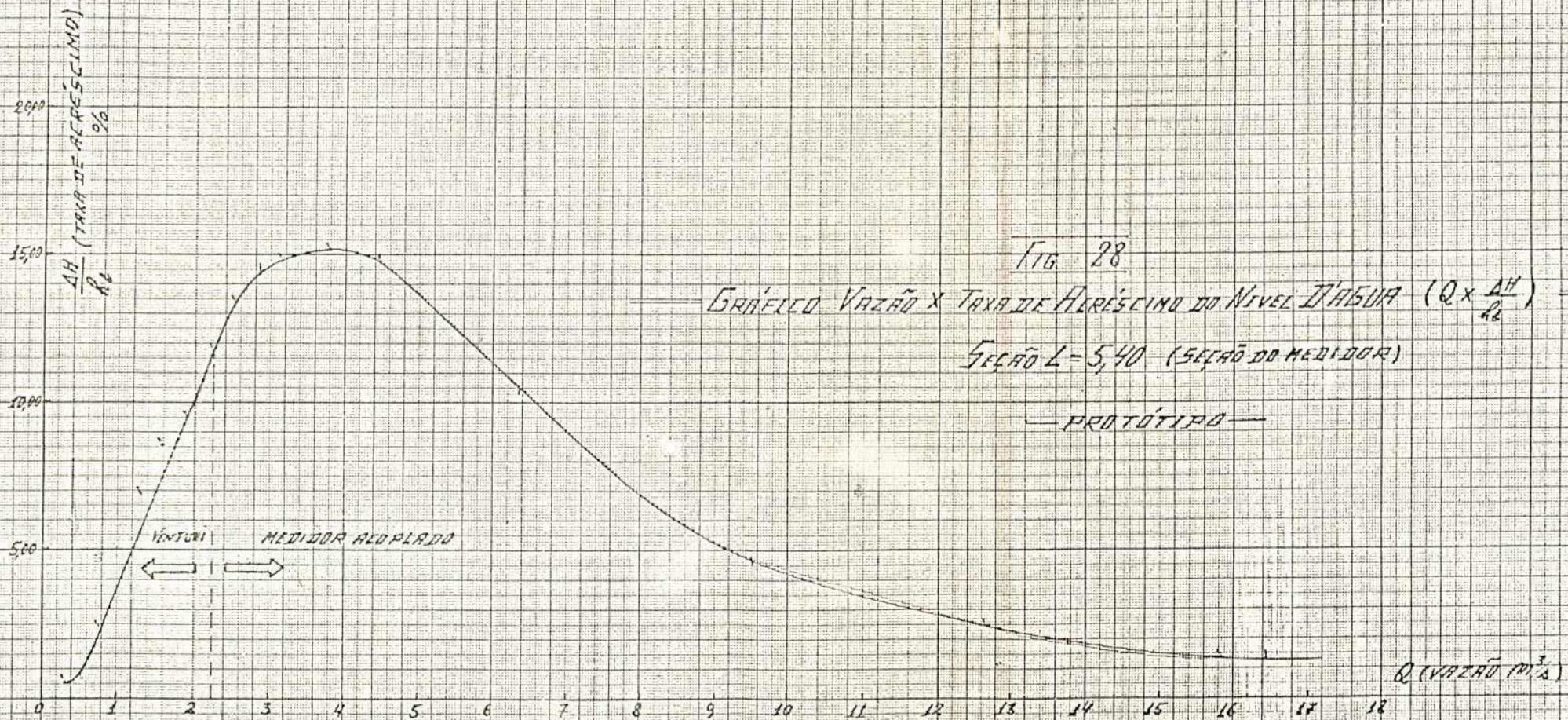


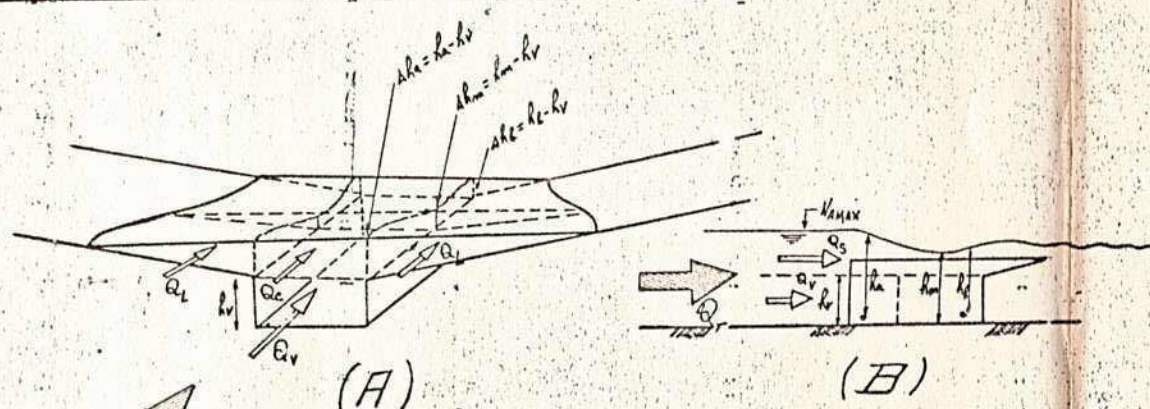
FIG. 28

GRÁFICO VAZÃO X TAXA DE ACRESCIMO DO NÍVEL D'ÁGUA ( $Q \times \frac{\Delta H}{\Delta t}$ )

SEÇÃO L=5,40 (SEÇÃO DO MEDIDOR)

PROTÓTIPO

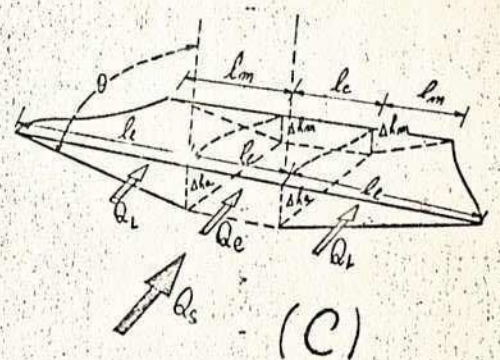




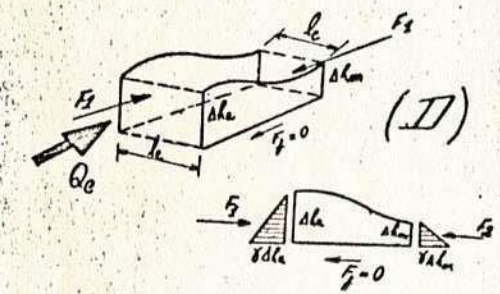
(A)

(B)

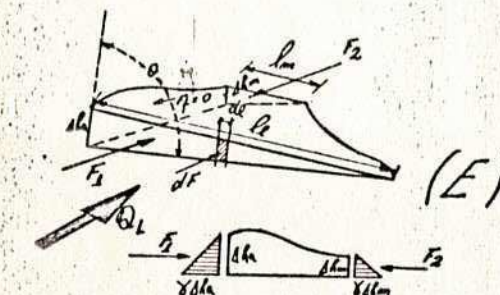
FIG. 30



(C)



(D)



(E)

MEDIDOR FUNCIONANDO  
 PARA ALTAS VAZÕES =  
 (DEDUÇÃO DA FÓRMULA)  
 TEÓRICA.



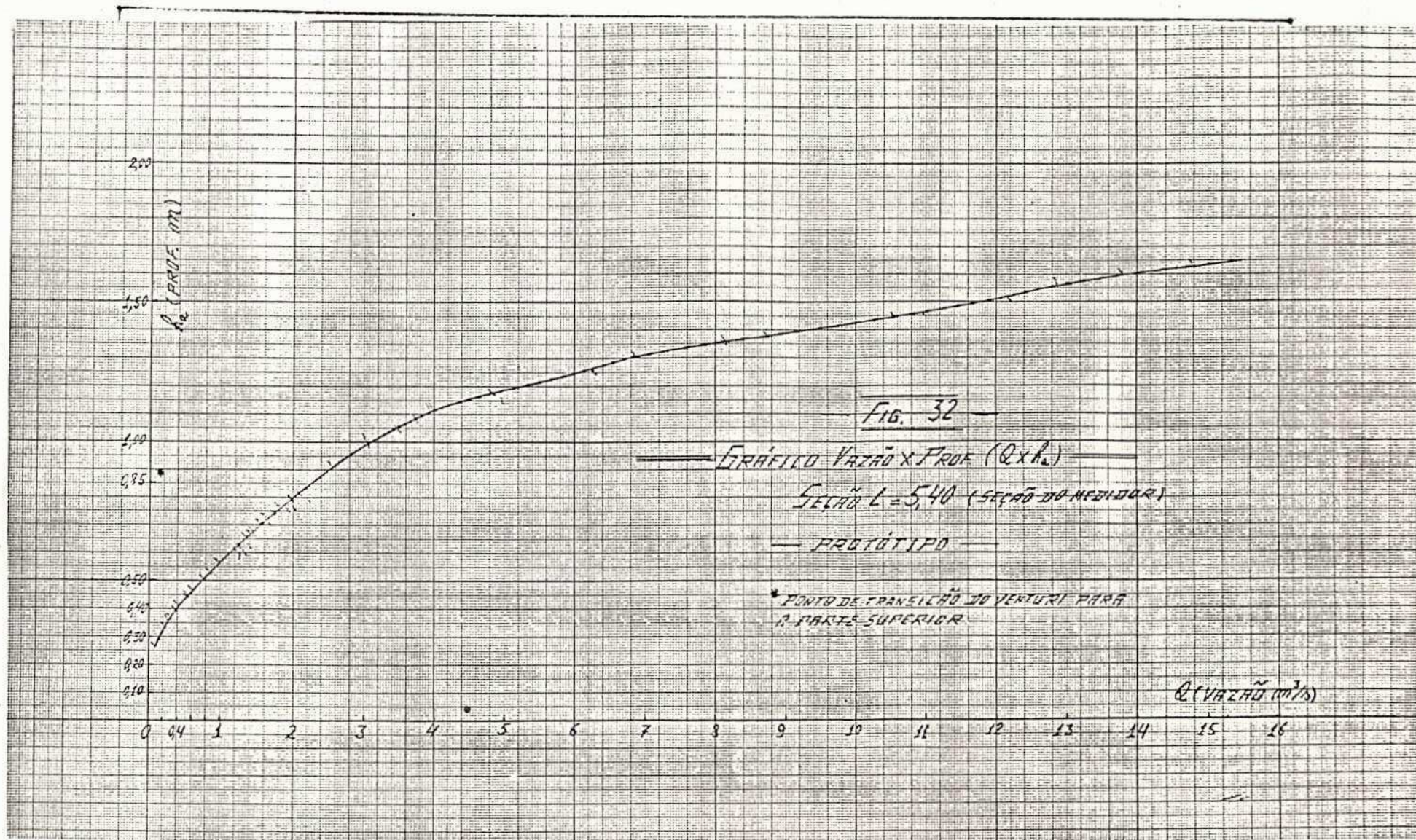


FIG. 32

GRÁFICO VAZÃO x PROF. ( $Q \times K_d$ )

SEÇÃO  $L = 5,40$  (SEÇÃO DO MEDIDOR)

PROTÓTIPO

\* PONTO DE TRAVESSIA DO VENTURI PARA A PARTE SUPERIOR

$Q$  (VAZÃO (M<sup>3</sup>/S))



Proj. 1511h, 404  
Pavimento 0711-1 - Formas 225x235 m.m. - Divisão 200x300 m.m.

100 140 200  $h_a$  (PROF. m)

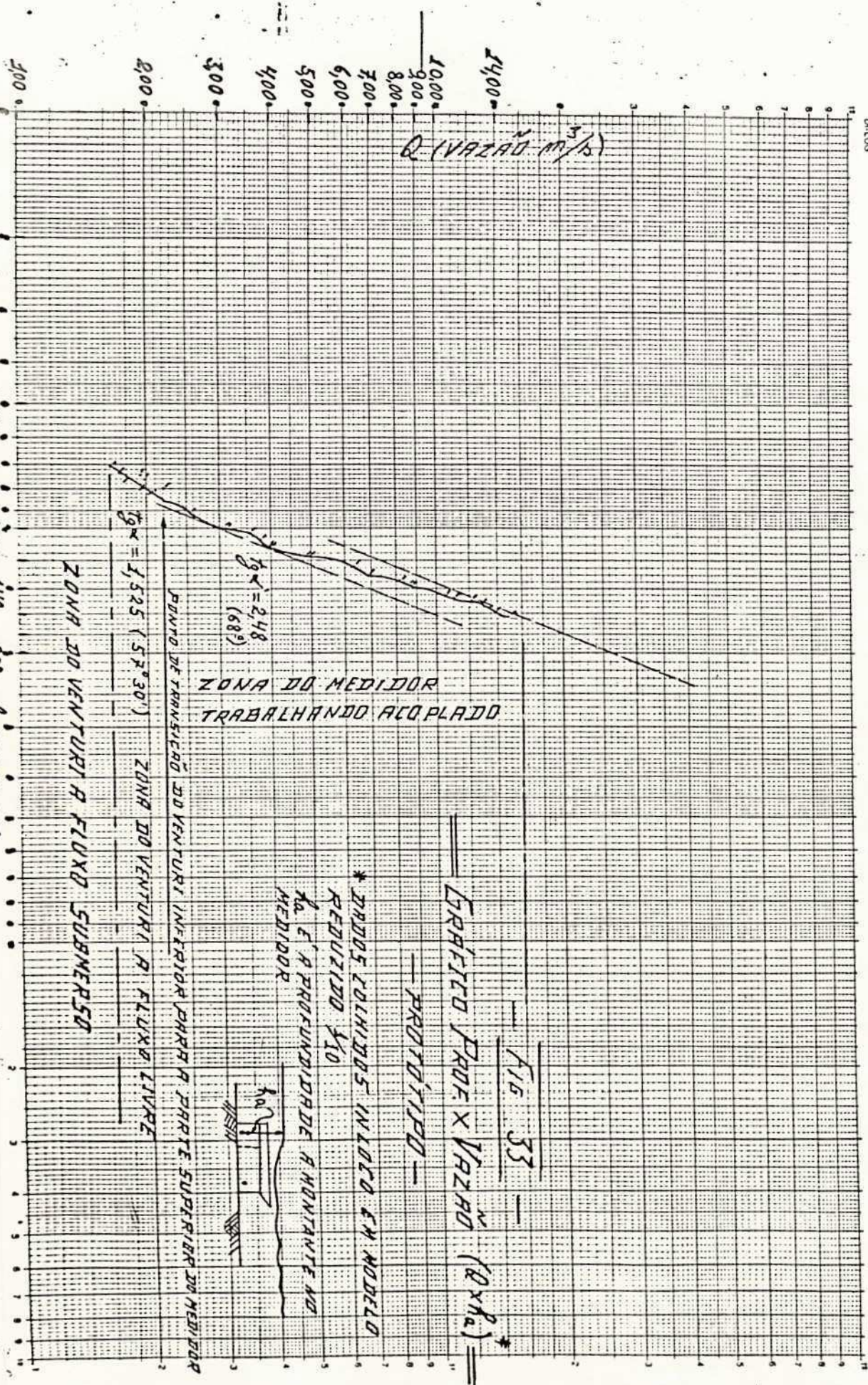
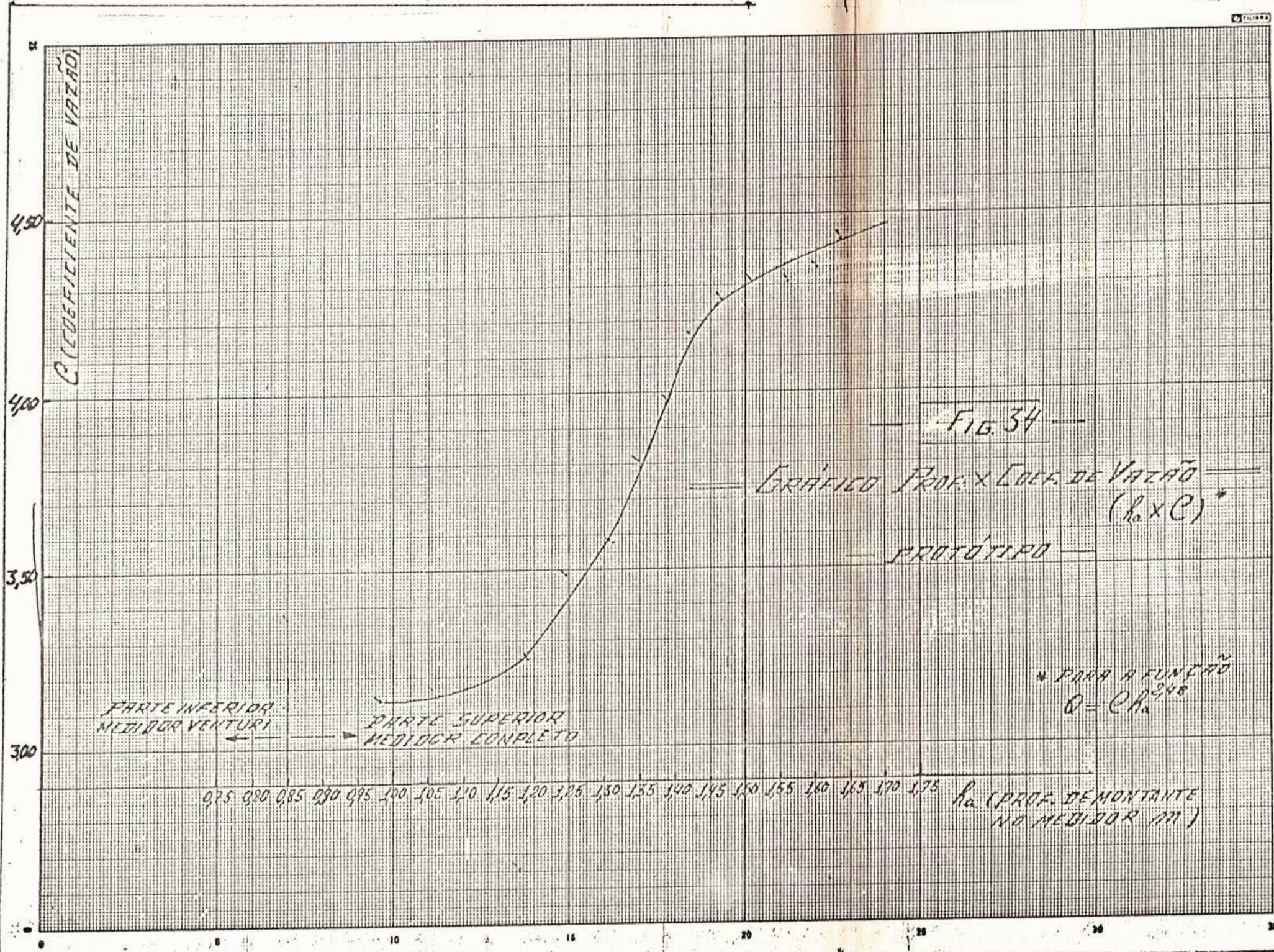


FIG. 33







DI-LOG

# MEDIDOR DE VEZÃO PARA RIOS COM GRANDE VARIACÃO DE DESCARGAS

(0,300 m<sup>3</sup>/s)  
A  
(14,00 m<sup>3</sup>/s)

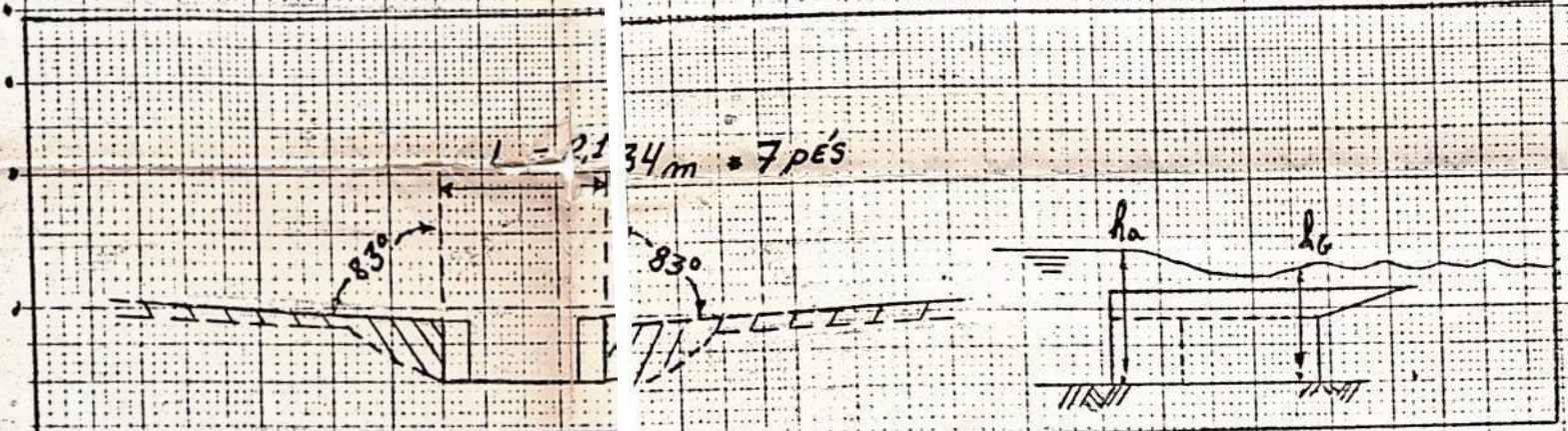


FIG. 35

- c = 440
- c = 410
- c = 390
- c = 370
- c = 350
- c = 340
- c = 330
- c = 320

TRIPLEX PAPEL  
Cr. Metal 4254  
Sao Paulo - S.P.

