



Governo Federal

MINISTÉRIO DAS MINAS E ENERGIA

Departamento Nacional de Águas e Energia Elétrica
DNAEE

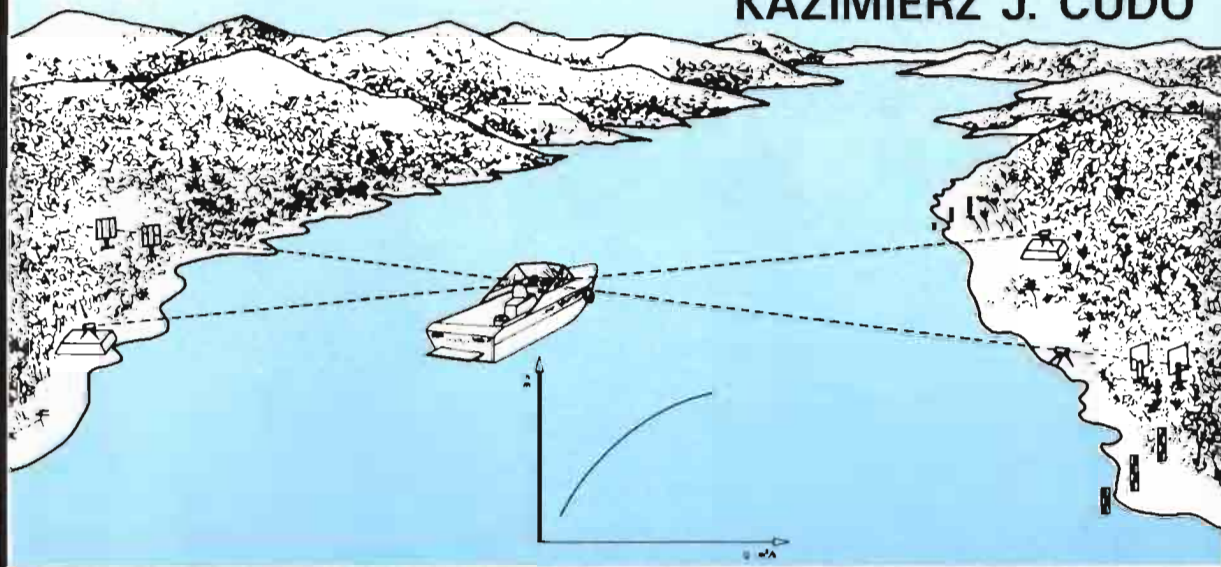
CONVÊNIO DNAEE/CNPq/ORSTOM

HIDROLOGIA

CURVA-CHAVE

Análise e Traçado

**GILBERT JACCON
KAZIMIERZ J. CUDO**



Apoio:

PRON I PROGRAMA NACIONAL DE IRRIGAÇÃO

Presidente da República
JOSÉ SARNEY

Ministro das Minas e Energia
VICENTE CAVALCANTE FIALHO

Ministro da Agricultura
IRIS REZENDE MACHADO

Departamento Nacional de Águas e Energia Elétrica – DNAEE
GETÚLIO LAMARTINE DE PAULA FONSECA – Diretor-Geral

Divisão de Controle de Recursos Hídricos do DNAEE
GOKI TSUZUKI – Diretor

Programa Nacional de Irrigação – PRONI
ELISEU ROBERTO DE ANDRADE ALVES – Secretário Executivo

MME — Ministério das Minas e Energia
DNAEE — Departamento Nacional de Águas e Energia Elétrica
SECT — Secretaria Especial de Ciência e Tecnologia
CNPq — Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico
MRES — Ministère de la Recherche et de L'Enseignement Supérieur
ORSTOM — Institut Français de Recherche Scientifique pour le
Développement en Coopération

HIDROLOGIA
CURVA-CHAVE
Análise e Traçado

GILBERT JACCON
Engenheiro Hidrólogo
Consultor do ORSTOM

KAZIMIERZ JOSEF CUDO
Engenheiro Hidrólogo
do DNAEE

Brasília, junho de 1989

ELABORAÇÃO: DNAEE — Divisão de Controle de Recursos Hídricos
Av. W3/Sul SRTV — Bloco I 4.º andar
Ed. PALÁCIO DO RÁDIO
70.330 — Brasília — DF — Brasil

COPYRIGHT: DNAEE/1989

DEPÓSITO LEGAL: Biblioteca Nacional. Rio de Janeiro — RJ

Reservados todos os direitos desta edição. Permitida a reprodução, desde que mencionada a fonte.

FICHA CATALOGRÁFICA
(Preparada pelo Centro de Documentação do DNAEE)

J12 JACCON, Gilbert

Curva-chave: análise e traçado: Brasília, DNAEE, 1989.

273 P.

1 v.

1. Hidrologia. 2. Fluviometria: Curva-chave I. CUDO, Kazimierz Josef, co-lab. II. Título.

CDU – 556.535

DESENHO:

Daniel de Souza Vabo

PROCESSAMENTO DE TEXTO:

Lilian de F. Ferreira

APRESENTAÇÃO

Esta publicação visa oferecer aos engenheiros hidrólogos a orientação básica, necessária e indispensável, para que o desenvolvimento dos estudos de calibragem de postos fluviométricos seja realizado com maior simplicidade e segurança.

Tendo em vista a escassez de literatura sobre o assunto, parece-nos desnecessário tecer maiores comentários sobre a importância do trabalho, desenvolvido com uma abordagem clara e objetividade prática, para os estudos de definição de relação cota-descarga.

Agradecemos ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – CNPq, que, através do Programa de Cooperação Tecnológica com o Instituto Francês de Pesquisa Científica para o Desenvolvimento em Cooperação – ORSTOM – proporcionou a vinda de seus consultores para atuarem no projeto “Pesquisa Aplicada ao Gerenciamento de Recursos Hídricos”, em execução pelo Departamento Nacional de Águas e Energia Elétrica – DNAEE, no âmbito do qual foi realizado o presente trabalho.

Igualmente, agradecemos aos autores sua pronta colaboração e dedicação singular na elaboração da presente edição, e ao PRONI – Programa Nacional de Irrigação –, por ter viabilizado a impressão desta publicação.

GOKI TSUZUKI
Diretor da DCRH/DNAEE

PREFÁCIO

Desde a instituição do Departamento Nacional de Águas e Energia Elétrica - DNAEE houve grande preocupação com os procedimentos adotados pelas entidades operadoras de redes hidrometeorológicas. Visando estabelecer os critérios mínimos que deveriam ser seguidos na área de hidrologia operacional, o DNAEE publicou, em 1970, as Normas e Recomendações Hidrológicas.

No final do ano de 1970, o "Comitê Technique d'Hydrologie de l'Office de la Recherche Scientifique e Technique Outre-Mer - ORSTOM" lançou a idéia de um Manual de Hidrometria o qual seria editado por fascículos, à medida que estes fossem elaborados.

No espírito dos membros deste Comitê, procurou-se utilizar as competências e a experiência dos pesquisadores e técnicos do Serviço de Hidrologia do ORSTOM para fazer um manual de língua francesa, mais orientado para a prática das técnicas hidrométricas do que para a sua teoria.

Cinco tomos estão previstos:

- Tomo 1 : Generalidades sobre redes hidrométricas.
Elementos básicos para a prática dos trabalhos de campo e escritório.
Medições e trabalhos topográficos.
- Tomo 2 : Limnometria, limnigrafia e teletransmissão de dados.
- Tomo 3 : Medição de descarga pelas velocidades.
- Tomo 4 : Métodos globais de medição de descarga.
- Tomo 5 : Traçado da curva-chave e cálculo de vazões.

Este último livro "Tracé de la Courbe de Tarage et Calcul des débits" de autoria de Gilbert Jaccon foi publicado na França, no final do ano de 1987.

A idéia de se elaborar uma série de publicações técnicas, voltadas à área de hidrologia operacional, despertou grande interesse entre os técnicos e profissionais brasileiros, principalmente a partir de 1981 quando o DNAEE iniciou uma série de atividades de pesquisa e treinamento no âmbito do Projeto

Pesquisa Aplicada ao Gerenciamento de Recursos Hídricos ,
Instituído pelo Programa de Cooperação Científica e Tecnológica
entre o Conselho Nacional para o Desenvolvimento Científico e
Tecnológico CNPq e o Institut Français de Recherche Scientifique
pour le Développement en Coopération - ORSTOM/França.

No período de 1981 a 1987 alguns documentos técnicos
foram publicados pelo DNAEE, mais especificamente dirigidos a
hidrotécnicos e auxiliares de engenheiro, contudo, constatamos
também que os hidrólogos responsáveis pela definição de
curvas-chave, defrontavam-se com problemas de difícil solução
e muitas vezes sem alternativas para concluir um trabalho com
precisão aceitável.

Como a metodologia já estava sendo difundida por meio de
pesquisas e eventos de treinamento, o DNAEE julgou imprescindível
a publicação de tal experiência e, com a autorização do ORSTOM, a
publicação francesa foi adaptada à língua portuguesa com exemplos
práticos desenvolvidos na área de pesquisa em hidrologia.

Concluída a minuta do trabalho, a mesma foi ainda
submetida ao Comitê de Leitura constituído pelos hidrólogos Erton
de CARVALHO - FURNAS, Goki TSUZUKI - DNAEE, Heinz Dieter FILL -
COPEL, Kokei UEHARA - USP, Manoel Sylvio Carneiro CAMPELLO NETTO -
SUDENE e Reinaldo de PAULA JUNIOR - DAEE/SP.

A presente publicação é apenas um tomo de um "Manual de
Hidrometria". Esperamos que este trabalho tenha continuidade para
que outros livros sejam elaborados dentro do Convênio DNAEE/CNPq-
-ORSTOM.

Expressamos aqui os nossos agradecimentos ao Comitê de
Leitura pelas contribuições e manifestações recebidas. Da mesma
forma, externamos a nossa gratidão ao Diretor do DNAEE/DCRH
por ter colocado, à disposição do trabalho, os recursos
necessários para que a presente publicação fosse concluída no
menor prazo possível.

INTRODUÇÃO

O estudo da relação cota-descarga, caracterizada por um período de validade e uma faixa de amplitude entre as cotas mínimas e máximas observadas, é realizado a partir de uma série de informações, uma cronologia de cotas e certo número de medições de descarga. A partir daí, o hidrólogo procura definir a relação $Q(h)$ que poderá ser simples ou até impossível de ser determinada.

No primeiro capítulo, "Conhecimento do Campo - Aspectos Teóricos", é apresentada uma síntese da teoria sobre as características geométricas e hidráulicas que normalmente podem ocorrer nos trechos hidrométricos e que devem ser, previamente, do conhecimento do técnico responsável pelo estudo.

O segundo capítulo, "Traçado da Curva de Calibragem", é o mais importante, porque apresenta uma seqüência lógica do estudo de maneira que o encadeamento das diversas fases conduza a um desfecho final (curva de calibragem definida ou indeterminada) com base em argumentos completos e seguros.

Este roteiro é basicamente composto de 8 etapas seguintes: análise do dossiê, levantamento de cotas e medições de descarga, crítica das medições, análise da repartição dos pontos, traçado da curva-chave, extrapolação, tabela de calibragem e relatório final.

Estas etapas estão apresentadas em diversos sub-ítem do capítulo II, com maior destaque para a crítica prévia das medições (que para ser sistemática e objetiva, deve anteceder a qualquer plotagem), análise (utilizando papel milimetrado para não incorrer em atitude pré-concebida) e extrapolação (métodos e cuidados).

O terceiro capítulo "Calibragem de Estações Não-Unívocas" apresenta a forma de solução para as estações com instabilidade geométrica e instabilidade hidráulica. Neste último caso são descritos os métodos para a calibragem de estações com uma ou duas réguas.

O assunto parece a princípio um tanto insípido mas o leitor irá perceber, logo nas primeiras páginas, que cada exposição teórica é ilustrada com exemplos práticos e acompanhada de uma síntese. Na parte final do livro, novamente para facilitar a compreensão e aplicação dos métodos, são apresentados três exemplos totalmente resolvidos, a partir de uma série previamente escolhida, portanto, devem ser considerados como exercícios didáticos e não como solução definitiva para os postos em questão.

Finalmente, levamos ao conhecimento dos interessados no tema que para a presente publicação procuramos, num prazo curto, reunir o material disponível e apresentá-lo de forma clara sem nenhuma pretensão de esgotar o assunto, mas simplesmente de esclarecer os principais problemas que os hidrólogos enfrentam no seu dia a dia de trabalho e acenar com as possíveis soluções para a definição da curva-chave.

SUMÁRIO

I. CONHECIMENTO DO CAMPO – ASPECTOS TEÓRICOS	11
I.1 – O LEITO DE UM CURSO D'ÁGUA NATURAL	11
I.11 – Geometria do leito	11
I.12 – Natureza do leito	24
I.2 – OS ESCOAMENTOS	32
I.21 – Grandezas características	33
I.22 – Regimes de escoamento	37
I.23 – Controle hidráulico	44
I.3 – A ESTAÇÃO HIDROMÉTRICA	52
I.31 – Parâmetros medidos	52
I.32 – Escolha do local	54
I.33 – Seções características	56
I.4 – A RELAÇÃO COTA-DESCARGA	59
I.41 – Calibragem	59
I.42 – Diferentes tipos de calibragem	63
II. TRAÇADO DA CURVA DE CALIBRAGEM	71
II.1 – INVENTÁRIO E CRÍTICA DOS DADOS DISPONÍVEIS	71
II.11 – Dossiê técnico da estação	71
II.12 – Dados limnimétricos	74
II.13 – Listagem das medições	77
II.2 – PREPARAÇÃO DO GRÁFICO	84
II.21 – Escolha do papel e do formato	84
II.22 – Escolha das escalas	86
II.23 – Identificação dos pontos	88

II.3 – ANÁLISE DA DISPENSÃO DOS PONTOS	89
II.31 – Pesquisa dos critérios de não univocidade	89
II.32 – Anomalias	92
II.4 – TRAÇADO DA CURVA DE CALIBRAGEM	93
II.41 – Regra prática para minimizar os desvios	93
II.42 – Peso relativo de cada medição	94
II.43 – Precisão do traçado	94
II.44 – Exemplo do ribeirão do Lobo em Jacaré-Açú 1	95
II.5 – EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA DE CALIBRAGEM	99
II.51 – Observações preliminares	101
II.52 – Águas médias e altas	102
II.53 – Águas baixas	122
II.6 – PROCESSAMENTO AUTOMÁTICO	125
III. CALIBRAGEM DE ESTAÇÕES NÃO-UNÍVOCAS	129
III.1 – ESTAÇÕES INSTÁVEIS	130
III.11 – Escolha do período de validade de cada curva	130
III.12 – Campo de aplicação	134
III.2 – ESTAÇÕES COM DUAS RÉGUAS	135
III.21 – Representação da superfície de calibragem	136
III.22 – Método do desnível normal	138
III.3 – ESTAÇÕES COM UMA ÚNICA RÉGUA	154
III.31 – Método do gradiente limnimétrico	154
III.32 – Método do intervalo à cota máxima	167
III.4 – COMPARAÇÃO DOS DIFERENTES MÉTODOS	177
III.41 – Condições de aplicação	177
III.42 – Performances	179
CONCLUSÃO	181
ANEXOS	
A1 – Curva-chave do rio Dois Rios em DOIS RIOS	185
A2 – Curva-chave do rio Iguaçu em PORTO AMAZONAS	211
A3 – Curva-chave do rio Solimões em MANACAPURU	235
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	271

I - CONHECIMENTO DO CAMPO - ASPECTOS TEÓRICOS

Em uma seção transversal de um curso d'água, a relação que existe entre a descarga e a cota (altura da lâmina d'água) sob a qual esta descarga escoar, é uma função muito complexa que envolve características geométricas e hidráulicas da seção considerada e do canal em que a mesma está situada.

Traçar uma curva de calibragem, é determinar uma representação gráfica da relação cota-descarga a partir de algumas medições muitas vezes mal distribuídas no intervalo de cotas e, em certos casos, pouco precisas. Somente um bom conhecimento do terreno e uma compreensão exata do funcionamento hidráulico do canal onde se situa a régua, permite uma interpretação correta das medições de descarga líquida.

Este capítulo apresenta as características do leito de um curso d'água natural, os regimes de escoamento, as propriedades da estação hidrométrica e propõe uma classificação dos tipos de relação cota-descarga (curva-chave).

1.1 - O LEITO DE UM CURSO D'ÁGUA NATURAL

O leito define as condições do escoamento por meio da sua forma geométrica e pela sua rugosidade. Um dos problemas essenciais para a definição da relação cota-descarga tem sido o desconhecimento da variabilidade no tempo destas duas características.

1.11 - Geometria do leito

Neste tópico descreve-se o trecho do curso d'água natural, em que se situa a estação hidrométrica, examinando sucessivamente o seu traçado, o seu perfil longitudinal e sua seção transversal.

1.111 - Análise do traçado -

A análise do traçado, em campo ou com a utilização de mapas e fotografias aéreas, permite distinguir:

a) leitos rochosos ou constituídos principalmente por

rochas, cujo traçado depende da resistência à erosão, das formações geológicas e da existência de acidentes tectônicos. Neste caso, o traçado é geralmente muito irregular e acompanha a direção das falhas e fraturas, sendo caracterizado por ângulos retos, trechos retilíneos longos e normalmente geométricos:

b) leitos aluvionares, classificados e descritos segundo a resistência erosiva das margens e da declividade geral, conforme publicação "Dynamique Fluviale por Lebreton, 1974".

- leitos com meandros, que são os mais freqüentes, apresentam uma forma sinusoidal bastante regular cujo comprimento de onda (da senóide) é da ordem de 7 a 12 vezes a largura - em geral, o número de meandros aumenta para jusante;
- leitos sinuosos, em fundo de vale, são caracterizados por ilhas e braços múltiplos interligados - correspondem a cursos d'água com grande declividade e elevado transporte sólido;
- leitos retilíneos, são pouco freqüentes e de pequena extensão, da ordem de 10 vezes a largura - nestes trechos, o leito menor (de estlagem) é sinuoso entre as margens constituindo-se de partes baixas e soleiras naturais.

A estação hidrométrica é normalmente instalada em um único canal de trecho retilíneo (estirão). Este caso nem sempre ocorre devendo ser feito um exame aprofundado do traçado para detectar possíveis braços secundários que possam existir a montante, algumas vezes a vários quilômetros do leito principal.

As singularidades do traçado são constituídas por curvas fechadas, confluências e defluências. Cada uma delas pode ter uma influência sobre o escoamento, caso a régua limnimétrica estiver instalada nas suas proximidades.

1.112 - Perfil longitudinal -

O trecho é considerado de montante para jusante. O perfil longitudinal do leito é representado, no plano, seguindo a linha de profundidade máxima de cada perfil transversal (fig.1.1). Duas linhas compõem o perfil: a inferior que corresponde ao traçado do fundo do leito e a superior que representa o traçado da superfície livre d'água.

Na figura 1.1, estão traçadas duas linhas d'água: uma, correspondente à descarga de estlagem (águas baixas) e a outra, à descarga de chela (águas altas). O perfil para águas altas é

geralmente mais regular que o perfil das águas baixas. Este último apresenta normalmente uma linha acompanhando a forma do leito.

A zona mais profunda do leito entre os pontos A e B da fig. 1.1, tem velocidade de escoamento lenta e os pontos A ou B são as soleiras naturais, zonas de pequena profundidade e maior velocidade d'água (correnteza).

A declividade longitudinal do leito é muito variável. Ela é definida pelo seno do ângulo formado pelas linhas do fundo do leito com a horizontal.

Define-se a declividade longitudinal média de um trecho pelo seno do ângulo θ formado pela linha que une duas soleiras sucessivas com a linha horizontal. Designaremos mais simplesmente pela expressão declividade do fundo e será simbolizada pela letra I:

$$I = \text{Sen } \theta$$

O trecho em estudo sempre é aquele onde fica instalada a estação hidrométrica que designaremos simplesmente por "trecho hidrométrico". A medição da declividade do fundo é feita por nivelamento do fundo do leito em várias centenas de metros, a montante e a jusante da régua limnimétrica. Desta forma é possível se determinar as duas soleiras que devem ser utilizadas para o cálculo de I.

Em geral, a declividade do fundo é pequena fora das zonas de quedas ou corredeiras. Por isso, geralmente se confunde o "seno" com a "tangente" do ângulo ou ainda com o seu valor numérico expresso em radianos. As unidades utilizadas são o metro ou o centímetro por quilômetro. A declividade do fundo dos cursos d'água naturais varia de vários metros por quilômetro a alguns centímetros por quilômetro para os rios de planície. Ela pode ser quase nula para centenas de quilômetros, como no caso do rio Amazonas entre a confluência com o rio Negro e a foz.

A declividade do fundo é uma característica pouco variável no tempo, mesmo para os leitos com fundo móvel, pois ela depende basicamente da topografia da região.

A declividade superficial J, seno do ângulo γ da linha d'água com o plano horizontal, é uma característica do escoamento geralmente variável com a descarga.

$$J = \text{Sen } \gamma$$

As singularidades do perfil longitudinal são constituídas por bruscas mudanças da declividade do fundo entre dois trechos sucessivos. Pode ser um rápido acréscimo devido a uma corredeira ou uma diminuição lenta que pode chegar até a uma inversão resultando um ressalto hidráulico. Estas singularidades

Fig. I-1 PERFIL LONGITUDINAL

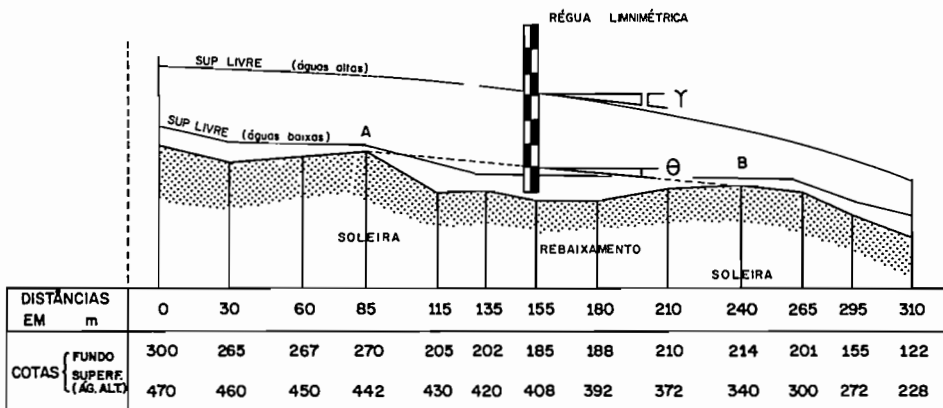
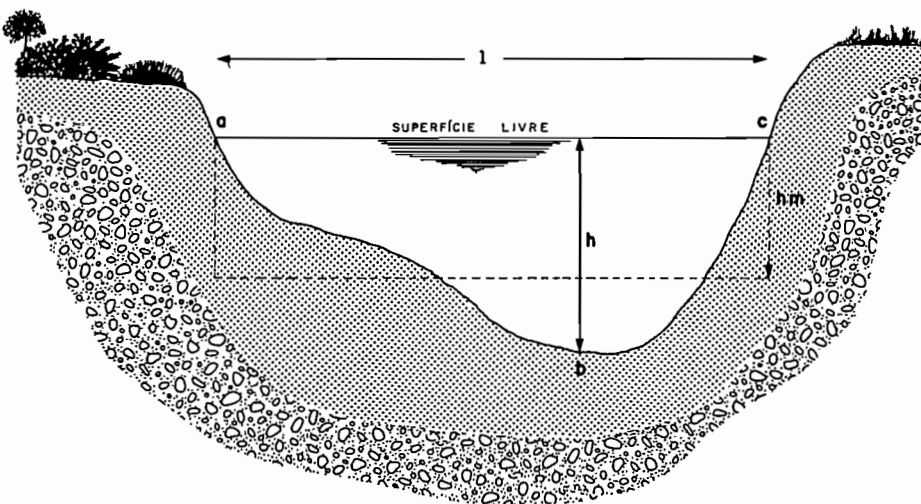


Fig.: I-2 - ELEMENTOS GEOMÉTRICOS DA SEÇÃO TRANSVERSAL



DES. DANIEL

são, às vezes, devidas a uma causa artificial: barragens, vertedores, soleiras artificiais, travessias submersíveis, pontes pequenas com boeiros, etc.

1.113 - Seção transversal

Na hidráulica, ela é caracterizada com muita precisão, sendo a seção plana de um curso d'água perpendicular à direção do escoamento.

O fato é que para os cursos d'água naturais, a direção do escoamento nem sempre é bem definida e, em razão da declividade do fundo, a seção transversal não é rigorosamente vertical.

Para o hidrólogo, a seção transversal é uma seção vertical perpendicular às margens, definição muito próxima da anterior, se ela não se situar perto de alguma singularidade do trecho hidrométrico.

Todos os elementos geométricos da seção transversal são definidos em função do nível d'água e portanto variam com ele. O valor de referência para o nível d'água, habitualmente escolhido, é o "zero" da régua, à qual também está relacionada a profundidade máxima. A seção transversal que contém as réguas (escalas limní-métricas) chama-se "seção de réguas". O nível d'água lido na régua é também chamado de "cota".

Estes elementos são (fig. 1.2) :

- área molhada, é a área S da seção transversal ocupada pela água (área abc) e expressa em m^2 ;
- perímetro molhado P , é o comprimento da linha de contato entre a superfície molhada e o leito (linha abc), expresso em metros;
- raio hidráulico $R = S/P$, é o quociente da área molhada pelo perímetro molhado, grandeza semelhante à largura ou profundidade, expresso em metros;
- largura superficial l , é o comprimento da linha horizontal da área molhada (linha ac), expressa em metros;
- profundidade média $hm = S/l$, é o quociente da área molhada pela largura superficial, expressa em metros.

A área molhada e o raio hidráulico são de utilização constante na elaboração de curvas de calibragem, por isso é importante que eles sejam calculados corretamente.

Como exemplo de cálculo são apresentados na tabela 1.1 os elementos geométricos calculados manualmente para a seção de

régua da estação de JACARÉ-AÇÚ 1 (código DNAEE 82780130), instalada no ribeirão do Lobo, afluente do rio Jacaré Guaçu. Com uma área de drenagem de 211 km², a estação, localizada ao lado do Laboratório de Hidráulica do CRHEA/EESC e logo à jusante da represa do BROA, controla as descargas que são por esta vertidas. Também é uma das estações da bacia representativa, operada pela CPRM no âmbito do Convênio DNAEE/EESC e é utilizada para a realização de trabalhos práticos nos cursos de treinamento para hidrometristas.

A seção de régua situa-se a poucos metros à montante de uma soleira rochosa natural (corredeira). A declividade do fundo no trecho de montante é pequena mas, a partir da soleira, inicia-se um trecho com desnível muito grande até uma cachoeira de uns trinta metros de altura.

O levantamento do perfil transversal foi feito durante um exercício de topografia, no dia 2 de Julho de 1983, usando-se para medir as distâncias horizontais, um cabo de aço esticado entre as margens e uma trena.

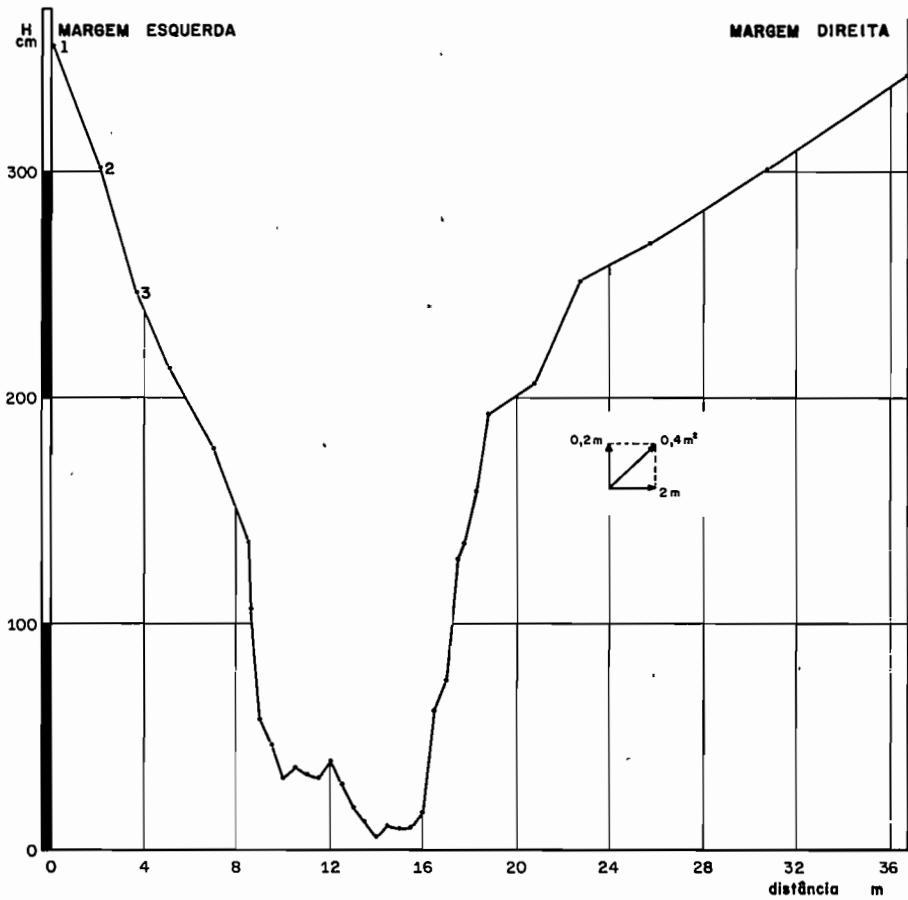
A escolha de distâncias intermediárias fixas entre pontos nivelados, facilita o traçado do perfil transversal sobre um papel milimetrado (fig. 1.3). As cotas têm por referência de altitude o "zero" da régua.

Tabela 1.1 - Estação de JACARÉ-AÇÚ 1
Cálculo manual dos elementos geométricos -

1	2	3	4	5	6
cota h cm	largura l m	área S m ²	prof. hm m	perfm.P m	raio R m
6	0	0	0	0	0
20	3,00	0,25	0,08	3,08	0,08
40	6,50	1,20	0,18	6,88	0,18
60	7,40	2,59	0,35	7,77	0,33
80	8,20	4,15	0,51	8,63	0,48
100	8,50	5,82	0,68	9,15	0,64
120	8,80	7,55	0,86	9,84	0,78
140	9,40	9,37	1,00	10,4	0,90
160	10,5	11,4	1,09	11,6	0,98
180	11,6	13,6	1,17	12,8	1,06
200	14,0	18,1	1,15	15,2	1,08
220	16,4	19,2	1,17	17,7	1,08
240	18,2	22,6	1,24	19,6	1,15
260	20,8	26,5	1,27	22,2	1,19

A necessidade de se escolher duas escalas diferentes, uma para as alturas e outra para as distâncias horizontais, acarreta uma modificação da forma real da seção transversal que é muito menos encaixada do que aparenta no desenho. Outro

Fig. I-3 ESTAÇÃO DE JACARÉ-AÇÚ I NO RIBEIRÃO DO LOBO
PERFIL TRANSVERSAL



LEVANTAMENTO BATIMÉTRICO E TOPOGRÁFICO

ponto	distância m	cota cm	ponto	distância m	cota cm	ponto	distância m	cota cm
1	0.0	356	12	11.0	34	23	16.5	62
2	2.0	302	13	11.5	32	24	17.0	76
3	3.6	247	14	12.0	40	25	17.5	129
4	5.0	213	15	12.5	29	26	17.7	136
5	7.0	178	16	13.0	19	27	18.2	159
6	8.5	137	17	13.5	13	28	18.7	193
7	8.6	107	18	14.0	6	29	20.7	207
8	9.0	58	19	14.5	11	30	22.7	252
9	9.5	47	20	15.0	10	31	25.7	269
10	10.0	32	21	15.5	10	32	30.7	301
11	10.5	37	22	16.0	17	33	36.7	343

inconveniente desta escolha reside na impossibilidade de se medir o perímetro molhado sobre o gráfico, pois a escala dos segmentos oblíquos varia com as suas inclinações. Estes inconvenientes são quase inevitáveis para os leitos naturais que apresentam larguras superiores a uma dezena de metros.

O perfil transversal é utilizado para a determinação do valor da largura superficial a diferentes cotas escolhidas previamente (colunas 1 e 2 da tabela 1.1).

Os outros elementos geométricos são calculados como segue:

- área molhada, é calculada pelo método dos trapézios utilizando-se a seguinte fórmula:

$$\Delta S = \frac{l_i + l_{i-1}}{2} (h_i - h_{i-1})$$

ΔS é o acréscimo da área molhada entre as duas profundidades h_{i-1} e h_i correspondentes às larguras l_{i-1} e l_i . O primeiro valor de S corresponde à mais baixa cota (cota 0,20m) e é obtido por planimetragem ou por somatório dos mm^2 sobre o gráfico milimetrado:

Para o cálculo manual da área molhada, deve-se observar que o trabalho fica muito facilitado se a escolha dos intervalos de cotas for de 20 cm. Neste caso, a área S_i é obtida a partir da fórmula:

$$S_i = S_{i-1} + \frac{(l_{i-1} + l_i) \times 0,2}{2}$$

ou seja:

$$S_i = S_{i-1} + \frac{l_{i-1}}{10} + \frac{l_i}{10}$$

com S em m^2 e l em m .

Esta última fórmula permite simplificar em muito os cálculos. Por exemplo, sendo as larguras nas cotas 80 e 100 iguais a 8,2 e 8,5 m e a área à cota 80 igual a 4,15 m^2 , a área S à cota 100 é obtida pela soma:

$$S = 4,15 + 0,82 + 0,85 = 5,82 \text{ m}^2$$

É recomendado para maior eficiência, ou seja, aumentar a rapidez dos cálculos e diminuir os erros:

- 1- ler. SEGUIDAMENTE TODAS as larguras no gráfico (de 20 em 20 cm);
- 2- calcular a primeira área para cota 20 (por exemplo,

- contando os mm² no papel milimetrado);
- 3- calcular as áreas, utilizando a fórmula acima a partir da primeira área calculada.
- O uso de uma calculadora com memória evita teclar duas vezes os décimos das larguras.

- profundidade média, calculada por $hm = \frac{S}{l}$

- perímetro molhado, é a soma das distâncias reais do contorno da área molhada que está em contato com o solo. Esta distância entre dois pontos nivelados é igual a raiz quadrada da soma dos quadrados do desnivelamento e a distância horizontal (teorema de Pitágoras). Os pontos intermediários correspondentes às cotas escolhidas (coluna 1 da tabela 1.1) são lidas no gráfico do perfil transversal;

- raio hidráulico, calculado por $R = \frac{S}{P}$

A utilização de uma calculadora programável, simplifica muito a execução dos cálculos, particularmente o de perímetro molhado que implica na obtenção de um grande número de raízes quadradas.

A tabela 1.2 apresenta os elementos geométricos calculados pelo programa PERFIL do DNAEE, implantado em microcomputador, com saída gráfica do perfil transversal (fig. 1.4).

Observa-se que tanto os valores dos elementos geométricos (tabelas 1.1 e 1.2) como o traçado do perfil (fig. 1.3 e 1.4) são muito semelhantes. A diferença básica em se usar um computador, é a rapidez e a segurança dos resultados. Por outro lado, a convergência dos valores mostra que, mesmo sem computador é perfeitamente possível calcular manualmente, e com precisão, um raio hidráulico.

As diferentes curvas de variação dos elementos geométricos em função da cota, são traçadas a partir de valores calculados. Elas estão representadas na figura 1.5.

Observações :

- a regularidade da curva que representa a variação das superfícies molhadas é facilmente prevista em razão da forma trapezoidal e bastante regular do perfil transversal;

Tabela 1.2 - Estação de JACARÉ-ACÚ 1
 RIO: RIBEIRÃO DO LOBO Código: 62760130
 Data do Lev.: 24/09/1983

LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO

VERT n	DIST(X) m	COTA(Y) cm	VERT n	DIST(X) m	COTA(Y) cm
1	0.0	358	17	13.5	013
2	2.0	302	18	14.0	008
3	3.6	247	19	14.5	011
4	5.0	213	20	15.0	010
5	7.0	178	21	15.5	010
6	8.5	137	22	16.0	017
7	8.6	107	23	16.5	062
8	9.0	058	24	17.0	078
9	9.5	047	25	17.5	129
10	10.0	032	26	17.7	136
11	10.5	037	27	18.2	159
12	11.0	034	28	18.7	193
13	11.5	032	29	20.7	207
14	12.0	040	30	22.7	252
15	12.5	029	31	25.7	289
16	13.0	019	32	30.7	301
			33	36.7	343

ELEMENTOS GEOMÉTRICOS

h cm	S m ²	P m	I m	R m	hm m
000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
020	0.26	3.11	3.08	0.08	0.09
040	1.11	6.67	6.52	0.17	0.17
060	2.52	7.75	7.49	0.33	0.34
080	4.09	8.61	8.22	0.48	0.50
100	5.77	9.15	8.57	0.63	0.67
120	7.51	9.65	8.86	0.78	0.85
140	9.32	10.37	9.40	0.90	0.99
160	11.32	11.60	10.56	0.98	1.07
180	13.53	12.76	11.62	1.06	1.16
200	16.03	15.15	13.96	1.06	1.15
220	19.14	17.80	16.57	1.08	1.16
240	22.62	19.56	18.28	1.16	1.24
260	26.48	22.21	20.89	1.19	1.27
280	31.06	26.14	24.78	1.19	1.25
300	36.39	29.89	28.49	1.22	1.28
320	42.44	33.52	32.08	1.27	1.32
340	49.22	37.15	35.68	1.33	1.38

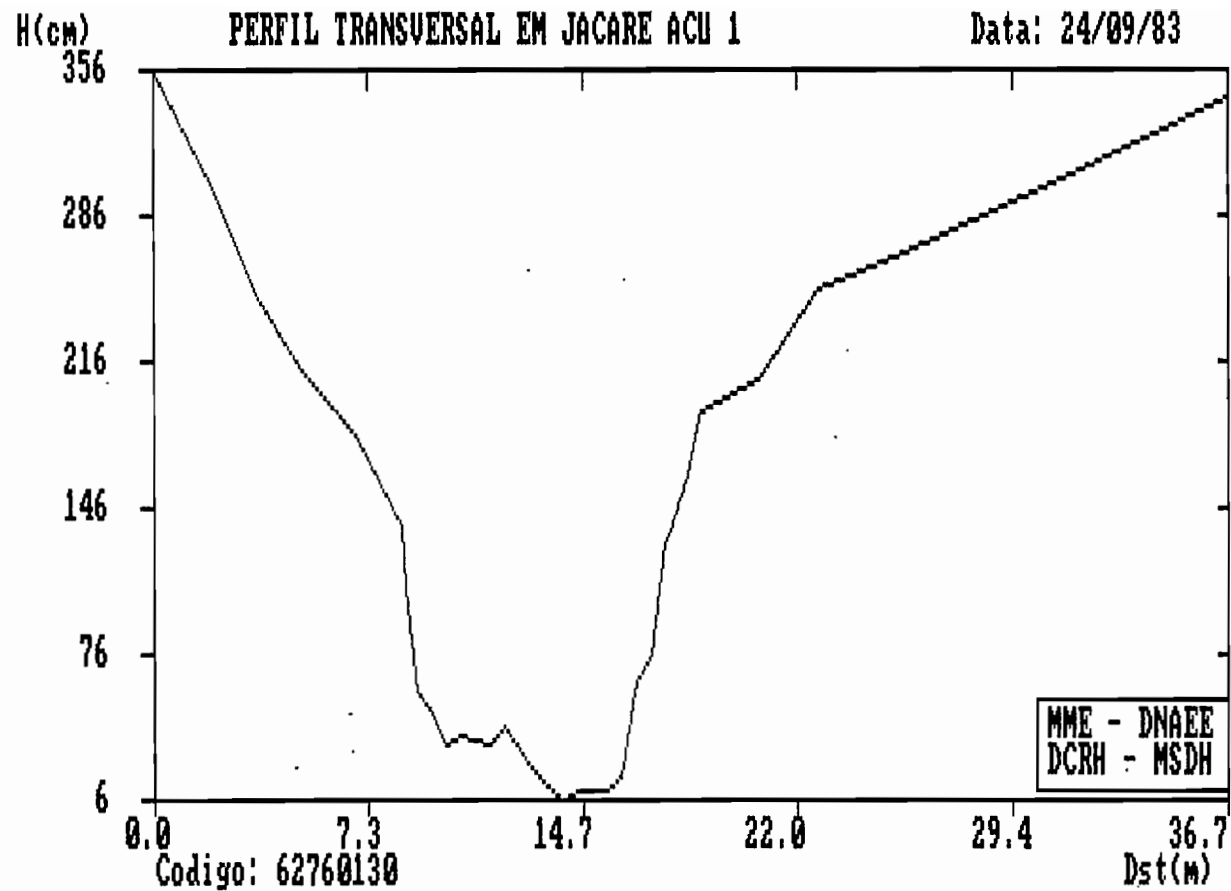


Figura I-4

- apesar do perfil ser bastante regular, observa-se uma descontinuidade das curvas $l(h)$, $P(h)$, $hm(h)$ e $R(h)$, principalmente para o raio hidráulico e a profundidade média, no intervalo de cotas 1,93 a 2,07 m, devido a um acréscimo de largura de apenas 2 metros. Mesmo assim, verifica-se que existe muita semelhança entre as curvas de variação da largura com a do perímetro molhado e da profundidade com a do raio hidráulico.

A regularidade da curva $S(h)$ induz que lhe seja possível ajustar uma única fórmula de tipo exponencial - $S = a (h-h_0)^n$ - após determinação gráfica, no papel log-log, do valor de h_0 que permita o melhor alinhamento dos pontos.

No caso da estação de JACARÉ-AÇÚ 1, a curva $S(h)$ no papel log-log apresenta uma inflexão e pelos menos três equações seriam necessárias para representá-la. De qualquer forma, o ajuste de fórmulas é sempre dispensável pois os valores podem ser lidos diretamente na curva ou obtidos de tabelas que, uma vez implantadas em computadores, fornecem os dados para qualquer espaçamento de cota previamente escolhido.

Na mesma figura 1.5 pode-se observar que o valor do raio hidráulico é sempre inferior ao da profundidade média, visto que, o valor do perímetro molhado é necessariamente superior ao da largura superficial.

Na prática, os valores de R e de hm são muito próximos e geralmente trocados, porque o cálculo de hm é bem mais simples. Esta confusão só é aceitável para as seções de grande largura ($l > 10$ vezes a profundidade máxima) ou de forma muito aberta.

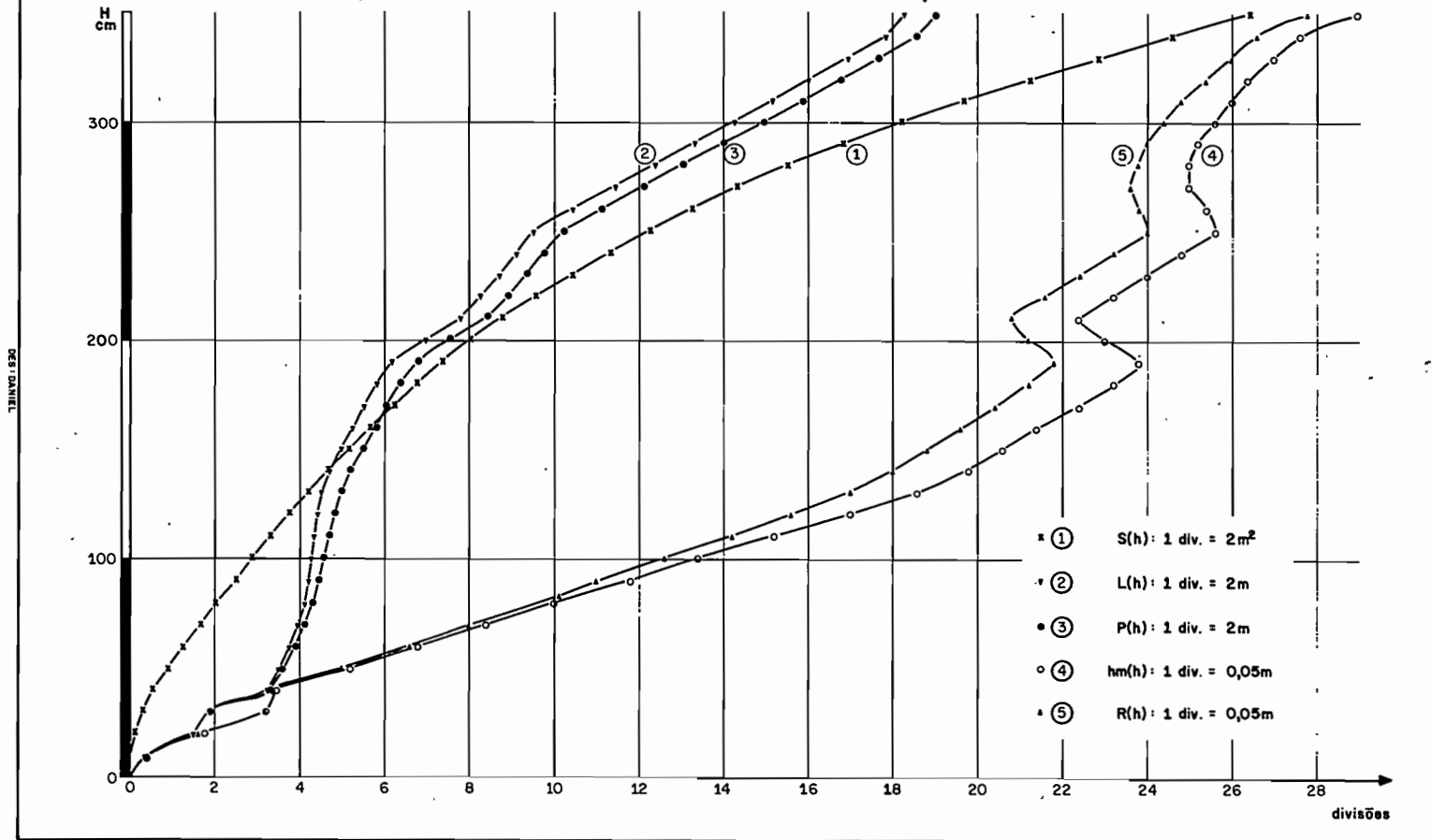
A diferença entre os valores de R e hm pode atingir 100% num perfil retangular, como mostra a figura 1.6-A onde estão representadas as curvas $R(h)$ para três larguras diferentes. A curva R corresponde a um perfil transversal, R' ao perfil duas vezes menos largo e R'' ao perfil duas vezes mais largo. A curva da função $hm(h)$ é, no caso de uma seção retangular, uma reta independente da largura do leito.

A partir do momento que a seção toma uma forma mais aberta, as curvas se aproximam consideravelmente e a diferença entre R e hm torna-se insignificante (fig. 1.6-B).

O raio hidráulico, como parâmetro numérico da forma da seção molhada é mais representativo do que a profundidade média. Por esta razão, ele é muito utilizado nas fórmulas matemáticas.

Contrariamente à área molhada, o raio hidráulico não é uma função sempre crescente da cota.

Fig. I-5 ESTAÇÃO DE JACARÉ-ACÚ I NO RIBEIRÃO DO LOBO - SÃO CARLOS - SP
 VARIÇÃO DOS ELEMENTOS GEOMÉTRICOS NA SEÇÃO DE RÉGUAS



Uma brusca descontinuidade na forma do leito, acarreta geralmente uma diminuição do valor do raio hidráulico. A figura 1.6-C dá um exemplo do perfil transversal, muito frequente nos leitos naturais. O valor médio de R, para as cotas superiores ao nível de descontinuidade (transbordamento das margens), deixa de ter um significado real, pelo menos em termos de escoamento.

Veremos, no capítulo seguinte, que tais seções se dividem em duas partes: a primeira, corresponde à parte central do leito, cujas margens supostamente conservam sua inclinação até a altura máxima e a outra, associa as duas zonas laterais (leito maior).

As singularidades da seção transversal são vinculadas às variações da forma do leito de montante para jusante. A figura 1.7 apresenta alguns exemplos, onde se observa:

- as reduções da área molhada, na entrada de uma garganta, de uma ponte ou de uma obra artificial;
- os acréscimos da área molhada, na saída de uma garganta ou de um trecho de leito artificialmente canalizado.

Resumo:

- a geometria do leito é definida por três parâmetros principais: a declividade do fundo I , a área molhada S e o raio hidráulico R ;
- a determinação das curvas $S(h)$ e $R(h)$, a partir do perfil transversal da seção de régua, é indispensável para o traçado da curva de calibragem;
- as curvas bruscas, as mudanças de declividade e as variações rápidas da seção transversal, constituem as singularidades.

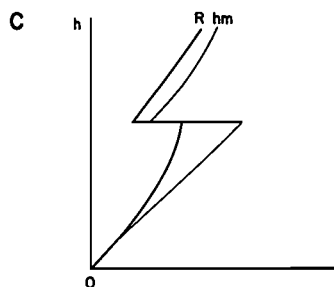
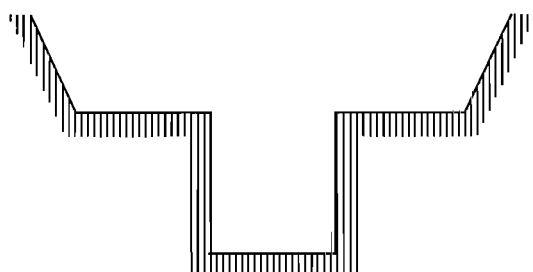
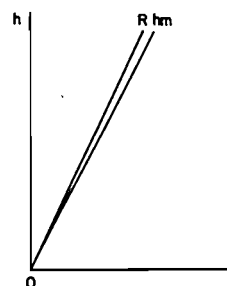
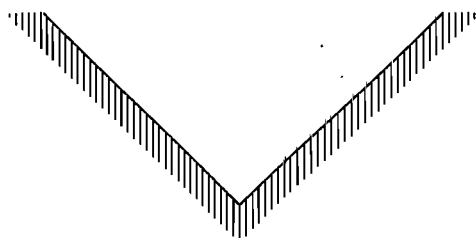
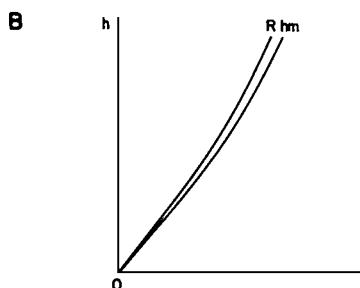
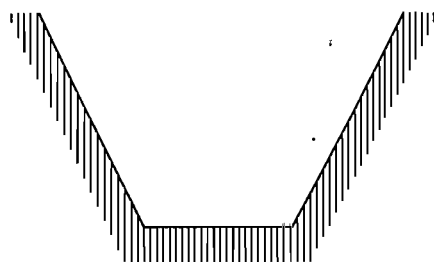
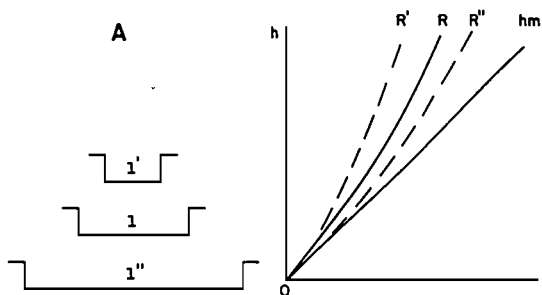
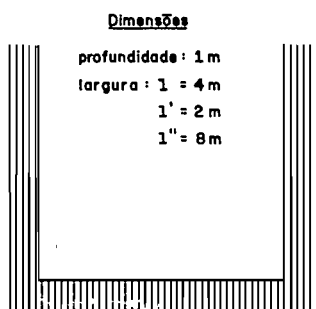
1.12 - Natureza do leito

Ela intervém no processo de escoamento, por meio da rugosidade do leito e da mobilidade dos materiais.

1.121 - Rugosidade -

Ela caracteriza a resistência do leito à passagem da água: varia de um ponto a outro do leito conforme a natureza física do material e sua granulometria. A presença de ondulações em fundos arenosos (dunas assimétricas ou pequenas rugas regularmente espaçadas) ou a existência de elementos singulares (vegetação, pedras, detritos, etc) a aumentam consideravelmente.

Fig.I-6 COMPARAÇÃO DAS CURVAS $R(h)$ E $hm(h)$



Segundo a publicação "Handbook of Applied Hydrology" por Ven te Chow (1964 p.7.24 - 7.25) o coeficiente de rugosidade pode variar de 50% conforme a forma das dunas. Esta forma tem uma certa importância que poderá, em certos casos, explicar as anomalias da curva de calibragem.

A rugosidade do leito pode ser avaliada pelo valor do coeficiente n da fórmula de MANNING, seguinte:

$$U = \frac{1}{n} R^{2/3} \sqrt{J}$$

ou o valor do coeficiente K da fórmula de STRICKLER, que é equivalente a:

$$U = K R^{2/3} \sqrt{J}$$

sendo:

U a velocidade média do escoamento em m/s

R raio hidráulico em m

J declividade superficial.

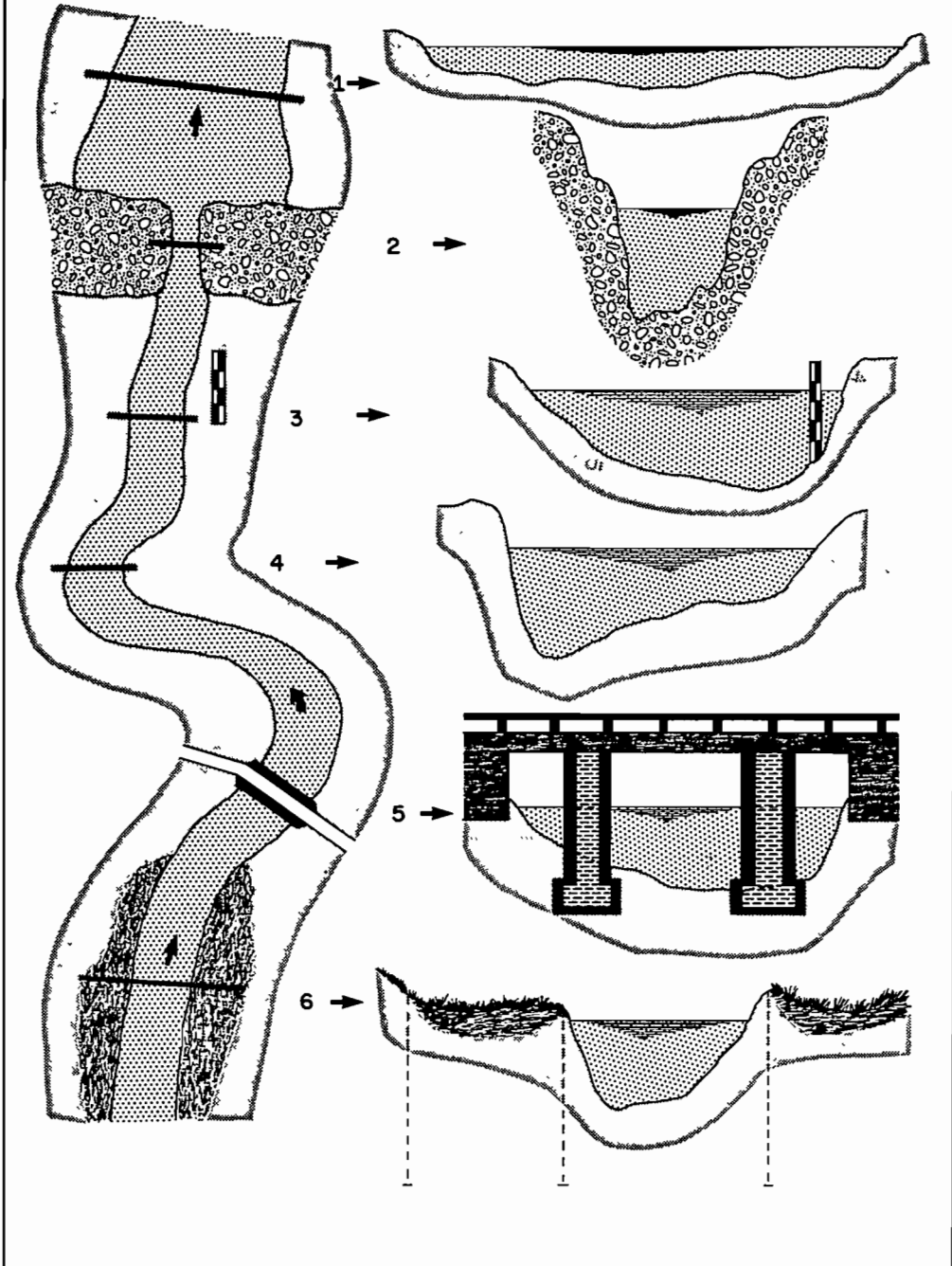
As dimensões do coeficiente n são $L^{-1/3}$. Seu valor pode ser calculado por $n = \frac{R^{2/3} \sqrt{J}}{U}$, desde que os três parâmetros U, R e J sejam medidos no decorrer de uma mesma medição.

O resultado obtido por esta fórmula pode ser aproximado dos valores citados por diferentes autores. É muito útil a lembrança dos valores indicativos do coeficiente de rugosidade, constantes da tabela 1.3.

Tabela 1.3 - Alguns valores indicativos do coeficiente de rugosidade -

Natureza do leito	n	K = $\frac{1}{n}$
Leitos de concreto	0,015	67
Leitos naturais limpos de fundo liso e horizontal	0,020	50
Leitos naturais limpos de fundo rugoso	0,030	33
Leitos naturais com vegetação	0,050 a 0,100	20 a 10

Fig. I-7 SEÇÕES TRANSVERSAIS



DES. DANIEL

Poderão ser consultadas tabelas bem mais completas, em vários manuais especializados (VEN TE CHOW, LENCASTRE, ROUSE, etc), contudo, devemos ter em conta que estes valores foram estabelecidos para canais retilíneos, com seção constante, fundo horizontal e baixa declividade. Tais condições particulares, raramente se encontram reunidas nos cursos d'água naturais e nos trechos hidrométricos.

Os hidrólogos europeus utilizam mais frequentemente o coeficiente K de STRICKLER, inverso de n, talvez porque seja mais fácil guardar seus valores característicos: todavia, é necessário ter muita atenção e notar que K decresce quando a rugosidade aumenta.

De um modo geral, o coeficiente de rugosidade varia com a cota, mas tende a se estabilizar quando o nível d'água passa a ser significativo em relação às alturas das irregularidades de fundo (rugos, dunas, pedras, etc). Esta tendência pode ser mascarada em certas seções heterogêneas, pela presença de vegetação (capim, arbustos, etc) nas margens, ainda mais em leitos estreitos.

No posto de JACARÉ-AÇÚ 1, em 25 de outubro de 1984, a declividade superficial medida foi de 13,8 cm/km para uma vazão de 2,22 m³/s (cota 145 cm). Aplicando a fórmula de STRICKLER, foi encontrado um valor K = 20, perfeitamente de acordo com o tipo de fundo do leito (argiloso com algumas pedras) e margens com pouca vegetação. Outros levantamentos da linha d'água para vazões superiores a 10 m³/s mostraram que o valor de K se estabiliza entre 30 e 35.

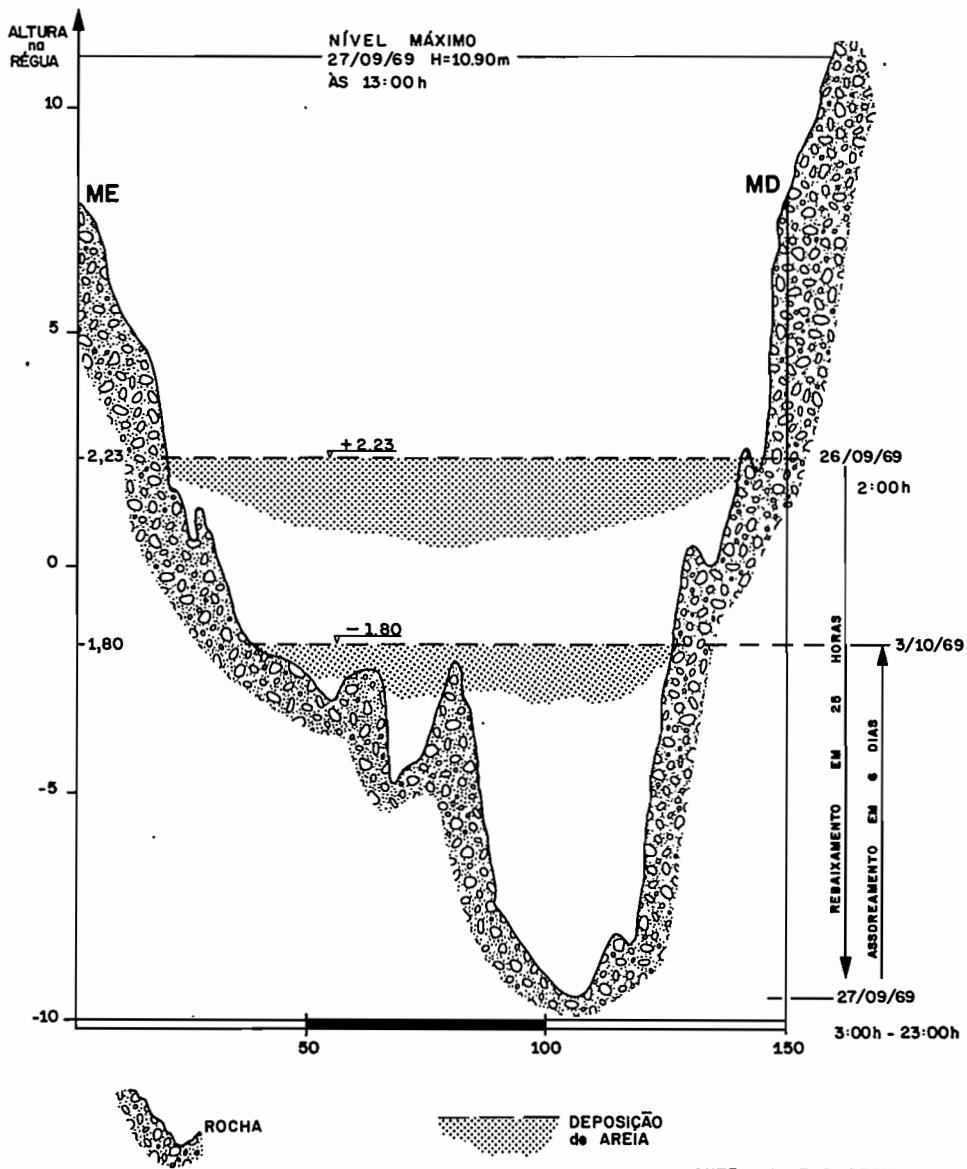
Este exemplo mostra que a extrapolação de um valor de rugosidade calculado a partir de uma medição, deve ser feito com precaução.

De fato, a rugosidade permanece constante com o aumento da cota, somente se a seção transversal é perfeitamente homogênea. Este caso é pouco freqüente: os materiais de fundo, quase sempre móveis, diferem daqueles nas margens, fixos pela vegetação. O coeficiente de rugosidade é então uma função geralmente variável com a cota e a utilização de um valor calculado a partir de uma medição, para uma cota diferente, não deve ser feito sem um estudo prévio da homogeneidade do perfil transversal.

1.122 - Mobilidade -

Todos os leitos, que não são escavados em rocha, conglomerado ou argila compactada, são móveis e mais ou menos rapidamente deformáveis. Esta deformação pode desempenhar uma função importante na instabilidade cronológica da relação cota-vazão.

Fig. I-8 RIO ZEROUD EM SIDI SAAD (TUNISIA)
 PERFIL TRANSVERSAL (2m a montante do teleférico)



FONTE: CAHIERS ORSTOM
 VOL. VIII Nº1 p.49

DES: DANIEL

Em termos de comportamento, a mobilidade do fundo do leito difere das margens. No fundo do leito, ela é particularmente acentuada quando aumentam as velocidades de escoamento (declividade longitudinal elevada) e quando os materiais são finos e sem coesão. Neste caso, a mobilidade do fundo apresenta uma alternância de fases de movimento com escavação (retirada de material) e deposição (assoreamento).

O processo que regula estes movimentos é muito complexo e, às vezes, de difícil interpretação: em certas cheias ocorre escavação, em outras deposição e algumas passam sem que se constate alguma ação aparente.

Nos casos de cheias excepcionais, a quantidade de material transportado pode ser grande: os exemplos mais significativos são observados nas estações com fundo arenoso situadas nas gargantas rochosas, a montante de um brusco alargamento do leito. A passagem de uma descarga elevada implica em rápido aumento da declividade superficial, devido ao efeito de contração do local e com a subida mais lenta das águas a jusante. Não é raro observar um acréscimo da área molhada que ocorre tanto por escavação do fundo como por elevação do nível d'água.

A figura 1.8 apresenta um exemplo observado pelos hidrólogos do ORSTOM, na estação de SIDI SAAD, no rio ZEROUD na TUNISIA, durante a passagem da cheia excepcional de 27 de setembro de 1969 (pico de 17000 m³/s). Toda a camada de areia e argila com espessura de 12 metros no canal foi colocada em movimento em menos de 24 horas. Com uma antecedência de mais de 10 horas à passagem do pico, o fundo rochoso do leito já estava totalmente desassoreado (limpo). A fase de assoreamento, bem mais lenta, não tinha sido concluída 6 dias após.

A mobilidade do fundo não é sempre tão espetacular. Ela pode acontecer também em períodos de estlagem devida a causas não naturais. Y.BRUNET-MORET cita um rebaixamento de nível d'água de uma dezena de centímetros em alguns minutos na estação de M'JARA no rio QUERGHA no MARROCOS, por causa da travessia à vau de uma grande boiada, precisamente sobre a soleira situada logo a jusante da régua.

Freqüentemente, o rebaixamento do fundo não é aparente porque é compensado pelo assoreamento durante a vazante. A variação do perfil transversal só pode ser detectada por levantamentos topográficos precisos.

No perfil transversal da seção de medição da estação de MANACAPURU, no rio Solimões, a variação da área molhada pode ser constatada na figura 1.9 onde são representados os levantamentos por ecobatimetria, dos perfis da seção em dezembro de 1983 e agosto de 1986. "Relatório técnico sobre o curso Técnicas de Medição de Descarga Líquida em Grandes Rios por Jacon e Cudo (1986 bibl.34) indica que o traçado do primeiro levantamento representa uma situação de estlagem (cota 9,70m) ao término de uma

SOLIMÕES em MANACAPURU

PERFIL TRANSVERSAL DA SEÇÃO DE MEDIÇÃO

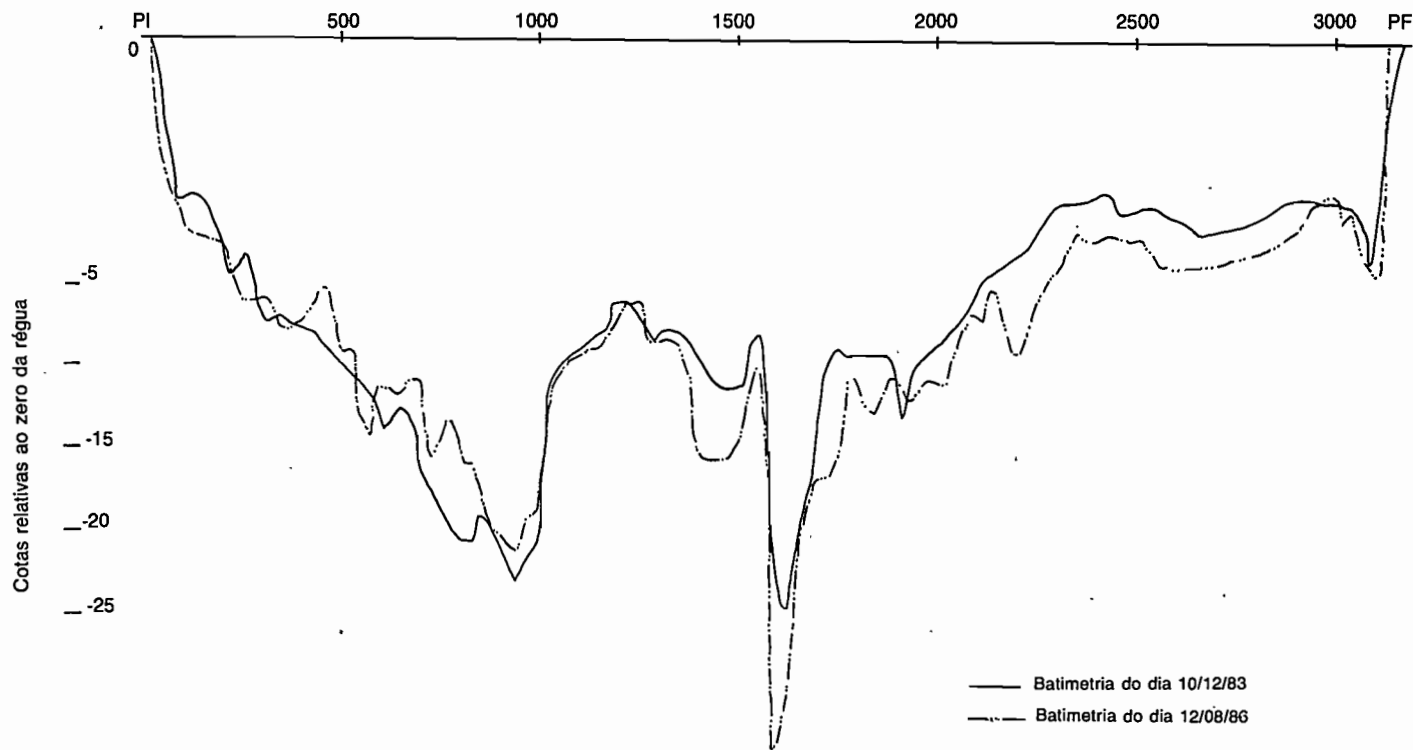


Figura I - 9

Plotter EPSON HI-80 — programme G.JACCÓN

fase de deposição de sedimentos, particularmente visível no trecho de 1500 a 3000 metros do PI. No segundo traçado, evidencia-se uma erosão do leito, visto que o perfodo é seguido ao pico da cheia, sendo que a forma irregular do trecho 400-800 m caracteriza a passagem de dunas arenosas de 2 até 4 m de altura e é o mais instável no decorrer do tempo, conforme constatado em seis levantamentos batimétricos realizados entre 1983 e 1986."

Em certos leitos com fundo pouco móvel ou com declividade pequena, a mobilidade é muito reduzida mas pode, contudo, ter uma influência sobre a relação cota-descarga se ela for exercida sempre no mesmo sentido.

A mobilidade das margens laterais é geralmente menos intensa e descontínua. O processo é irreversível quando as ribanceiras desmoronam na passagem de uma cheia.

O processo erosivo das margens do rio Solimões em MANACAPURU tem alterado o valor da área molhada com o tempo. Conforme "Estudo da Curva-chave do posto de Manacapuru no rio Solimões, por Jacon (1986 bibl.31), o acréscimo da largura, apesar de ser um fenômeno contínuo, parece ter apresentado algumas fases mais intensas: aproximadamente 30 metros no início do ano de 1978 e 20 metros em 1986. Essas variações correspondem a um acréscimo da área de 500 a 800 m², ou seja, um pouco mais de 1% da área total".

A instabilidade dos leitos naturais é um fenômeno geral que afeta grande parte das estações limnimétricas e é frequentemente subestimado pelos hidrólogos no momento de escolher o local do posto. É nesse ponto que se localiza a principal dificuldade para a calibração das estações.

Resumo :

- a rugosidade do leito traduz sua resistência ao escoamento, avaliada pelo coeficiente K da fórmula de STRICKLER, cujo valor varia entre os limites usuais de 35 para leitos "limpos" e 15 para leitos com vegetação;
- a mobilidade do leito, sobretudo do fundo, é um fenômeno muito frequente e pode ser muito intenso, afetando seriamente a calibração da curva-chave.

1.2 - OS ESCOAMENTOS

A hidráulica dos escoamentos livres estabelece as relações básicas entre os parâmetros geométricos do leito e da descarga. Estas relações só são aplicáveis para certos regimes, dos quais vamos analisar as características hidráulicas.

Este capítulo não é, todavia, um curso de hidráulica : ele só dá algumas definições de termos, cita os princípios básicos e apresenta as fórmulas utilizadas neste manual, necessárias ao estudo da relação cota-descarga.

1.21 - Grandezas características

A descarga, a velocidade média, a energia total ou carga e a declividade hidráulica serão definidas nesta ordem.

1.211 - Descarga -

Mede o escoamento em um determinado instante. É o volume d'água que escoou através da seção molhada em um segundo. Designada pela letra Q, sua dimensão é $L^3 T^{-1}$ e suas unidades são m³/s e l/s.

A descarga é uma grandeza imposta à seção limnimétrica pela bacia de montante. Ela varia no tempo em função do regime climático e da pluviometria da bacia vertente.

1.212 - Velocidade de escoamento -

Ela caracteriza a dinâmica do escoamento. Sua dimensão é LT^{-1} e é expressa em m/s ou cm/s.

A velocidade instantânea das partículas d'água pode variar no tempo e direção, em função da turbulência que existe sempre nos escoamentos naturais. Estas variações, do tipo mais ou menos cíclico (pulsação da corrente), são frequentemente detectadas pelas mudanças da velocidade de rotação da hélice do molinete hidrométrico. O operador deve então escolher um tempo de medida que inclua vários ciclos sucessivos, para obter uma velocidade média pontual ou velocidade local.

A velocidade local difere de um ponto a outro da seção molhada. A repartição das velocidades varia com a forma da seção, mas de modo geral, os valores máximos se situam perto da superfície e quase sempre, próximos da vertical de maior profundidade. As velocidades laterais decrescem em direção às margens e ao fundo, inicialmente de forma lenta e depois mais rapidamente por causa da rugosidade.

Designando-se por v a velocidade local em um ponto qualquer da seção molhada S, a velocidade média U da mesma seção é a média das velocidades locais; ela é expressa por :

$$U = \frac{1}{S} \int \int v \, ds$$

A descarga, a velocidade e a área molhada se relacionam

pela equação fundamental $Q = US$, indicando que para uma descarga constante, a velocidade varia na razão inversa da área molhada.

1.213 - Energia total e energia específica -

O balanço energético total de um líquido em movimento, resulta da composição de vários termos representativos da velocidade de escoamento (energia cinética), das pressões internas (energia de pressão), da altura d'água (energia de posição ou de gravidade) e de outras forças de inércia e de atrito que podem ou não se manifestar.

Considerando a unidade de peso e um nível de referência arbitrário, a energia mecânica total de uma partícula d'água é denominada CARGA. A carga é a altura na qual deveria se encontrar a partícula d'água se toda sua energia mecânica estivesse integralmente transformada em energia de posição ou potencial.

Na seção transversal de um escoamento retilíneo, a carga, representada geralmente pelo símbolo H , é dada pela fórmula de BERNOULLI, soma da altura potencial e altura cinética (figura 1.10)

$$H = h + \frac{\alpha U^2}{2g}$$

onde :

- h é a altura da superfície livre em relação ao nível de referência, expressa em metro;
- U é a velocidade média expressa em m/s;
- g é a aceleração da gravidade;
- α é um coeficiente que leva em consideração a repartição das velocidades locais na seção.

Num trecho retilíneo de seção regular, o coeficiente " α " tem um valor muito próximo de 1, e a expressão de H pode ser simplificada para:

$$H = h + \frac{U^2}{2g}$$

A carga assim expressa, compreende dois termos:

- h que é a altura representativa da energia potencial da partícula d'água na superfície em relação ao nível de referência;
- $U^2/2g$ que é a altura representativa da energia cinética da partícula d'água.

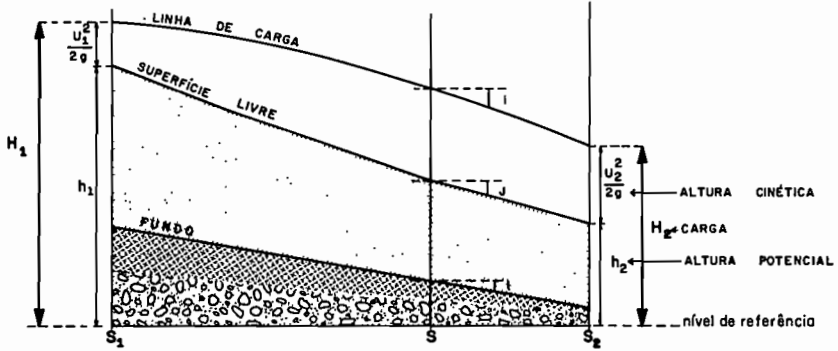


Fig. I-10 SUPERFÍCIE LIVRE E LINHA DE CARGA

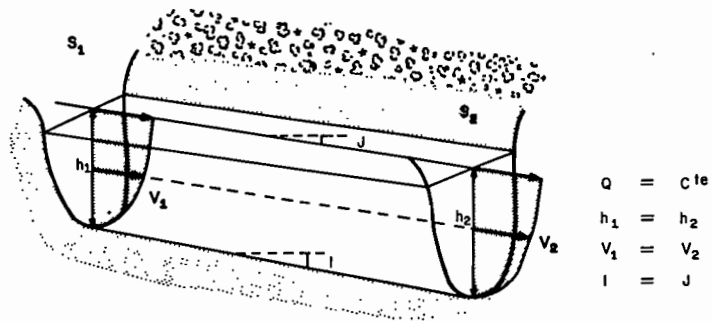


Fig. I-11 ESCOAMENTO PERMANENTE E UNIFORME

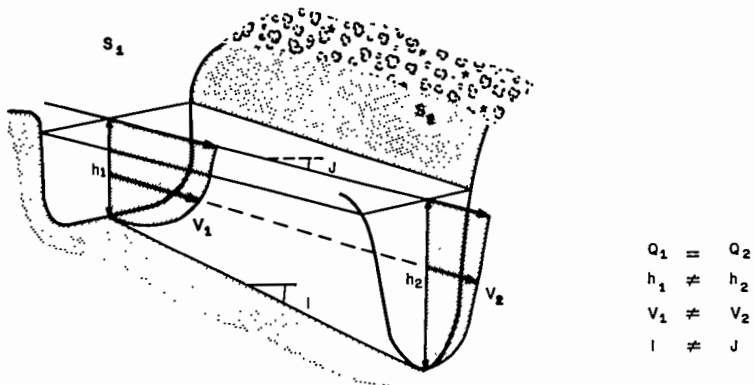


Fig. I-12 ESCOAMENTO PERMANENTE E VARIADO

O teorema de BERNOULLI, com base no princípio da conservação de energia, indica que na ausência de atrito e no caso de um escoamento permanente no tempo, a carga permanece constante no trecho considerado, isto é, existe conservação de energia mecânica mas, a transformação é possível e reversível da energia potencial em energia cinética.

Quando em uma seção transversal, a carga é referida ao fundo do leito, ela toma o nome de carga específica

1.214 - Perda de carga e declividade hidráulica -

Em um perfil longitudinal, a linha d'água superficial é traçada em relação ao valor da altura d'água em cada seção transversal. Adicionando-se à h a altura da energia cinética $U^2 / 2g$, acima da superfície livre, determina-se uma nova linha chamada de linha de carga ou linha de energia total, representando a energia na seção.

A figura 1.10 representa graficamente essas duas linhas em um trecho S1 - S2 de declividade i . Da mesma forma que definimos a declividade superficial J (parág. 1.112), podemos definir a declividade da linha de carga " i ", pelo seno do ângulo que esta forma com a horizontal.

É importante diferenciar muito bem:

- a declividade i do fundo, que é uma grandeza geométrica do leito, independente do escoamento, é mensurável e pouco variável no tempo;
- a declividade J da superfície livre que é uma característica do escoamento, variável com a descarga e mensurável no campo desde que não seja muito pequena;
- a declividade i da linha de carga que é também uma característica do escoamento, variável com a descarga, é representativa da energia total e não mensurável no campo.

Em geral, os valores de i e J são próximos, e como a declividade superficial pode ser medida, ela é freqüentemente utilizada em substituição à declividade da linha de carga, na aplicação prática das fórmulas de hidráulica.

Todavia, se a velocidade média U varia significativamente de montante para jusante do trecho, indicando uma transformação recíproca da energia potencial em energia cinética, não se pode mais confundir os valores de i e J .

Por causa disso, designa-se freqüentemente a declividade superficial pelo nome de declividade hidráulica e veremos que é necessário, uma análise das suas variações com a descarga para

uma boa compreensão do funcionamento hidráulico de um trecho hidrométrico.

Em resumo, um escoamento é caracterizado por:

- sua descarga Q e a velocidade média U , definida pela relação básica $Q \text{ m}^3/\text{s} = U \text{ m/s} \times S \text{ m}^2$;
- sua energia ou carga, determinada por uma altura d'água cujos dois componentes são a altura h da superfície livre e a altura correspondente a energia cinética $U^2/2g$;
- sua linha de carga cuja declividade I é, na prática, determinada pela declividade hidráulica J da linha d'água superficial.

1.22 - Regimes de escoamento

A hidráulica estuda as propriedades dos diferentes regimes de escoamento. A aplicação de fórmulas teóricas a um escoamento natural supõe a identificação prévia de seu regime a partir de suas características.

1.221 - Escoamentos laminares e turbulentos -

Esta classificação se refere à viscosidade e à turbulência das partículas. Os escoamentos naturais são quase sempre turbulentos, por isso, esta classificação não tem utilidade prática em hidrologia.

1.222 - Escoamentos permanentes e não permanentes -

Esta classificação se refere à variabilidade do regime no tempo.

Um escoamento é dito permanente, quando suas características não mudam em função do tempo. Isto significa em particular que:

- a descarga permanece a mesma no tempo (mas suas características podem variar de montante para jusante no trecho);
- numa seção transversal, a velocidade média, a área molhada assim como a altura d'água e a carga total, conservam um valor constante;
- a linha de carga e a linha d'água conservam suas posições.

Esta definição não pode, com todo rigor, se aplicar aos

cursos d'água naturais cuja variabilidade da descarga no tempo é a característica principal e justifica, por isso, as medições hidrométricas. Mas fora dos períodos de cheias rápidas (variação rápida de nível) a evolução da descarga é suficientemente lenta para que o regime de escoamento possa ser considerado como permanente.

Ao contrário, o regime é não permanente ou variável:

- quando o trecho é percorrido por uma onda de cheia natural ou artificial (descarga de uma barragem);
- quando, mesmo que a descarga seja constante à entrada do trecho, houver variação da velocidade média e da declividade superficial devida à influência de condições de jusante (cheia de um afluente, enchimento de um reservatório, influência da maré por exemplo).

1.223 - Escoamento uniforme e variado -

Esta classificação refere-se à modificação do regime de escoamento, de montante para jusante do trecho (variabilidade no espaço).

Um escoamento é uniforme quando as características não mudam de uma seção a outra. Em outras palavras:

- ele é necessariamente permanente: descarga constante ;
- a seção transversal permanece a mesma em todo o trecho: área molhada e profundidade conservam o mesmo valor;
- as velocidades locais são constantes ao longo de uma mesma trajetória e as trajetórias são retilíneas e paralelas entre si e com o leito.

Estas diferentes propriedades são apresentadas na figura 1.11.

Num escoamento uniforme, a linha de carga é paralela ao fundo e à superfície livre: a perda de carga (representada por sua declividade) é exatamente compensada pela declividade natural do leito. Evidentemente tal regime não ocorre em trechos de fundo horizontal ou ascendente. O escoamento uniforme é observado muito raramente em leitos naturais, mas ocorre em condições favoráveis, como canais de declividade constante, geometria regular e em trechos de grande comprimento.

A fórmula fundamental do regime uniforme foi estabelecida por CHEZY em 1775. Ela é expressa por:

$$U = C\sqrt{Ri}$$

onde: U é a velocidade média;

R é o raio hidráulico;

I é a declividade da linha de carga (igual à J e a I');
C é um coeficiente variável, função principalmente do ralo hidráulico e da natureza do leito.

Entre as fórmulas empíricas que exprimem o coeficiente C de CHEZY, escolhemos a de STRICKLER, já citada, que é expressa por:

$$C = K R^{1/6}$$

sendo K o inverso do coeficiente de rugosidade de MANNING (& 1.121).

Temos : $U = K R^{2/3} I^{1/2}$ para a velocidade média

e $Q = K S R^{2/3} I^{1/2}$ para a descarga

Desta maneira, a fórmula de STRICKLER é utilizada para o cálculo estimativo das descargas máximas que não podem ser totalmente medidas no campo. Se a seção transversal é estável e de forma regular, os parâmetros geométricos, S e R, são perfeitamente conhecidos. A declividade superficial pode ser medida durante a cheia ou a posteriori, pelas marcas de cheia, ou melhor, pelas régua de máxima. Somente o coeficiente de rugosidade $n = 1/K$ não é diretamente medido: ele só pode ser calculado a partir de medições completas ou estimado por valores teóricos propostos por MANNING, conforme apresentado para o Ribeirão do Lobo em JACARÉ-AÇÚ 1 no parágrafo 1.121 pg.18.

Quando a declividade é desconhecida, é preferível associar K e \sqrt{I} e avaliar o valor do seu produto, a partir das medições completas (conforme exemplo 1 em anexo).

A fórmula de CHEZY mostra que em regime uniforme, o escoamento de uma descarga Q corresponde a um ralo hidráulico R dado. O nível d'água correspondente é dito normal. A cada descarga corresponde então uma altura (ou profundidade) normal hn.

Um escoamento não uniforme é variado : todas suas características hidráulicas se modificam de uma seção à outra do trecho, quer o regime seja permanente ou não (fig.1.12, pg.25).

Diz-se que o escoamento é acelerado quando a velocidade aumenta no sentido da corrente, no caso contrário é retardado.

Segundo a rapidez da mudança, distingue-se:

- os escoamentos com variação brusca, caracterizados por uma evolução muito rápida, frequentemente descontínua. Este tipo de movimento estabiliza-se principalmente perto de uma singularidade natural (estreitamento ou alargamento) ou artificial (barragem-vertedouro, ponte) e manifesta-se por uma rápida variação da cota da linha d'água (queda brusca ou ressalto hidráulico). No leito natural, as zonas onde se encontram os escoamentos bruscamente variados são, em geral, em extensão ilimitada e impróprias para se instalar uma estação limnimétrica;
- os escoamentos com variação gradual, cujas características hidráulicas evoluem muito lentamente de uma seção para outra. Pode-se então admitir que, num trecho bastante curto, o regime é muito próximo do escoamento uniforme e que a perda de carga pode ser confundida com a declividade hidráulica, também pouco diferente da declividade do fundo do leito : a fórmula de STRICKLER pode ser então aplicada.

Os escoamentos gradualmente variáveis, estabilizam-se nos leitos naturais a grandes distâncias das singularidades.

A figura 1.13 mostra um exemplo teórico dos diversos escoamentos que ocorrem, nas proximidades de uma barragem-vertedoura, em um canal de geometria uniforme. A forma da linha d'água superficial a montante da barragem é chamada de curva de remanso. O retorno ao regime uniforme, a jusante da barragem, ocorre por meio de um ressalto hidráulico.

Na prática, observa-se nos leitos naturais, todos os tipos de escoamento, contudo, dificilmente se encontra um regime perfeitamente uniforme. Esta classificação é muito teórica mas é fundamental para o hidrólogo pois ela distingue os escoamentos, para os quais as fórmulas teóricas de regime uniforme podem ser utilizadas, daqueles que muito se afastam das condições para as quais estas fórmulas foram estabelecidas.

1.224 - Escoamentos crítico, fluvial e torrencial -

Esta classificação, se refere ao valor do número de FROUDE, igual a $(U^2 / gh)^{1/2}$, cujo o quadrado é o dobro da razão entre a componente cinética e a altura potencial da carga específica, em uma seção transversal.

Diz-se que o escoamento é crítico quando o número de FROUDE é igual a 1, isto é, quando a energia potencial é igual ao dobro da energia cinética. Quase sempre a energia potencial é superior ao dobro da energia cinética ($Fr < 1$) e neste caso, o escoamento é fluvial. Em caso contrário ($Fr > 1$) o escoamento é

torrencial. Utiliza-se também os termos subcrítico e supercrítico.

A expressão simplificada da carga específica em uma seção transversal de um escoamento permanente e uniforme ou gradualmente variado é:

$$H = h + \frac{U^2}{2g} \quad (1)$$

Esta fórmula pode ser escrita também como:

$$H = h + \frac{Q^2}{2gS^2} \quad (2)$$

Fixando-se um valor para a descarga Q , é fácil traçar a curva representativa de H para esta descarga em função da profundidade h . Cada ponto desta curva é obtido somando-se as abscissas da reta de energia potencial (de equação $H = h$) e da hipérbole de energia cinética (de equação $H = Q^2 / 2gS^2$).

A figura 1.14 dá um exemplo para a seção de régua do Ribeirão do Lobo em JACARÉ-AÇÚ 1, para uma descarga de 15 m³/s.

Quando a carga é superior ao valor crítico H_c , o escoamento pode ocorrer sob dois regimes:

- regime torrencial, representado no gráfico pelo ramo abaixo da reta $H = 1,5 h_c$ (h_c é a altura crítica): a profundidade é baixa $h < h_c$ e a velocidade do rio é grande;
- regime fluvial, que corresponde ao ramo acima da reta: a profundidade é grande $h > h_c$ e a velocidade é baixa.

Na prática, um dos dois regimes é estabelecido naturalmente em função da declividade hidráulica. Se a declividade é grande, a velocidade de escoamento é elevada e o regime é torrencial ou rápido. Se a declividade é baixa, a velocidade é reduzida e o regime é fluvial ou lento.

Geralmente é assim para a maioria dos trechos hidrométricos, onde procura-se simultaneamente, grandes profundidades d'água e baixas velocidades, a fim de melhorar a precisão e a qualidade das medições. É o caso do Ribeirão do Lobo, onde a descarga de 15 m³/s se escoou sob uma altura de 2,05 metros, muito superior à altura crítica que é de 0,91 metros, de acordo com o gráfico.

Numa seção crítica, sendo o número de FROUDE igual a 1, deduz-se a igualdade $U^2/2g = h/2$. A expressão simplificada da carga específica (equação 1) passa a ser $H = 1,5 h_c$, que é a equação da reta, lugar geométrico dos pontos críticos quando a descarga varia (fig. 1.14).

Se transportarmos este valor de H para a equação (2), obtemos:

$$Q^2/g = hc S^2 \quad \text{ou} \quad Q = S (g hc)^{1/2}$$

relação que mostra que a descarga crítica só depende dos elementos geométricos da seção e da altura crítica.

A passagem do regime fluvial ao regime torrencial, num leito natural, ocorre geralmente logo a jusante de uma singularidade como por exemplo, um brusco aumento da declividade, um rápido estreitamento ou uma soleira natural ou artificial. A passagem inversa manifesta-se pela existência de um ressalto hidráulico. Cada um dos trechos, para um mesmo regime de escoamento, é limitado a montante e a jusante pelas seções transversais de regime crítico, como esquematizado na figura 1.15.

Esta figura coloca em evidência os diferentes papéis que a seção crítica pode representar. Quando situada a jusante do trecho de regime fluvial, ela controla a posição da superfície livre, inclusive, a montante de uma singularidade. Por exemplo: a altura crítica h_c define o nível d'água a montante, mesmo além da mudança da declividade observada no ponto C (singularidade). A linha d'água do trecho de regime torrencial AB é definida pela seção crítica S_c . A amplitude do ressalto hidráulico em B, depende exclusivamente da diferença entre as cotas a montante e a jusante do ressalto (profundidades conjugadas). Ao contrário, a altura crítica na região do ressalto (h_c') não exerce nenhuma influência sobre o nível d'água a jusante de B.

Desse modo, uma régua limnimétrica, instalada em um trecho de escoamento fluvial e situada a montante de uma seção crítica, é diretamente influenciada pelas condições de escoamento desse trecho, não dependendo em nada do que se passa mais a jusante. Neste caso, diz-se que a seção crítica é uma seção de controle. Estudaremos suas propriedades no parágrafo seguinte.

OBSERVAÇÕES

- 1 - A velocidade média na seção crítica é dada por $U_c = (gh)^{1/2}$ (lembrar que $Fr = 1$). Esta fórmula é idêntica à da velocidade de propagação das ondas superficiais de baixa amplitude $C = (gh)^{1/2}$. Resulta então, que num escoamento torrencial, a velocidade

Fig. I-13 ESCOAMENTO VARIADO EM REGIME PERMANENTE
(de acordo com J. CRAUSSE)

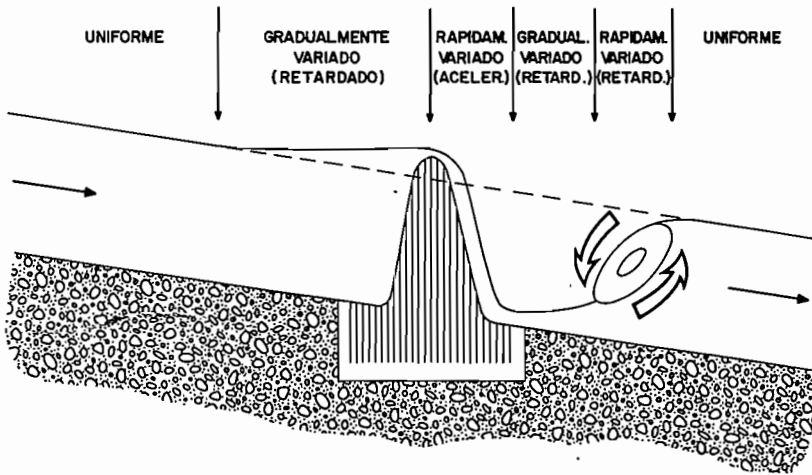
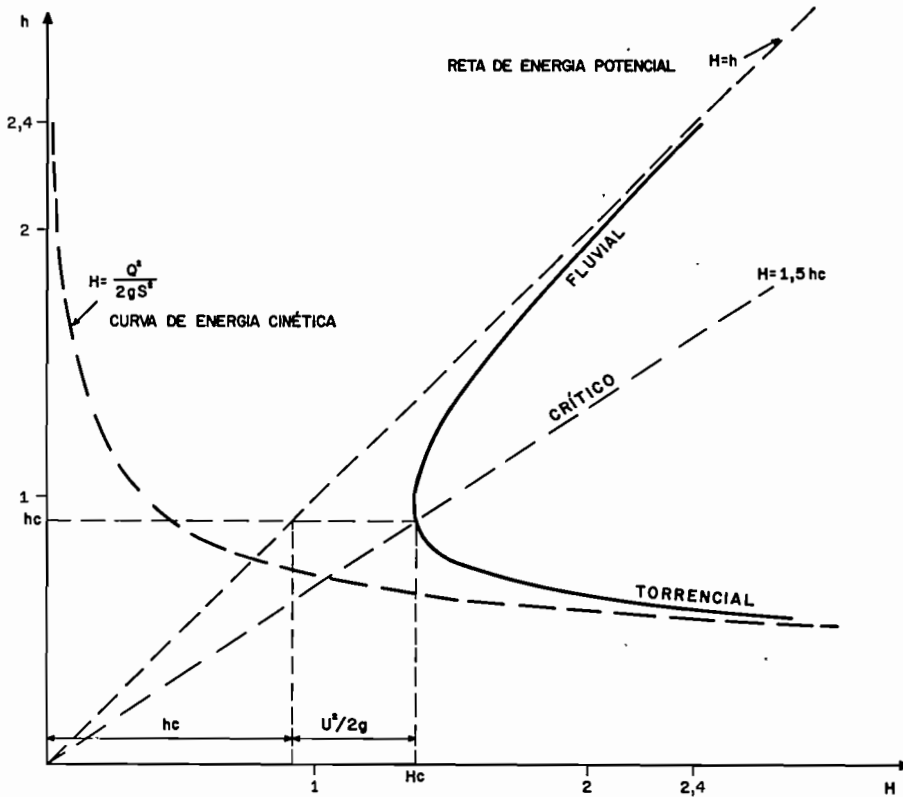


Fig. I-14 CURVA DE CARGA ESPECÍFICA DO RIBEIRÃO DO LOBO EM JACARÉ-AÇÚ I, PARA UMA DESCARGA DE $15 \text{ m}^3/\text{s}$



DES - DANIEL

de escoamento sendo superior à velocidade crítica, as pequenas ondas são transportadas pela corrente. Ao contrário, em um escoamento fluvial, as pequenas ondas sobem a corrente quando a ela se lança uma pedra, isto é, formam-se círculos na água sem que haja deslocamento do seu centro.

- 2 - Não se deve confundir os diferentes regimes de escoamento representados nas figuras 1.13 e 1.15. Um regime pode ser torrencial, crítico ou fluvial, segundo a declividade natural do fundo. Da mesma forma, a passagem de um regime gradualmente variado a um regime bruscamente variado, pode ocorrer em um trecho onde o escoamento é fluvial ou torrencial em todas as seções. As duas classificações são totalmente independentes.

Em resumo :

- um escoamento é permanente quando a descarga, em qualquer seção do trecho, não varia em função do tempo (ou na prática, varia muito lentamente);
- um escoamento gradualmente variado pode ser assemelhado a um movimento uniforme, somente quando ele for permanente e se suas características hidráulicas variarem muito pouco de montante para jusante, principalmente se J é pouco diferente de 1;
- um escoamento fluvial é caracterizado por uma grande altura d'água e pequena velocidade, parâmetros hidráulicos que dependem das condições de escoamento a jusante.

1.23 - Controle hidráulico

A noção de controle hidráulico é importante para a compreensão do funcionamento do trecho hidrométrico. O controle se apresenta sob diferentes formas e tudo o que é relativo ao traçado da curva de calibragem, depende de suas propriedades.

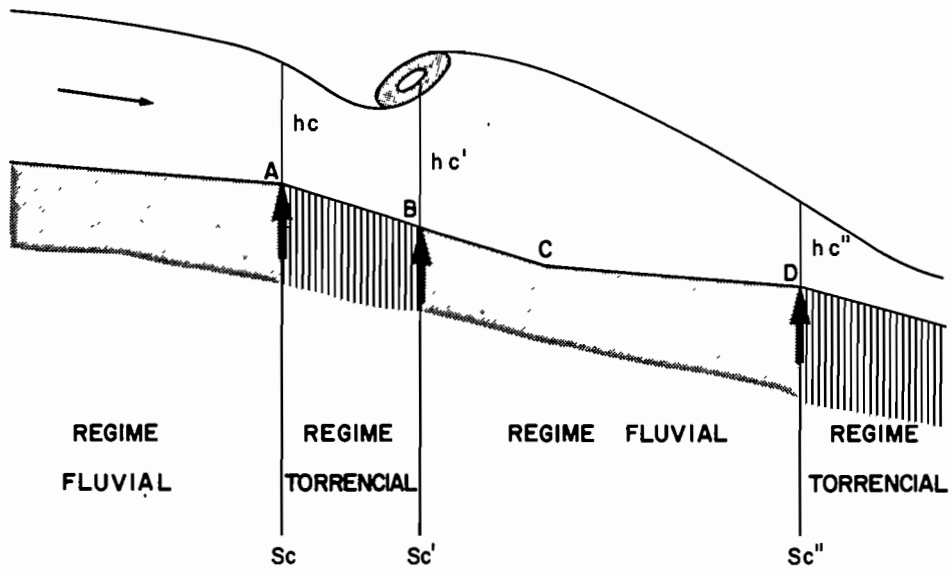
1.231 - Definição -

Diz-se que o escoamento em uma seção limnimétrica está sob controle, quando as características geométricas são tais que o nível d'água é um parâmetro estável da descarga, ou em outras palavras, quando em um trecho de geometria invariável, tem-se sempre uma mesma descarga para uma mesma cota. Esta definição supõe que o regime de escoamento é permanente ou pelo menos, que a variação da descarga é pequena.

1.232 - Tipos de controle -

Foram tratados dois tipos de escoamento nos quais a

Fig. I-15 REGIMES DE ESCOAMENTO



Sc = SEÇÃO CRÍTICA

hc = ALTURA CRÍTICA



RESSALTO HIDRÁULICO

descarga é matematicamente associada à cota: o regime uniforme e o regime crítico. Dois tipos de controle hidráulico a eles correspondem, o "controle do canal" e a "seção de controle", respectivamente.

1.2321. "Controle do canal"

Foi visto que em um trecho de rio de geometria regular, a tendência é o escoamento passar a ser quase uniforme. É muito freqüente em rios de porte ou rios de planície, quando a descarga é suficiente para ocupar o leito aparente, em toda sua largura entre as margens.

Em tal escoamento, cada descarga é associada a uma altura normal h_n , que depende das dimensões do leito, da rugosidade e da declividade do fundo (fórmula de MANNING). A esta propriedade, os hidrólogos anglo-saxões designam sob o nome de "channel-control".

Ele existe em todos os leitos naturais onde as condições são favoráveis, ou seja, distante das singularidades. A declividade do fundo deve ser suficiente para permitir um livre escoamento; temos visto que um regime uniforme não pode estabelecer-se em um leito de fundo horizontal.

Por outro lado, o perfil transversal do leito deve ser de forma geométrica regular, pois a sua influência como controle, está ilimitada somente ao seu leito aparente.

1.2322. "Seção de controle"

O escoamento quase uniforme passa a um escoamento variado nas proximidades das singularidades do leito. As soleiras, as pontes, etc, causam uma desaceleração do escoamento a montante, portanto elevam a linha d'água superficial. Esta forma, muito característica, é chamada de curva de remanso. Em um trecho influenciado pelo remanso, o escoamento se encontra sob o controle de uma seção onde ocorre a mudança de regime, seção situada junto à singularidade.

A figura 1.16 que representa a forma da linha d'água para três singularidades diferentes, mostra que existem duas situações possíveis:

- nos três esquemas do lado esquerdo da figura 1.16, a importância da singularidade é insuficiente para que a linha d'água fique abaixo do nível crítico; o regime permanece fluvial. Existe, no entanto, um remanso a montante do obstáculo, um trecho rapidamente acelerado junto a singularidade e depois, o retorno lento ao nível normal.
- nos três esquemas do lado direito, ao contrário, o regime

fluvial passa ao regime torrencial por uma seção crítica localizada na intersecção das curvas de nível normal e crítico. O retorno ao regime fluvial efetua-se por um ressalto hidráulico, comprovando a existência de uma seção crítica.

Neste último caso, o trecho de montante é totalmente isolado do trecho de jusante pela seção crítica, então confundida com a seção de controle, e diz-se que o controle é completo. Ao contrário, na ausência da seção crítica, o trecho de montante permanece parcialmente influenciado pelo escoamento do trecho de jusante, neste caso, a seção de controle está ainda localizada junto à singularidade, mas o controle só é parcial.

Quando um obstáculo impõe a existência de uma seção crítica, diz-se que a corrente é não afogada. Se a seção crítica desaparecer com o aumento da descarga, diz-se que o obstáculo se afoga e o escoamento, sobre a singularidade sem regime crítico, é afogado.

1.233 - Permanência de controle -

Um controle perfeito é um controle permanente no espaço e no tempo. Uma seção de controle completa e estável apresenta um interesse fundamental para o hidrólogo que deve procurá-la com obstinação na ocasião do levantamento para a implantação das estações. Os melhores controles completos existentes são as corredeiras, saltos e cascatas em trechos rochosos, as soleiras transversais naturais constituídas por camadas rochosas resistentes ou soleiras artificiais (vertedouros), quando sua estrutura é sólida e firme a um solo resistente.

Na ausência do controle completo bem localizado, o controle será parcial e a noção de controle passa a ser muito mais nebulosa. É evidente que o escoamento é sensível às condições de jusante mas nem sempre é fácil identificá-las e localizá-las com precisão.

1.2331. "Permanência no espaço"

Geralmente, o escoamento efetua-se sob o controle de várias soleiras sucessivas, que vão se distanciando para jusante. Quando a descarga aumenta, as soleiras vão sendo gradativamente afogadas pelo remanso de uma singularidade mais importante como, uma curva brusca ou um estreitamento do leito por uma ponte. Tal controle é dito complexo.

A eficácia do controle do canal é também limitada à uma parte da amplitude da variação do nível d'água. Nas descargas pequenas, o controle é efetuado pelos bancos de areia e cascalho do leito menor, porém, quando em águas altas, elas invadem o

leito maior e o escoamento passa a ser muito complexo e acompanhado de numerosas anomalias (remansos localizados, contracorrentes, defluências, etc.).

A figura 1.17 apresenta um exemplo esquemático de um escoamento de águas baixas em um leito menor; ela mostra que o controle de uma régua pode ser muito diferente, segundo a posição dela na seção transversal.

1.2332. "Permanência no tempo"

A variabilidade espacial do controle parcial, associa-se a uma variabilidade no tempo.

As causas da instabilidade do controle são múltiplas; identificam-se de maneira independente ou simultânea, pela geometria do leito e pelas características hidráulicas do trecho.

As deformações geométricas do leito têm por origem os fatores já citados: mobilidade natural do fundo e das margens, desenvolvimento periódico da vegetação, obras de engenharia civil (pontes, passagens submersíveis, etc.) e obras de retificação e limpeza.

A modificação das características hidráulicas é geralmente oriunda de controles parciais, influenciados por condições de jusante: variação temporária do nível d'água devido a cheia de um afluente, um efeito de maré, abertura de comportas, etc. Ela pode ser devido também a uma variação rápida da descarga (situação temporária de não-permanência).

A instabilidade do controle afeta necessariamente a relação cota-descarga, mas com conseqüências muito variáveis, segundo:

- sua amplitude : a mudança de calibragem pode ser parcial ou total, insignificante ou importante;
- sua periodicidade : a relação pode permanecer estável durante longos períodos;
- sua rapidez : a mudança de calibragem pode ser rápida ou progressiva.

Limita-se, freqüentemente, a grande instabilidade do fundo pela construção de soleiras de concreto, nas quais espera-se também, melhorar a sensibilidade da estação e, muitas vezes, facilitar a medição de pequenas descargas. Estas obras assemelham-se a dois tipos padronizados, geralmente associados : o vertedouro de soleira espessa e calhas de contração lateral (medidor PARSHALL por exemplo, figura 1.18). Se estas construções conduzem a um controle permanente e completo durante

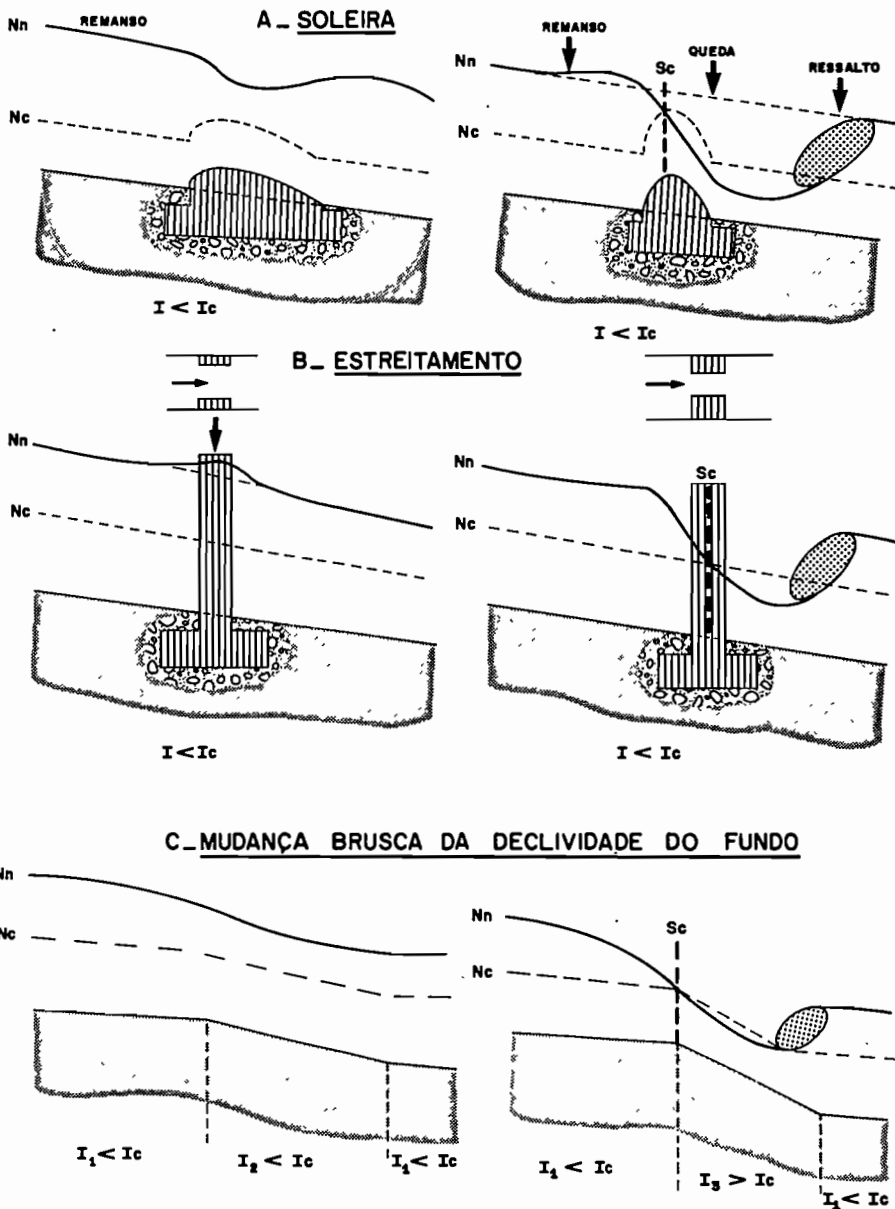
Fig. I-16 EFEITO DE UMA SINGULARIDADE SOBRE A LINHA D'ÁGUA

Nn = NÍVEL NORMAL

Nc = NÍVEL CRÍTICO

Sc = SEÇÃO CRÍTICA

Ic = DECLIVIDADE CRÍTICA



a sua existência, é conveniente assinalar que sua construção sempre ocasiona uma modificação do perfil longitudinal e que um período de vários anos são, às vezes, necessários para que o perfil de equilíbrio normal do leito seja restabelecido.

1.234 - Funcionamento do controle -

O controle hidráulico que se efetua de jusante para montante, modifica necessariamente a única característica longitudinal do escoamento : a declividade hidráulica.

Se a fórmula de STRICKLER é aplicável - trecho de geometria regular a regime pouco variável - a declividade hidráulica é relacionada à descarga pela expressão :

$$Q = K S R^{2/3} \sqrt{J}$$

Nesta expressão K, S e R se referem à seção de réguas e já estudamos a forma das suas relações com a altura d'água.

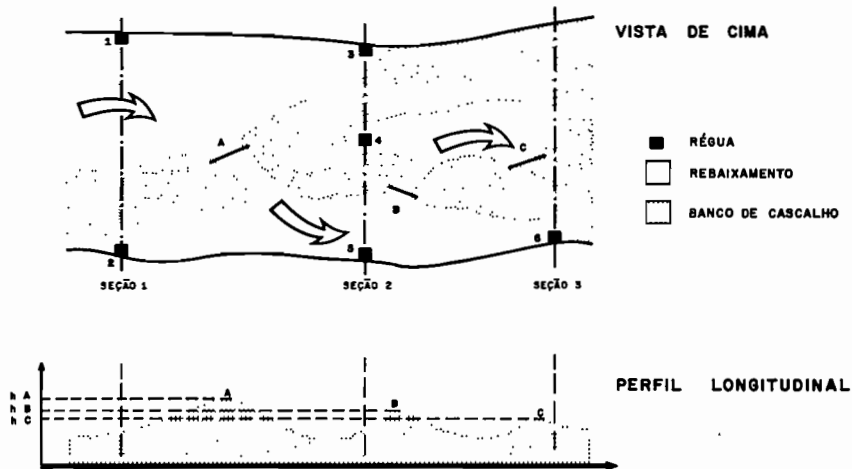
Por conseguinte, J depende da altura d'água na seção de medição, isto é, a altura normal h_n , e da altura d'água na seção de controle h_c . Quando a descarga aumenta, a variação de J depende da diferença ($h_n - h_c$).

Três situações podem ocorrer como representado na figura 1.19 :

- J aumenta com a vazão (fig.1.19A); este caso ocorre quando a seção de controle está localizada num alargamento brusco do leito menor, sobre um vertedouro ou mudança brusca de declividade de fundo;
- J permanece constante quando a descarga aumenta (fig. 1.19B); é o caso do "controle do canal", quando a declividade hidráulica conserva um valor bem próximo da declividade natural do leito do rio;
- J decresce quando a descarga se eleva (fig.1.19C); neste caso a seção de controle está situada em um estreitamento brusco (acentuada contração lateral, por exemplo).

A multiplicidade de controles para uma mesma régua limnométrica, pode evidentemente conduzir a um esquema mais complexo, mesmo se as condições de escoamento permanecerem aceitáveis para a aplicação da fórmula de STRICKLER. O valor de J pode crescer e decrescer sucessivamente, quando h aumenta. O que importa, em termos de controle hidráulico, é a estabilidade temporal e espacial das condições de escoamento.

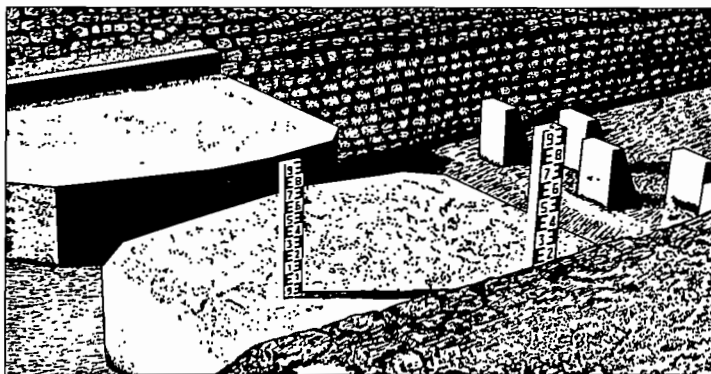
Fig. I-17 LOCALIZAÇÃO DO CONTROLE HIDRÁULICO



LOCALIZAÇÃO DOS CONTROLES

RÉGUAS	1	2	3	4	5	6
$hA > hB > hC$	A	B	A	C	B	B
$hB > hA > hC$	B	B	B	C	B	B
$hA > hC > hB$	A	C	A	C	C	C

Fig. I-18 CALHA PARSHALL - RIO RESSOUL EM AIN BERDA-ARGÉLIA



OBSERVAÇÃO

Na fig.1.19, foram traçadas as curvas de variação do produto K/\sqrt{J} em função de h. O coeficiente de rugosidade K e a declividade superficial são geralmente associados visto que, se os elementos S e R são bem conhecidos (perfil transversal), J é raramente medido.

Resumo :

- o escoamento, em um trecho, efetua-se sob controle hidráulico quando a cada descarga, correspondem características hidráulicas bem definidas, em particular, um mesmo nível d'água;
- o controle pode estar localizado numa seção de controle ou pode, ao contrário, exercer-se por um trecho de leito (controle do canal);
- a qualidade fundamental de um bom controle é sua permanência :
 - . no espaço, por sua eficácia para todas as descargas;
 - . no tempo, pela estabilidade de suas características geométricas e hidráulicas.

1.3 - A ESTAÇÃO HIDROMÉTRICA

As informações necessárias para a obtenção das descargas instantâneas ou médias diárias de um curso d'água, (essencialmente cotas e medições de descarga), são obtidas em uma estação hidrométrica, cuja escolha do local deve ser feita com a preocupação de se obter a melhor qualidade possível para os dados, considerando as propriedades geométricas e hidráulicas do trecho.

1.31 - Parâmetros medidos

Daremos um simples inventário, considerando já conhecidas as técnicas hidrometeorológicas de campo. Quanto ao aspecto qualitativo dos dados, essencial para a análise da relação cota-descarga, será abordado no capítulo seguinte.

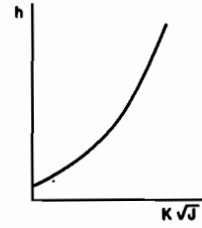
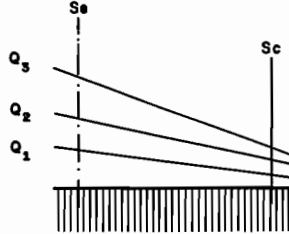
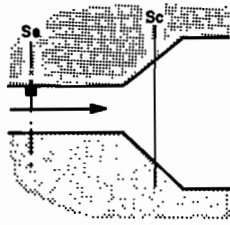
As duas grandezas principais são :

- as cotas, anotadas de maneira descontínua numa régua limnimétrica ou de maneira contínua em registradores limnigráficos, quando a variação do nível for rápida;
- as descargas, raramente medidas sob forma contínua, são objeto de medições periódicas.

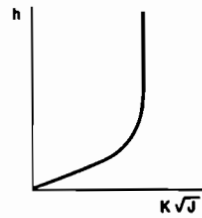
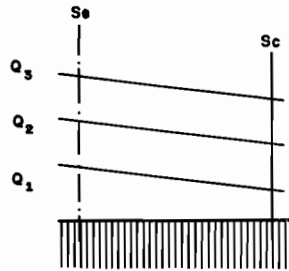
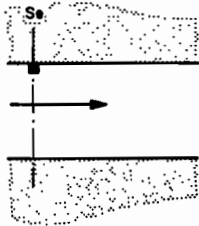
Fig. I-19

VARIAÇÃO DA DECLIVIDADE HIDRÁLICA

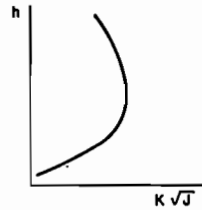
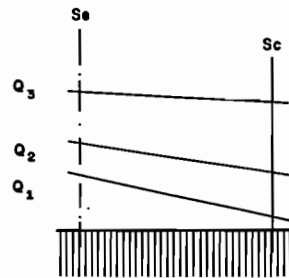
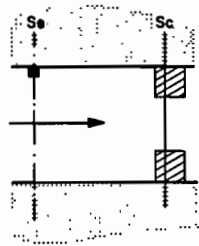
A_ CONTROLE POR ALARGAMENTO DA SEÇÃO



B_ CONTROLE POR CANAL



C_ CONTROLE POR ESTREITAMENTO DA SEÇÃO



Se = SEÇÃO DE RÉGUA

Sc = SEÇÃO DE CONTROLE

As outras grandezas medidas são:

- geometria da seção : levantamentos topográficos longitudinais e transversais;
- declividade hidráulica, raramente medida de forma contínua, salvo se seu conhecimento é indispensável ao cálculo das descargas;
- materiais em suspensão (argilas e areia) e em solução (para análise de parâmetros de qualidade d'água).

1.32 - Escolha do local

Dois tipos de critérios são levados em conta para a escolha do local. Aqueles que concernem ao modo e a facilidade de operação do posto : acessibilidade, vigilância, proximidade de um observador, etc. Os outros são relativos às propriedades naturais do local, do ponto de vista geométrico e do regime hidráulico : adaptação às medidas hidrométricas, estabilidade do trecho e do controle e sensibilidade.

1.321 - Adaptabilidade às medições -

O local escolhido deve permitir a observação de todas as cotas e a medida de todas as descargas, quer sejam muito pequenas ou elevadas.

Isto implica que a totalidade da vazão passa na seção de medição (leito com canal único) e que um equipamento limnimétrico possa, nesse local, ser solidamente instalado sem riscos de destruição, submersão ou ficar fora d'água.

Isso supõe também que as medidas são efetuadas em boas condições: régua bem legível e de fácil acesso, superfície livre plana e estável para qualquer descarga, escoamento lento para as medições com molinete ou com grande turbulência lateral para as técnicas de diluição química.

Esta primeira condição de boa adaptação da estação às medidas parece evidente, mas muitos hidrólogos esquecem, com frequência, de leva-la em conta : é a razão pela qual numerosas estações instaladas em locais inadequados, mostram-se inoperáveis, apesar de grandes investimentos feitos para tentar assegurar seu bom estado de funcionamento.

1.322 - Estabilidade -

A relação cota-descarga de uma estação hidrométrica deve ser a mais estável possível, portanto, é preciso escolher um trecho escavado em material resistente ou pelo menos de boa

coesão e sobretudo, procurar de maneira sistemática, controles permanentes e se possível, completos.

Esta segunda condição impõe a escolha de um trecho de regime fluvial controlado a jusante, assim como a localização de soleiras ou seções de controle com avaliação dos limites de eficácia de cada uma delas.

É sempre difícil, na prática, de conhecer com precisão a permanência de um controle : por ocasião de um simples levantamento de campo, mesmo quando se dispõe de documentos topográficos precisos, não é fácil avaliar a estabilidade do leito, sobretudo no caso de leitos aluvionares.

Para estes últimos, o único procedimento certo, seria controlar a geometria do local escolhido, durante 6 a 12 meses através de perfis transversais periódicos. É muito raro o hidrólogo dispor de tal prazo antes de instalar uma régua.

1.323 - Sensibilidade -

A sensibilidade de uma estação é tanto melhor quanto maior for a variação da cota lida na régua correspondente a um pequeno aumento da descarga que passa na seção de réguas. Ela pode ser expressa pela relação dQ/dh , ou melhor ainda, visto que a precisão relativa sobre a descarga tem maior importância que a precisão absoluta, pela relação $(dQ/Q)/dh$.

O valor da relação $(dQ/Q)/dh$, expresso em % por centímetro, é variável segundo o nível d'água mas deve permanecer tão pequeno quanto possível.

É oportuno esclarecer que esta definição da sensibilidade não permite comparar duas estações limnométricas entre si.

Procurando definir um valor padrão da sensibilidade, J.C LAMBLE do Scottish Development Department of Edinburg (ESCÓCIA), propôs a definição seguinte : "A sensibilidade de um posto hidrométrico é o acréscimo da altura d'água em mm correspondente a um acréscimo da descarga de 1% para a cota limnométrica ultrapassada 95% do tempo, em média interanual".

Por exemplo, seja um posto onde a cota ultrapassada 95% do tempo é de 180 cm, para a qual corresponda uma descarga de 100 m³/s. Se a cota para 101 m³ /s (acréscimo de 1% da vazão) for de 184 cm, diremos que a sensibilidade é de 40 mm, segundo J.C.LAMBLE.

A fórmula de STRICKLER aplicada a um trecho de largura "l" e de seção retangular é:

$$Q = K I h m^{5/3} \sqrt{J}$$

$$\begin{aligned} \text{com } S &= I h m \\ \text{e } R &= h m \end{aligned}$$

Derivando-se esta expressão, obtém-se :

$$dQ/dh = 5/3 K I h m^{2/3} \sqrt{J} = 5/3 I U$$

$$\frac{dQ/Q}{dh} = \frac{5}{3 h m}$$

Estas duas relações mostram que para uma descarga dada, a sensibilidade é melhor quando a largura e a velocidade média são pequenas e a profundidade grande.

A sensibilidade de uma estação é maior em seções estreitas e profundas (grande variação de cotas) e com regime de escoamento lento (fluvial).

Em resumo :

As qualidades hidráulicas de uma estação hidrométrica são por ordem de prioridade :

- sua adaptação às medidas completas e de boa qualidade;
- sua estabilidade para diminuir o número de medições de descarga, que é uma operação difícil e de alto custo;
- sua sensibilidade para melhorar a precisão.

1.33 - Seções características

É pouco freqüente numa estação hidrométrica existir uma só seção transversal. Seções diferentes são geralmente utilizadas para medir as cotas e as descargas. A estação hidrométrica pode então, se situar sobre um trecho de vários quilômetros de distância, contudo deve ter-se em mente que a única seção de referência para a definição da relação cota-descarga é a seção de réguas.

1.331 - Seção de réguas -

Uma estação hidrométrica possui sempre uma escala limni-

métrica : é o único elemento permanente estritamente indispensável. A seção de réguas é a seção vertical que compreende o elemento inferior da escala.

Quando a estação possui vários lances de régua, implantados em seções diferentes, seja para medir a declividade hidráulica, seja para acompanhar as variações de nível durante as medições ou ainda para duplicar temporariamente uma escala ameaçada de ser destruída, uma delas deve necessariamente ser designada como escala principal, em função dos três critérios de escolha definidos no ítem anterior.

Uma escala é frequentemente composta de elementos métricos separados ou agrupados em trechos de comprimento variável. Estes elementos devem ser alinhados na seção de régua : quando não é possível por razões técnicas, deve-se tomar cuidado para evitar a descontinuidade nas leituras, assegurando-se de que os elementos não alinhados foram instalados levando-se em consideração a diferença da declividade superficial.

Nos cursos d'água em que os níveis variam rapidamente, o registro contínuo das cotas é feito por um limnógrafo cuja tomada de nível deve ser localizada na seção de réguas.

De uma maneira geral, deve-se evitar ao máximo, a implantação de várias seções de medida de nível numa mesma estação hidrométrica.

1.332 - Seção de controle -

Geralmente situada a jusante da seção de réguas, a seção de controle, quando existe, pode ser confundida com ela. É o caso, por exemplo, das soleiras com contração lateral. A seção de controle é então uma seção com escoamento crítico, na qual a cota para uma descarga dada (altura crítica), só depende da geometria da seção.

Um outro tipo de controle completo encontra-se em leitos naturais; rochosos, com quedas ou zonas de corredeiras. "Na Guiana, as réguas eram instaladas, sempre que possível, a montante de saltos ou corredeiras que constituem notáveis seções de controle. A seção no alinhamento das réguas é muitas vezes perfeitamente indefinida (por exemplo a estação de MARIZA no rio OYAPOQUE) e o leito pode estar obstruído por ilhas e rochas. Estas estações apresentam, em geral, excelentes qualidades de sensibilidade e de estabilidade porque estão situadas logo a montante de um controle absoluto." (cit. G.HIEZ - ORSTOM).

Este caso, quase ideal, onde o controle é completo e perfeitamente definido, não é, infelizmente, o mais comum. Com muita frequência, a seção de controle é imprecisa, deslocando-se para jusante quando o nível d'água aumenta e se estabiliza numa singularidade do leito (curva, ponte, etc.), ou desaparece em um "controle do canal".

1.333 - Seção de medição -

Em regime permanente, a descarga é a mesma (ou mais exatamente, é considerada como tal) em toda a seção do trecho hidrométrico. É então permitido medir-se esta descarga não importando onde. Escolhe-se a seção que oferece as melhores garantias de precisão para a medição. E esta descarga que passa, no instante da medição, na seção de régua.

Seção transversal regular e estável, velocidades de correntes facilmente mensuráveis e filetes d'água paralelos, são os critérios de escolha de uma seção de medição com molinete. Estas condições não são sempre fáceis de reunir nas proximidades da seção de régua, visto que as condições são geralmente opostas entre águas baixas e médias ou altas.

Uma seção de águas altas é escolhida em um trecho de baixa declividade para limitar a velocidade da corrente. Ela pode ser equipada com um cabo graduado, um carrinho aéreo ou alvos para levantar-se com precisão as distâncias por meio de círculo hidrográfico ou sextante ou ainda de plataformas para teodolitos, se as margens estiverem sujeitas a submersão. Não há inconveniente de instalar esta seção longe da seção de régua se o valor da descarga permanece inalterado.

Para águas baixas, ao contrário, é comum encontrar uma insuficiência, seja de profundidades (soleiras), seja de velocidades (rebaixamentos). No mais, as medições devem ser feitas tão próximo quanto possível da seção de régua, em razão da rápida variação das descargas pequenas (trocas com o lençol freático, percolação). Isso resulta que, muito freqüentemente, as medições de descarga de estiagem são muito mais difíceis de realizar que as de águas médias ou altas. A utilização de um vertedor pode ser uma solução, quando a descarga é inferior a 500 l/s.

A utilização dos métodos de medição por diluição química, não implica na escolha de uma seção de medição, mas ao contrário, de um trecho longo de vários quilômetros, de preferência com regime turbulento para que na mais curta distância, possa ocorrer a mistura completa do reagente.

Em resumo :

- três tipos de seções características são definidas em um trecho hidrométrico :

- . a seção de régua perfeitamente identificada pelo zero da régua principal;
- . a seção de controle que pode ser localizada com precisão ou até não existir;

- . as seções de medição, escolhidas em locais mais favoráveis ao longo do trecho hidrométrico, cuja extensão só é limitada pelo princípio da conservação da descarga;
- a única seção de referência para a medida dos níveis d'água é a seção de réguas : todas as medidas de nível ou de descarga efetuadas em outras seções devem a ela se relacionar.

1.4 - A RELAÇÃO COTA-DESCARGA

Definir a relação cota-descarga (abreviando, relação h/Q) de uma seção transversal, é procurar a descarga que corresponde a uma altura d'água dada. Esta relação física que existe entre duas características do escoamento, a descarga de uma parte e a altura ou energia potencial de outra parte, é desconhecida. O hidrólogo estabelece para ela, uma representação aproximada pelo traçado da curva de calibragem, feita a partir dos resultados das medições e apoiado na análise dos parâmetros de escoamento.

1.41 - Calibragem

Segundo o Glossário de Termos Hidrológicos, "calibragem é a determinação experimental das relações entre a quantidade a medir e a indicação dada pelo instrumento, dispositivo ou processo de medição".

Neste caso, é a relação efetivamente procurada pelo hidrólogo : esta que faz corresponder as descargas com as cotas medidas em uma seção. As cotas podem ser muito diferentes das alturas verdadeiras em razão de defeitos de alinhamento ou de nivelamento entre lances de régua, de erros sistemáticos nas observações e de outras falhas que afetam as leituras de régua. As falhas aparentes devem, evidentemente, ser levadas em conta durante o traçado da curva de calibragem.

1.411 - Apresentação -

A relação cota-descarga, aproximada, é apresentada sob três formas, geralmente associadas : a representação gráfica, a fórmula matemática e a tabela de calibragem.

1.4111. Representação gráfica

É a forma mais utilizada e mais conhecida. A relação h/Q é representada por uma curva traçada em um sistema de eixos retangulares.

Conforme os usos de cada país ou de cada escola hidrográfica, o eixo das ordenadas é utilizado para :

- representar as cotas, segundo o hábito dos hidráulicos mais freqüentemente acostumados a calcular a altura normal do escoamento de uma descarga dada, logo, utilizando a relação sob a forma $h = f(Q)$: é também a representação gráfica admitida pela norma internacional (fig. 1.20);
- representar as descargas, segundo a relação matemática habitual de toda função, $Q = f(h)$, a descarga na hidrometria, sendo quase sempre considerada como uma função de h (fig. 1.21), forma essencialmente utilizada pelos hidrólogos franceses.

1.4112. Fórmula matemática

Em um canal retangular de grande largura onde o raio hidráulico é muito pouco diferente da profundidade média, a fórmula de STRICKLER pode ser escrita :

$$U = K \, h m^{2/3} \sqrt{J}$$

e a seção molhada é dada por $S = l \, h m$, sendo l a largura.

Onde se deduz que :

$$Q = U S = C \, h m^{5/3}$$

com $C = K \, l \sqrt{J} = \text{constante}$

Esta fórmula é a expressão matemática da relação cota-descarga, para este caso particular.

De um modo mais geral, toda relação h/Q pode ser representada, na sua totalidade ou por trechos sucessivos, por expressões matemáticas.

As duas formas mais utilizadas são:

a forma exponencial $Q = a(h - h_0)^n$

a forma polinomial $Q = a_0 + a_1 h + a_2 h^2 + \dots + a_n h^n$

sendo mais freqüente a representação do segundo grau (forma parabólica) e algumas vezes, do terceiro grau (cúbica).

1.4113. Tabela de calibragem

É a forma representativa final, usual e prática da

relação h/Q . Em uma tabela estão dispostas de modo crescente, as cotas e as descargas correspondentes. Dependendo da unidade utilizada para as leituras de cota, a tabela pode ser centimétrica ou milimétrica.

Esta tabela é estabelecida a partir do gráfico que representa a curva de calibragem ou pela utilização das fórmulas matemáticas ajustadas à esta curva.

Para elaborar a tabela a partir do gráfico, deve-se escolher um certo número de pontos característicos da curva (pontos-chave). A definição dos intervalos de variação das cotas destes pontos-chave é estabelecida de acordo com a precisão desejada.

Por exemplo, no sistema HYDROM do ORSTOM podem ser utilizados 62 pontos chave, sendo os intervalos de cotas totalmente opcionais. A totalidade da curva pode ser assim definida por 61 segmentos de reta. O ORSTOM utiliza também a decomposição da curva-chave em trechos de parábola (16 ao máximo), sendo cada segmento definido pelos dois pontos extremos e por um ponto intermediário (isto é, 33 pontos chave ao máximo para definir a curva).

1.412 - Biunivocidade e não-univocidade -

Uma relação entre duas variáveis é biunívoca, se a todo valor de uma, corresponde um só e único valor da outra e reciprocamente. Por exemplo, a função $S(h)$ de uma seção transversal é sempre biunívoca. Da mesma maneira, para a relação $R(h)$ se a seção é de forma regular (fig. 1.22).

As funções biunívocas têm uma variação estritamente monótona, isto é, suas curvas representativas são sempre crescentes ou decrescentes.

Ao contrário, por exemplo, da relação $R(h)$ de uma seção transversal descontínua com leito que sofre transbordamento.

Neste caso, representado pela fig. 1.23, o mesmo valor do raio hidráulico R_1 corresponde a três alturas d'água diferentes h_1 , h_2 e h_3 . R é, entretanto, perfeitamente definido para todo o valor de h : diz-se que a relação $R(h)$ é unívoca.

A univocidade nunca deve conduzir a uma indeterminação da função. Por exemplo, um mau nivelamento dos diferentes elementos de uma régua limnimétrica pode conduzir a determinação de uma curva $S(h)$ de forma seguinte (fig. 1.24):

- a sobreposição dos elementos 1 e 2, faz com que a seção molhada não varie entre as leituras de cotas h_1 e h_2 , pois de fato, estas cotas verticais representam o mesmo nível d'água;

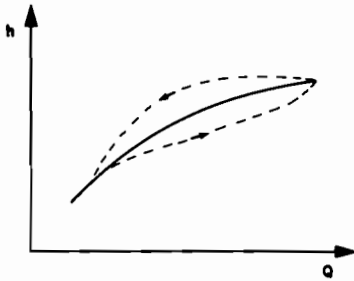


Fig. I-20 RELAÇÃO $h=f(Q)$

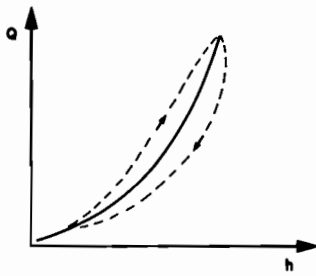


Fig. I-21 RELAÇÃO $Q=f(h)$

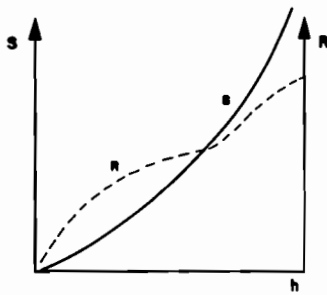


Fig. I-22 RELAÇÕES BI-UNÍVOCAS

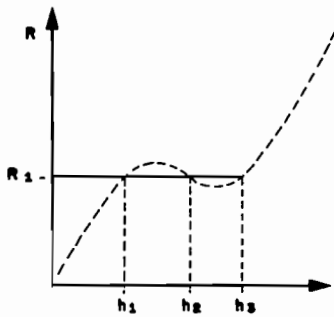


Fig. I-23 RELAÇÃO UNÍVOCA

- ao contrário, a descontinuidade entre os elementos 2 e 3 acarreta uma indeterminação da seção entre os valores S3 e S4 para a leitura h3, que corresponde, na realidade, a duas cotas verticais diferentes.

Verifica-se que, o primeiro tipo de univocidade é perfeitamente aceitável, mas o segundo não.

Quando a um valor da variável correspondem 2 ou mais valores da função, a relação é não-unívoca. Muitos casos são possíveis. A fig. 1.25, apresenta dois exemplos :

- o primeiro (esquema da esquerda) corresponde a um conjunto de curvas S(h) de uma seção muito instável;
- o segundo (esquema da direita) representa a variação da declividade superficial de um rio, como o SENEGAL, ao longo de sua chela anual: esta curva, devido a sua forma particular, foi denominada de "curva em laço".

Em todos os casos de não-univocidade, a relação entre as variáveis y e x é da forma $y = f(x,k)$, k sendo uma variável secundária independente de x e a representação gráfica não é mais uma curva, mas, uma superfície.

Em resumo :

- a relação cota-descarga ou relação h/Q, é definida para calibrar o posto;
- a relação é unívoca quando somente a um valor de descarga, corresponde uma cota: caso contrário, a relação é não-unívoca;
- as três formas de apresentação da relação h/Q são : a curva de calibragem, a formulação matemática e a tabela de calibragem.

1.42 - Diferentes tipos de calibragem

2/3

A relação Q(h), produto das relações S(h), R (h) e $K \sqrt{J}(h)$, segundo STRICKLER, torna-se mais complexa na medida que cada uma das suas três componentes, passa a se distanciar de um esquema biunívoco simples.

Os principais tipos de calibragem existentes aproximam-se de um dos esquemas seguintes.

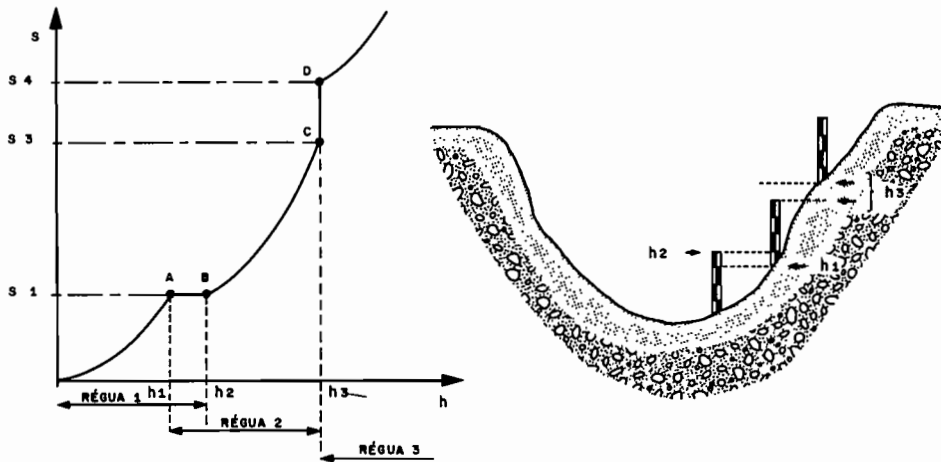


Fig. I-24 TIPOS DE UNIVOCIDADE

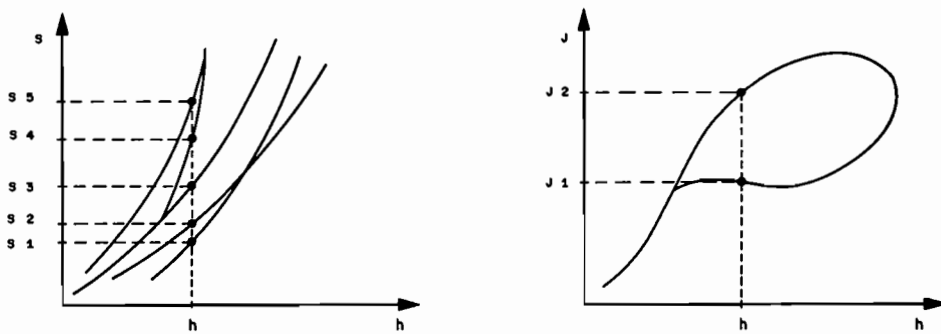


Fig. I-25 RELAÇÕES NÃO-UNÍVOCAS

1.421 - Calibragens unívocas -

1.4211. Seção estável com um só controle

- leito com geometria regular \Rightarrow curva sem singularidade (fig.1.26).
ver no anexo 1 o exemplo do rio Dois Rios em DOIS RIOS.
- leito com geometria irregular (seja na seção de régua e/ou na seção de controle) \Rightarrow curva com uma ou várias singularidades nas relações $S(h)$ e $R(h)$ (fig.1.27).

1.4212. Seção estável com vários controles

- \Rightarrow curva $Q(h)$ com singularidade que não aparece nas relações $S(h)$ e $R(h)$ da seção de régua (fig. 1.28).
ver no anexo 2 o exemplo do rio Iguaçu em PORTO AMAZONAS.

1.422 - Calibragens não-unívocas -

1.4221. Seção ou controle instável

- pequena instabilidade \Rightarrow existência de uma "superfície de calibragem" em águas baixas (fig.1.29).
- instabilidade grande mas descontínua (grandes cheias, limpeza do leito, barragem móvel) \Rightarrow superfície de calibragem composta de várias curvas unívocas (fig.1.30).
- instabilidade muito grande, com rebaixamento e assoreamento do leito a cada cheia (seção molhada 50 a 100% maior na descida) \Rightarrow superfície de calibragem constituída de várias "curvas em laço" com Q cheia $< Q$ vazante para uma mesma cota (fig.1.31).

1.4222. Controle de jusante variável

- \Rightarrow superfície de calibragem constituída de um feixe de curvas unívocas ou de "curvas em laço", cada uma delas correspondente a uma cheia: neste caso Q cheia $> Q$ vazante para uma mesma cota (fig.1.32).

TIPOS DE CURVAS DE CALIBRAGEM (1)

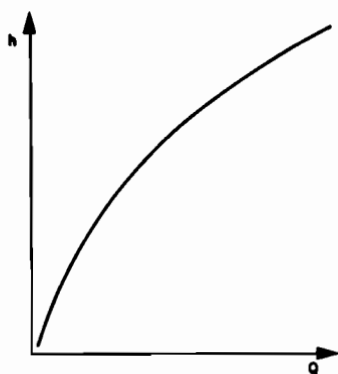


Fig. I-26 SEM SINGULARIDADE

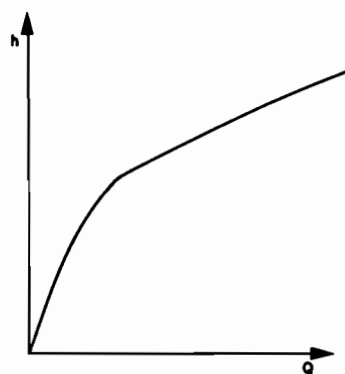


Fig. I-27 COM SINGULARIDADE

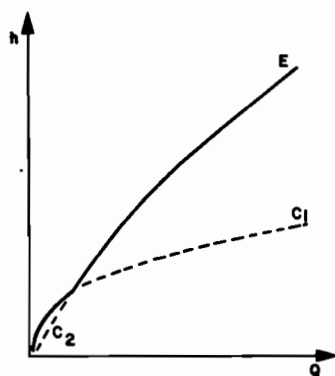
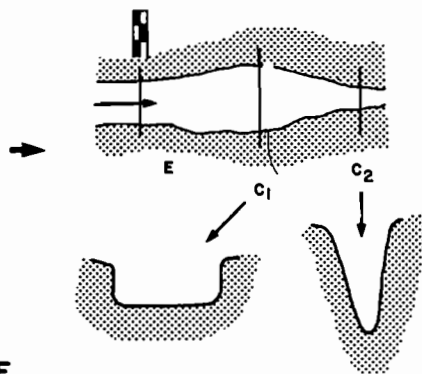


Fig. I-28 DUPLO CONTROLE



1.4223. Declividade hidráulica diferente entre cheia e vazante

- pseudo-univocidade cheia/depleção : as condições de escoamento são quase as mesmas para todas as cheias ==> a superfície de calibragem é constituída de "laços" com ramificações laterais comuns (fig. 1.33).
ver no anexo 3 o exemplo do rio Solimões em MANACAPURU.
- pseudo-univocidade somente na cheia : as condições de escoamento são iguais nas cheias mas diferentes para cada depleção ==> a superfície de calibragem é constituída de vários "laços" distintos conforme a cota máxima de cheia, tendo em comum a ramificação para as cheias (fig.1.34).
- regime heterogêneo : as condições de escoamento se modificam a cada ciclo cheia/depleção (é freqüente o caso das pequenas bacias de drenagem quando os postos são instalados em trechos longos de declividade quase nula) ==> a superfície de calibragem é então formada por laços múltiplos do mesmo tipo que os observados no posto com controle variável (fig. 1.32).

1.4224. Inversão da declividade hidráulica

Este fenômeno ocorre em trechos com declividade nula, submetido a influência da maré e em certos canais de enchimento de lagos ou depressões de leitos maiores de rios de grande porte: o sentido do escoamento inverte periodicamente e a superfície de calibragem é constituída de duas curvas nos casos mais fáceis (fig. 1.35), ou de feixes de curvas simples ou em "laço".

Em resumo :

- a "calibragem unívoca" é uma característica dos postos com geometria estável e com controle de jusante completo, quando a declividade natural do leito não é muito pequena;
- as "superfícies de calibragem" caracterizam os postos com geometria e/ou controle variável ou trechos com declividade muito pequena.

TIPOS DE CURVAS DE CALIBRAGEM (2)

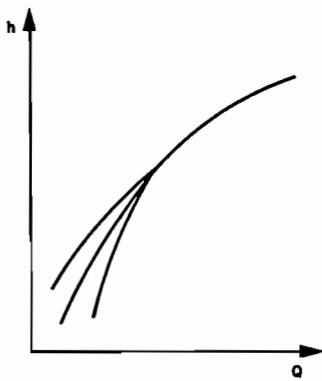


Fig. I-29 **BAIXA INSTABILIDADE**

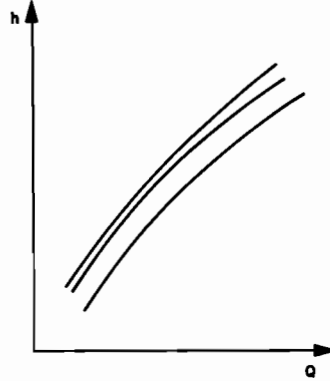


Fig. I-30 **GRANDE INSTABILIDADE**

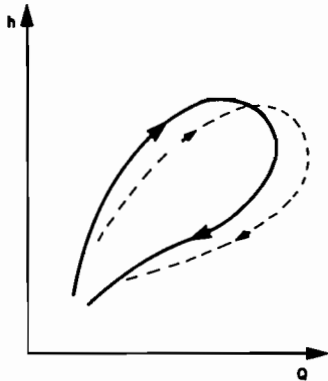


Fig. I-31 **REBAIXAMENTO E ASSOREAMENTO A CADA CHEIA**

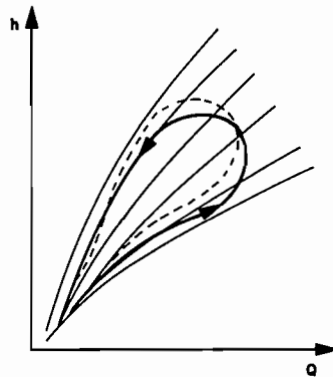


Fig. I-32 **CONTROLE DE JUSANTE VARIÁVEL**

TIPOS DE CURVAS DE CALIBRAGEM (3)

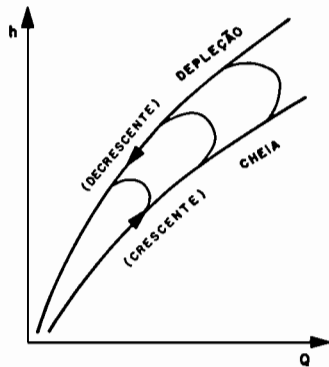


Fig. I-33 PSEUDO-UNIVOCIDADE CHEIA / DEPLEÇÃO

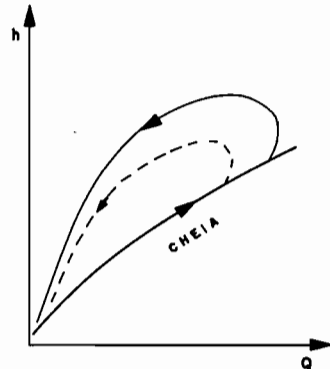


Fig. I-34 PSEUDO-UNIVOCIDADE SOMENTE NA CHEIA

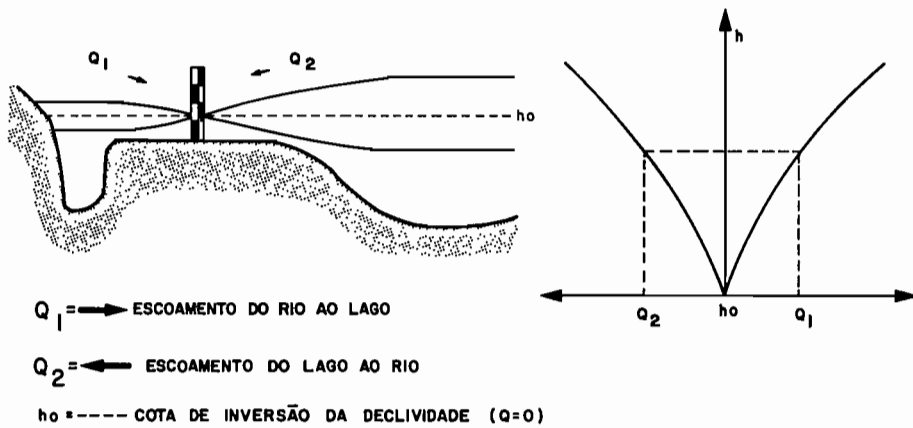


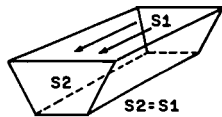
Fig. I-35 INVERSÃO DA DECLIVIDADE SUPERFICIAL

I.43- FICHA RESUMO

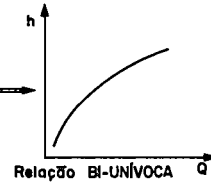
REGIMES DE ESCOAMENTO E CALIBRAGEM

PERMANENTE - Q, H, U, J não variam no tempo (numa seção dada)

A1. UNIFORME → H, U CONSTANTES NO TRECHO

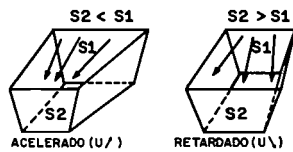


→ CANAL ARTIFICIAL →



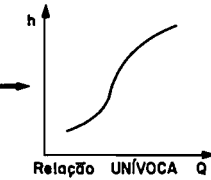
A2. NÃO UNIFORME OU VARIADO → H, U VARIÁVEIS NO TRECHO

A2.1 GRADUALMENTE VARIADO

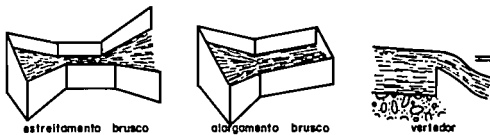


(UTILIZAÇÃO DA FÓRMULA DE MANNING - STRICKLER)

→ RIOS NATURAIS →



A2.2 RAPIDAMENTE VARIADO

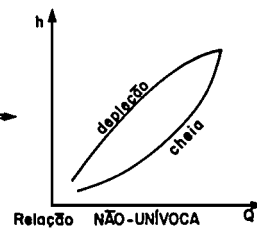


→ SINGULARIDADES →

SEÇÃO DE CONTROLE

B - **NÃO-PERMANENTE** - Q, H, U, J variam no tempo (numa seção dada)

CURSO D'ÁGUA COM PEQUENA DECLIVIDADE →



FONTE: Y. L'HÔTE/ORSTOM

Capítulo II : TRAÇADO DA CURVA DE CALIBRAGEM

O traçado da curva de calibragem é a primeira fase da transformação das cotas em descargas.

A plotagem dos pontos relativos às medições de descarga líquida é precedida de um inventário e de uma crítica dos dados, assim como, da escolha do formato do papel e das escalas gráficas. Após a análise das causas da dispersão dos pontos, a curva de calibragem é traçada por trechos, começando-se por aquele que possui maior número de medições confiáveis. Na maioria dos casos, a ausência de medições em cotas altas ou baixas, impõe uma extrapolação da curva em suas extremidades.

Este capítulo é totalmente consagrado para a apresentação desta primeira fase, essencialmente gráfica e absolutamente necessária, qualquer que seja o tipo de calibragem.

11.1- INVENTÁRIO E CRÍTICA DOS DADOS DISPONÍVEIS

Três tipos de dados compõem a informação original : aqueles que concernem à própria estação, as observações limnimétricas e listagem das medições.

11.11- Dossiê técnico da estação

Ele constitui o primeiro documento a ser consultado. Normalmente aberto com a instalação da primeira régua limnimétrica, o dossiê técnico reúne todas as informações que se referem ao funcionamento da estação durante o período das observações.

Estas informações são relativas a:

- equipamento da estação, descrito por:
 - . sua natureza : réguas, limnógrafo, vertedor, ...;
 - . seu tipo : régua centimétrica em 4 lances (0-2m, 2-4m, 4-7m, 7-8m); lances metálicos que normalmente são fixados sobre suportes de ferro de 160 mm em forma de U;

- . suas características : altura total da régua, altitude do zero, número, local de instalação e nivelamento dos lances;
 - . seu histórico : data de instalação, renovação, reinstalação de um elemento, etc.;
- plantas e levantamentos topográficos que fornecem:
- . a situação exata da régua e sua posição relativa a um controle ou uma singularidade do leito;
 - . a situação e a descrição do RN utilizado para referenciar o zero da régua;
 - . o perfil longitudinal com a declividade média do fundo, as soleiras naturais e os rebaixamentos;
 - . a forma da seção transversal, com o valor dos elementos geométricos e sua variabilidade no decorrer do tempo;
 - . o histórico das obras que afetaram a geometria do trecho: soleiras, pontes, dragagens, limpeza da vegetação, etc;
- operação que pode ser avaliada por:
- . relatórios de visita dos hidrometristas;
 - . trabalhos de limpeza e conserto;
 - . relação de eventos excepcionais : cheias, interrupção do escoamento, etc;
 - . datas de mudança do observador e frequência das substituições.

Esta lista não é exaustiva. Toda a informação por mais simples que seja, como uma doença do observador ou retirada de areia, deveria figurar no dossiê.

A pasta técnica da estação de JACARÉ-AÇÚ 1, composta de uma ficha descritiva, croqui de localização, originais das medições de descarga e leituras de cotas, levantamentos de seções transversais e relatórios de inspeção com uma série de observações importantes, é um bom exemplo de dossiê quase completo, do qual foram retiradas as informações constantes nas páginas 65 a 67.

Na realidade, não é sempre assim, às vezes nem há dossiê e quando existe, é frequentemente uma simples ficha técnica muito incompleta e imprecisa. A simples dificuldade de se conhecer a localização das diferentes seções de medição em relação à seção de régua, torna impossível uma crítica objetiva da qualidade das medições.

FICHA DESCRITIVA DE ESTAÇÃO HIDROMÉTRICA

A - INFORMAÇÕES GERAIS

ESTAÇÃO: Jacaré-Açú TIPO: FD CÓDIGO: 62760130
RIO: Ribeirão do Lobo BACIA: Jacaré-Açú ÁREA DE DRENAGEM: 211 km²
REDE HIDROMÉTRICA: Departamento Nacional de Aguas e Energia Elétrica - DNAEE
ENTIDADE OPERADORA: Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais - CPRM
DATA DE INSTALAÇÃO DAS RÉGUAS: 20.08.75 TIPO: Lances metálicos
NÚMERO DE LANCES: 2 SUPORTES: Madeira
DATA DE INSTALAÇÃO DO LIMNÍGRAFO: 10.06.81
REF. CARTOGRÁFICA: IBGE ESCALA: 1:50.000 FOLHA: São Carlos
LATITUDE: 22°10' 00" LONGITUDE: 47°54' 10" ALTITUDE: 697 m
LOCALIZAÇÃO: Na margem direita do Ribeirão do Lobo, 250 m a jusante da represa e em frente ao laboratório de hidráulica do CRHEA

ACESSIBILIDADE: Rodovia Washington Luis até São Carlos

POTAMOGRAFIA: O Ribeirão do Lobo nasce na Serra do Paredão do Barreiro, numa altitude aproximada de 919 m. Inicialmente toma a direção Noroeste e em seguida a direção Norte até formar a Represa do Lobo

CONFORMAÇÃO DA PLANTA: Nordeste-Norte
NATUREZA E INCLINAÇÃO DAS MARGENS: Arenosa/Argilosa
NATUREZA DO LEITO: Arenoso
CONTROLE (TIPO): Corredeira
COTA DE TRANSBORDAMENTO: 3,40 m

OBSERVADOR:

NOME: Antonio Gomes Ribeiro PROFISSÃO: -
INSTRUÇÃO: 1 grau ENDEREÇO: Próximo à barragem
DISTÂNCIA DA RESIDÊNCIA À ESTAÇÃO: 250 m

GOTA MÁX. OBSERVADA: 244 cm
GOTA MÍN. OBSERVADA: 83 cm
GOTA MÁX. MEDIDA : 206 cm DESCARGA: 14,9 m³/s
GOTA MÍN. MEDIDA : 100 cm DESCARGA: 0,238 m³/s

B - OBSERVAÇÕES

A seção de régua apresenta dois lances com os seguintes escalonamentos:

- 1 lance: 0 a 200 cm
- 2 lance: 200 a 400 cm

Os lances são graduados de 2 em 2 cm, fixados em estelos de madeira.

Na estação existem 2 RRNN com as seguintes cotas:

RN3 = 2242 e RN2 = 2958 identificados por calotas de alumínio fixas em blocos de concreto

As seções de medição ficam situadas a montante da seção de régua sendo duas delas demarcadas por PI e PF de madeira e outra móvel, conforme posicionamento da passarela.

As medições são realizadas a vau ou barco com auxílio de um cabo de aço ou diretamente da passarela. Para a medição das velocidades, várias marcas de molinetes têm sido utilizadas: PRICE, SIAP, AMSLER, GURLEY, A.OTT e MINI KARTAN.

O limnógrafo foi retirado para conserto em 20.10.82, mas não foi mais reinstalado.

Em 25.06.84 a soleira da seção de controle foi elevada pela colocação de pedras. Neste dia, a cota subiu de 122 para 151 cm.

No ano de 1985 devido a abertura das comportas da barragem, principalmente no período de fevereiro a junho, foi constatado um arraste parcial do material posto sobre a soleira natural.

Em 19.10.85 foram retiradas as pedras restantes da seção de controle, observando-se que a cota baixou apenas 7 cm.

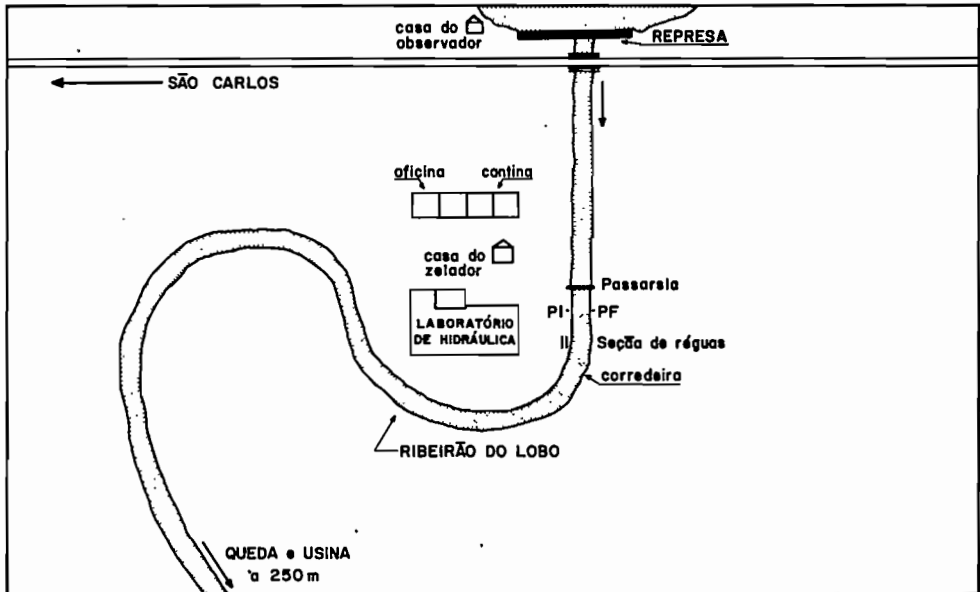
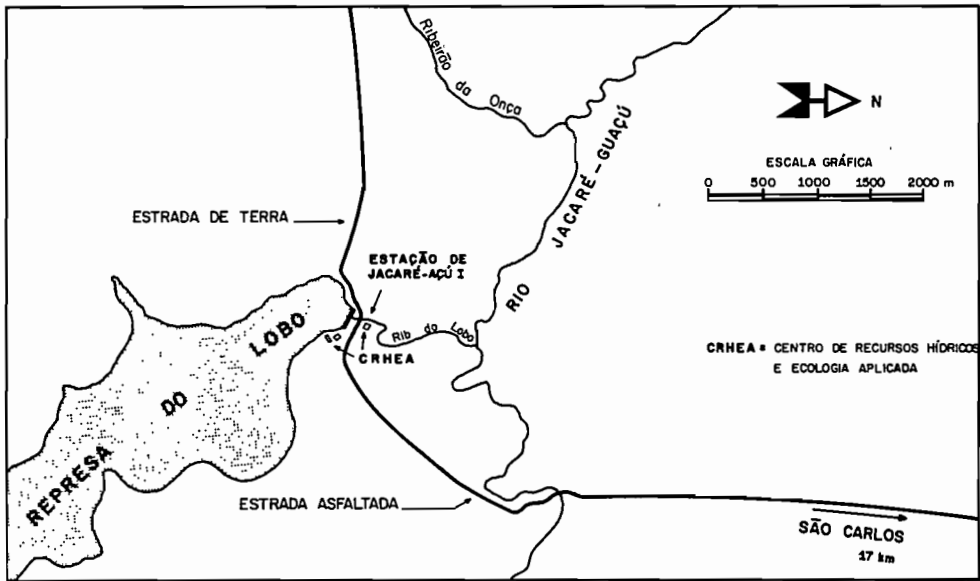
Não seria demais insistir sobre a necessidade de se abrir um dossiê técnico já a partir da instalação da estação e insistir também sobre a importância de mantê-lo atualizado até o final das observações, isto é, até o dia do fechamento do posto.

11.12- Dados limnimétricos

11.121- Cronologia das cotas -

A informação básica é constituída de um conjunto de pares compostos de:

Fig. II-1 CROQUI DE LOCALIZAÇÃO



DES: DANIEL

- uma cota limnimétrica, geralmente lida sobre uma régua ou medida em relação a um RN;
- a data e a hora exata da leitura ou medida.

Os documentos limnimétricos originais são:

- os boletins ou planilhas de leitura de cota preenchidos por um observador;
- os limnigramas;
- as leituras periódicas efetuadas pelas equipes de hidrometria;
- cotas excepcionais obtidas por nivelamento após as cheias.

Todos estes documentos são reunidos, ordenados e interpretados por meio de processos manuais ou semi-automáticos (leitura de curvas).

O resultado deste trabalho é uma cronologia das cotas ou cronologia limnimétrica cuja qualidade global pode ser caracterizada por sua homogeneidade, continuidade e fidelidade.

Uma cronologia é homogênea se todas as cotas se referem a uma mesma régua ou a um mesmo RN, logo, a uma mesma seção transversal. Ela é contínua se não contém lacunas dentro das observações e é fiei, se permite uma exata reconstituição do limnigrama. Isto supõe que os pares "data-cota" escolhidos durante as cheias sejam representativos, em número suficiente (mas sem excesso) e que os dois valores sejam corretos.

A cronologia limnimétrica pode ser relacionada por um passo de tempo fixo ou variável.

No primeiro caso, um mesmo intervalo de tempo separa todos os pares, por exemplo 1/2 hora ou 1 hora. Esta técnica é mais simples quando o processamento dos limnigramas é feito manualmente mas traz um excesso de informações para os períodos de pequena variação de descarga e um déficit durante as cheias. Este problema pode ser corrigido variando-se o passo de tempo segundo a rapidez de variação do nível do rio em cada dia (6, 12, 24 ou 96 cotas por dia).

No caso de passo de tempo variável, só os pontos característicos do limnigrama são conservados: os intervalos de tempo podem variar. Esta técnica conduz a uma melhor fidelidade da cronologia, com uma quantidade de pares muito menor, mas a escolha dos pontos característicos não é sempre evidente e depende muito do operador.

A cronologia das cotas é geralmente transferida para um suporte de informática (cartões perfurados, fitas ou discos magnéticos) a fim de torná-la rapidamente acessível e disponível sob múltiplas formas: listagens cronológicas ou ordenadas, anuários, plotagem de cotagramas, etc.

Para as estações com duas ou mais régua, várias cronologias podem ser constituídas. É recomendado, para evitar qualquer dúvida, que cada uma seja perfeitamente identificada e que a cronologia da régua principal utilizada para o cálculo das descargas seja a única a receber o nome e o código da estação.

A preparação da cronologia completa das cotas é uma tarefa que, necessariamente, deve anteceder ao traçado da curva de calibragem.

11.122- Verificação da homogeneidade -

A comparação das informações do dossiê técnico da estação e da cronologia limnimétrica, serve para verificar a homogeneidade desta última ou, se a régua tem sido substituída ou deslocada, permite decompô-la em sub-cronologias homogêneas, cada uma delas se referindo a uma mesma seção e a uma mesma régua.

Cada uma dessas cronologias é caracterizada:

- pelas datas extremas que limitam o período de validade (que pode eventualmente compreender vários sub-períodos se a cronologia é descontínua);
- pelas cotas máximas e mínimas observadas durante este período.

A toda cronologia homogênea, corresponde ao mínimo uma curva de calibragem.

11.13- Listagem das medições

Este é o documento de base utilizado para a preparação da curva de calibragem.

11.131- Precisão das medições -

Uma medição associa dois termos característicos do escoamento: a descarga medida e a cota lida sobre a régua, para um dado instante.

11.1311 Termo "descarga"

A precisão obtida na medição da descarga é muito variável segundo o modo de operação utilizado, as condições de escoamento e a experiência dos operadores.

A descarga pode ser, totalmente ou parcialmente, medida ou estimada.

As medições completas de descarga são feitas:

- por volumetria direta para descargas muito pequenas;
- por intermédio de um vertedor aferido (calha PARSHALL, etc);
- por um método de diluição química;
- pela exploração do campo das velocidades:
 - . seja com um molinete hidrométrico, ponto por ponto ou por integração das velocidades, vertical por vertical;
 - . seja por meio de flutuadores lastreados e imersos em 90% da profundidade.

O método de exploração do campo das velocidades, é o único que permite conhecer as velocidades de escoamento e os elementos geométricos da seção transversal.

Outras determinações da descarga são geralmente baseadas sobre uma estimativa da velocidade média de escoamento:

- seja a partir das velocidades medidas somente numa parte das profundidades com um molinete, com flutuadores lastreados ou um feixe de ondas ultra-sônicas;
- seja a partir das velocidades superficiais avaliadas pelo deslocamento de objetos flutuantes;
- seja pela aplicação de uma fórmula hidráulica, sendo a mais utilizada, a de MANNING/STRICKLER, após determinação do nivelamento da declividade hidráulica e avaliação do coeficiente de rugosidade;
- seja pela utilização do método barco em movimento (Moving-Boat).

A escolha de uma ou outra destas técnicas de medição da descarga é imposta ao hidrometrista pela importância da descarga, das velocidades de escoamento, pelo equipamento da estação e o material que ele dispõe. A precisão de uma medição completa com molinete varia de 3 a 10% segundo as condições de execução. As medições parciais, mais freqüentemente feitas nas cheias, são muito mais imprecisas sobretudo quando sua interpretação não pode se apoiar sobre um bom conhecimento das características de escoamento, adquiridas pelas descargas menores.

Os erros cometidos durante as medições de descarga podem ser:

- sistemáticos, se o material é defeituoso: molinete não aferido, cabo mal graduado, contador de profundidade descalibrado;
- não sistemáticos, se eles são devidos a um modo incorreto de operação: número de verticais insuficientes (caso de erro mais freqüente segundo Y. BRUNET-MORET), arraste do lastro não

medido, dosagem inadequada de uma solução, vertedor mal instalado.

Se os primeiros erros podem ser corrigidos posteriormente por meio de uma verificação do material, os segundos são, geralmente, definitivos.

O método utilizado para o cálculo é também uma causa de imprecisão. Um teste feito na ALGERIA com 500 medições (descargas de 0,05 a 1000 m³/s), analisadas graficamente pelo método das parábolas e calculadas pelo método dos trapézios, tem mostrado que o método gráfico dá resultados sistematicamente maiores, de 1,2% a 7%, com um valor mediano de 3,7%.

11.1312 Termo "cota"

A cota, associada à descarga, é normalmente lida sobre a régua da estação no início e no fim da medição e, se o nível varia significativamente, após cada vertical.

A precisão de leitura é aquela dos valores da cronologia limnimétrica, geralmente o centímetro.

Quando o nível da água não varia durante a medição, a cota associada é perfeitamente definida.

Mas ele freqüentemente varia, sendo a cota indeterminada no intervalo compreendido entre as cotas extremas observadas durante a medição. Como pode-se ter necessidade, por exemplo

para facilitar o processamento informático, de associar uma só cota à medição de descarga, utiliza-se como valor:

- seja a média aritmética das cotas extremas, se a variação do nível é pequena e constante e se a seção de medição é de forma regular;
- seja, se as condições precedentes não são satisfeitas, um valor h calculado pela fórmula seguinte, proposta por H. CORMARY e B. BILLON :

$$h = \frac{\sum_{1}^{n} h_i q_i}{\sum_{1}^{n} q_i}$$

h_i sendo a cota e q_i a descarga unitária da vertical de índice i de uma medição de n verticais.

Quando a variação da cota é muito rápida, a metodologia de medição por verticais independentes deve ser aplicada no campo e no cálculo.

Fora o erro de leitura, que deveria ser muito raro da parte dos hidrotécnicos, duas causas de erro podem intervir quando a seção de medição está afastada da seção de réguas :

- utilização de uma outra régua em vez da régua principal,
- má sincronização das medições de descarga e das leituras de cotas.

11.132- Inventário e análise crítica das medições -

Estas duas operações são conduzidas simultaneamente no decorrer da preparação de uma listagem de medições, ordenadas cronologicamente segundo sua execução. Esta listagem deve ser feita a partir de fichas de medições originais, quando disponíveis (caso muito raro para estações antigas) ou a partir de listagens recapitulativas, manuscritas ou extraídas de arquivos de medições (cf. parág. 11.6, conteúdo do arquivo de medição), compreendendo as informações seguintes:

- datas e horários extremos de execução da medição;
- cotas lidas no início, no fim e durante a medição (com indicação da régua utilizada);
- cota admitida (associada à medição);
- descarga calculada;
- elementos geométricos da seção de medição, se eles têm sido medidos: área molhada, largura, profundidade média;
- velocidades médias, referentes à seção de medição e à seção de réguas, salvo no caso em que esta última estiver situada em leito complexo, com perfil transversal indefinido;
- método e aparelhagem utilizados (número do molinete e da hélice, peso e tipo de suspensão do lastro);
- localização exata da seção de medição em relação à régua;
- nome dos operadores;
- observações qualitativas diversas (cheia ou depleção, precisão, incidentes).

Como exemplo, a lista cronológica de medições efetuadas na estação do Ribeirão do Lobo é dada na tabela 2.1.

A análise crítica das medições, a partir dos documentos originais, é baseada sobre:

- a verificação, pela cronologia limnimétrica, da cota associada à descarga medida: não deve haver discordância entre a cota lida pelo observador ou lida no limnigrama e a cota referente a medição:
 - causas de discordância:
 - . erro de leitura;
 - . réguas diferentes;
 - . erro de data ou hora;

- um controle dos elementos geométricos obtidos durante a medição de descarga, pelos valores calculados sobre um perfil transversal tipo (levantamento preciso):
 - causas de discordância:
 - . erros de medida de distâncias horizontais e/ou verticais;
 - . arraste do lastro não corrigido;
 - . leito móvel durante uma cheia;
 - . má localização da seção de medição;

- uma análise do método utilizado (medição completa ou não, número e repartição das verticais), do material empregado (passo da hélice em relação às velocidades mínimas ou máximas, peso do lastro) e do método de cálculo (escolha das escalas gráficas, precisão da planimetragem, valor da declividade hidráulica e da rugosidade para as descargas estimadas, utilização correta do método das verticais independentes).

Aconselha-se, com insistência, efetuar estes controles de uma maneira sistemática, para cada medição e não, como é feito geralmente, após plotagem dos pares (h, Q) no papel. Neste caso a crítica é feita só para os pontos cuja posição é julgada anormal isto pode conduzir a rejeitar uma medição excelente e a conservar uma série de medições portando um erro sistemático, evidente nas planilhas originais.

O resultado da análise crítica sistemática das medições é uma apreciação da confiança que pode-se dar, a priori, aos dois termos do par "descarga medida e cota associada".

11.133- Repartição das medições -

A uma cronologia limnimétrica homogênea são associados um período de validade e um intervalo de variação da cota, definido pelos valores das cotas extremas observadas. A repartição das medições utilizadas para o estudo de calibragem desta cronologia, deve ser analisada sob este duplo aspecto.

Uma repartição cronológica favorável é caracterizada, num curso d'água perene, por uma distribuição periódica regular das medições em águas médias e baixas (de 15 dias a 3 meses

Tabela 2.1 - Estação de JACARÉ-AÇÚ 1 no Ribeirão do Lobo

RELAÇÃO CRONOLÓGICA DAS MEDIÇÕES DE DESCARGA

No	data	início		fim		cota asso- ciada cm	descarga m3/s	área molhada m2	lar- gura m
		hora	cota cm	hora	cota cm				
1981									
1	09/09	11h00	163	11h40	163	163	7,21	11,64	10,71
1982									
2	08/02	14h30	179	15h00	179	179	10,0	13,42	11,57
3	24/06	16h30	135	17h00	135	135	3,37	8,87	9,20
4	26/10	13h00	143	13h40	143	143	4,47	9,61	9,57
1983									
5	18/04	13h30	141	14h45	141	141	4,78	9,42	9,46
6	03/06	14h15	207	15h35	205	206	14,9	16,9	14,98
7	24/09	14h35	162	15h50	162	162	7,30	11,5	10,66
1984									
8	14/02	9h10	140	10h05	140	140	4,19	9,32	9,40
9	09/04	11h00	177	11h40	177	177	9,48	13,19	11,46
10	18/04	12h01	100	12h42	100	100	0,238	5,77	8,57
11	14/06	10h10	123	11h00	123	123	2,36	7,78	8,91
12	13/08	9h00	156	10h05	156	156	2,46	10,91	10,33
13	25/10	8h20	145	9h45	145	145	2,22	9,81	9,69
1985									
14	13/06	12h50	138	13h40	138	138	2,41	9,14	9,32
15	09/08	13h15	132	14h30	132	132	1,95	8,59	9,09
16	03/10	15h37	127	16h24	126	127	1,57	8,14	8,97
17	17/10	14h35	123	16h15	123	123	1,23	7,78	8,91
18	10/12	13h50	126	14h40	126	126	2,46	8,05	8,95
1986									
19	04/02	10h25	119	11h20	119	119	1,93	7,42	8,85
20	08/03	9h10	189	10h25	189	189	12,4	14,8	12,27
21	22/04	10h00	126	11h00	126	126	2,60	8,05	8,95
22	18/06	9h00	117	10h10	117	117	1,68	7,25	8,82
23	27/08	10h15	121	11h30	121	121	2,03	7,60	8,88
24	18/12	11h00	144	11h50	144	144	5,08	9,71	9,63

Tabela 2.1 (continuação)

No	hm m	U m/s	Modo de operação	Molinete	Observações
<u>1981</u>					
1	1,09	0,619	canoa	Mini-Kartan	21 vert. detalh.
<u>1982</u>					
2	1,16	0,745	canoa	Mini-Kartan	24 vert. detalh.
3	0,96	0,380	canoa	Mini-Kartan	20 vert. detalh.
4	1,00	0,465	canoa	Mini-Kartan	24 vert. detalh.
<u>1983</u>					
5	1,00	0,507	canoa	Mini-Kartan	25 vert. detalh.
6	1,13	0,882	canoa	A.OTT n 38291	24 vert. detalh.
7	1,08	0,633	canoa	SIAP n 6229	8 vert. 2 pontos
<u>1984</u>					
8	0,99	0,450	canoa	PRICE n R 522	15 vert. 2 pontos
9	1,15	0,719	canoa	SIAP n 6241	19 vert. 2 pontos
10	0,67	0,041	vau	PRICE n R 522	15 vert. 2 pontos
11	0,87	0,303	vau	PRICE n R 522	16 vert. 2 pontos
12	1,06	0,225	passarela	PRICE n R 522	17 vert. 2 pontos
13	0,98	0,226	passarela	PRICE n R 522	16 vert. 2 pontos
<u>1985</u>					
14	0,98	0,264	canoa	PRICE n R 522	17 vert. 2 pontos
15	0,94	0,227	passarela	PRICE n R 522	17 vert. 2 pontos
16	0,91	0,193	passarela	AMSLER n 620	18 vert. 2 pontos
17	0,87	0,158	passarela	PRICE n R 522	17 vert. 2 pontos
18	0,90	0,306	vau	PRICE n R 522	17 vert. 2 pontos
<u>1986</u>					
19	0,84	0,260	passarela	PRICE n R 522	17 vert. 2 pontos
20	1,19	0,849	passarela	A.OTT n 38291	24 vert. detalh.
21	0,90	0,323	passarela	GURLEY W287080	18 vert. 2 pontos
22	0,82	0,232	passarela	PRICE n R 522	18 vert. 2 pontos
23	0,86	0,267	passarela	GURLEY W287080	18 vert. 2 pontos
24	1,01	0,523	passarela	GURLEY W287080	18 vert. 2 pontos

segundo o regime) e pela ausência de longos períodos sem nenhuma medição.

Da mesma forma, a repartição num intervalo de cotas extremas deve ser homogênea. Pode-se ter uma primeira idéia da qualidade da repartição das medições em função das cotas, pelo exame da lista das cotas ordenadas em forma crescente. Esta lista, como apresentada na tabela 2.2 (estação de JAGARÉ-AÇÚ 1), é estabelecida a partir da lista cronológica. Ela permite situar muito rapidamente os intervalos de cotas nos quais o número de medições é insuficiente e avaliar a amplitude das extrapolações a serem feitas nas duas extremidades do intervalo de definição.

Em resumo :

- o inventário dos dados necessários para o traçado da curva de calibragem compreende o dossiê técnico da estação, a cronologia limnimétrica e a lista das medições;
- a cronologia limnimétrica, que deve ser homogênea, contínua e fiel, é caracterizada por seu período de validade e o intervalo das cotas extremas observadas;
- a lista cronológica das descargas é estabelecida, na medida do possível, a partir dos documentos de medição originais e cada valor é criticado antes de ser transferido para o papel.

11.2- PREPARAÇÃO DO GRÁFICO

Após a prévia escolha do formato e das escalas, os pontos das medições são plotados sobre um papel milimetrado. As regras dadas abaixo são igualmente aplicáveis aos gráficos representativos das curvas $U(h)$ e $K \sqrt{J}(h)$ que são geralmente necessárias para o traçado da curva de calibragem $Q(h)$ e, mais particularmente, para sua extrapolação.

11.21- Escolha do papel e do formato

Utiliza-se um papel milimetrado, com graduação aritmética, de forma a obter uma visão global não deformada da posição e da repartição dos diferentes pontos.

Alguns hidrólogos complementam o gráfico em coordenadas aritméticas, com um gráfico em coordenadas logarítmicas que apresenta a vantagem de reduzir a dispersão dos pontos de águas médias e altas, em torno de linhas com raio de curvatura muito grande: resulta numa melhor apreciação do traçado da curva para águas médias e altas.

Tabela 2.2 - Estação de JAGARÉ-AÇÚ 1 no Ribeirão do Lobo

RELAÇÃO DAS MEDIÇÕES DE DESCARGA POR ORDEM CRESCENTE DAS COTAS

No	data	cota cm	descarga m ³ /s	velocidade média m/s	K√J	Observações
10	18/04/84	100	0,238	0,041	0,06	
22	18/06/86	117	1,68	0,232	0,28	
19	04/02/86	119	1,93	0,260	0,31	
23	27/08/86	121	2,03	0,267	0,31	
11	14/06/84	123	2,36	0,303	0,35	
17	17/10/85	123	1,23	0,158	0,18	nota abaixo
18	10/12/85	126	2,46	0,306	0,35	
21	22/04/86	126	2,60	0,323	0,37	
16	03/10/85	127	1,57	0,193	0,22	nota abaixo
15	09/08/85	132	1,95	0,227	0,25	nota abaixo
3	24/06/82	135	3,37	0,380	0,41	
14	13/06/85	138	2,41	0,264	0,29	nota abaixo
8	14/02/84	140	4,19	0,450	0,48	
5	18/04/83	141	4,78	0,507	0,54	
4	26/10/82	143	4,47	0,465	0,50	
24	18/12/86	144	5,08	0,523	0,55	
13	25/10/84	145	2,22	0,226	0,24	nota abaixo
12	13/08/84	156	2,46	0,225	0,23	nota abaixo
7	24/09/83	162	7,30	0,633	0,64	
1	09/09/81	163	7,21	0,619	0,62	
9	09/04/84	177	9,48	0,719	0,70	
2	08/02/82	179	10,0	0,745	0,72	
20	08/03/86	189	12,4	0,849	0,80	
6	03/06/83	206	14,9	0,882	0,85	

Nota : medição correspondente ao período de descalibragem consecutiva à alteração artificial do controle.

Tendo definido o tipo de papel, resta escolher o formato. As opiniões diferem bastante sobre este ponto: alguns utilizam papéis de formato grande (até 60 ou 80 cm), outros se recusam sair do formato A4 (21 x 29,7 cm) dos blocos de papel milimetrado, escolha que lhes obriga a utilizar escalas menores e a traçar a curva por trechos.

Não pensamos que esta escolha seja de uma importância muito grande: a vantagem fundamental do método de ajustamento gráfico é de "ver" a curva.

Na fase de análise preparatória, uma visão global é necessária para verificar as hipóteses prévias feitas sobre o tipo de calibragem (univocidade, estabilidade). O primeiro gráfico, exploratório, deve conter todos os pontos das medições correspondentes a uma cronologia limnométrica homogênea: o formato deve ser suficientemente grande, mas sem exagero.

11.22- Escolha das escalas

É feita respeitando-se a regra seguinte: o número máximo de pontos deve se situar no ângulo formado pelas semi-retas de declividade 30 e 60 graus (fig.11.2).

Esta regra não é sempre fácil de respeitar para o caso de um único gráfico. Ela conduz, geralmente, a plotar em um outro sistema de eixos, as medições de águas muito baixas, após ter dobrado ou quadruplicado a escala das descargas.

Por razões de comodidade na plotagem dos pontos e para evitar os erros, é recomendado escolher escalas tão simples quanto possíveis, evitando-se totalmente o número 3 e seus múltiplos.

Aconselhamos os valores seguintes, alertando que os números entre parênteses, algumas vezes úteis, conduzem a escalas mais difíceis de utilizar:

- para o eixo das ordenadas (cotas): 1, 2, (4), 5, 10, 20, (40) e 50 centímetros por cm;
- para o eixo das abcissas (descargas): 1, 2, (4), $5 \times 10^{\pm 2}$ m³/s por cm, isto é, 20 valores entre 10 l/s e 500 m³/s,

Para os rios de grande porte, poderão ser utilizadas escalas maiores.

Escolher-se-a a mesma escala sobre o eixo das ordenadas para os gráficos U(h) e $K \sqrt{J}(h)$. Ao contrário, para as abcissas, tomar-se-a:

Fig. II-2 ESCOLHA DE ESCALAS GRÁFICAS

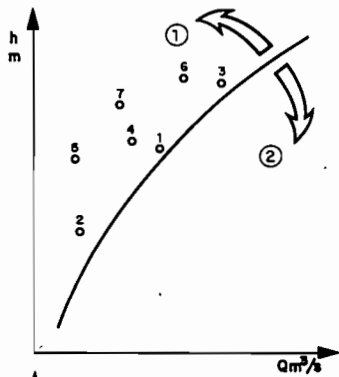
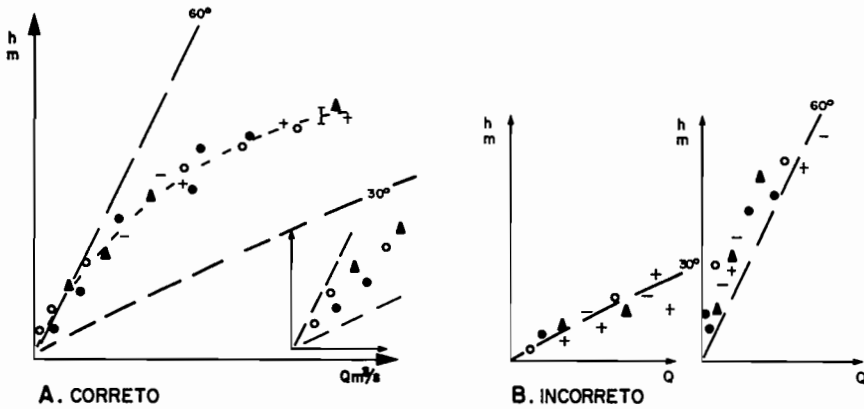


Fig. II-3 EVOLUÇÃO PROGRESSIVA DA SEÇÃO MOLHADA

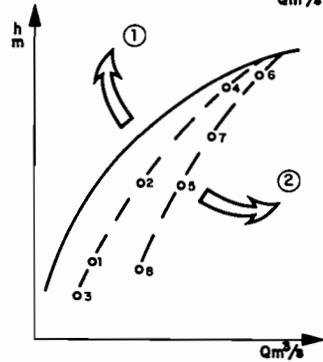


Fig. II-4 MODIFICAÇÃO RÁPIDA DA SEÇÃO MOLHADA

- o 1, 2, ... 7 e 8 sequência cronológica
- ② aumento de S
- ① diminuição de S

0,1 - 0,2 ou 0,5 m/s por cm, para as velocidades;

0,05 - 0,1 - 0,2 ou 0,5 unidades por cm para o produto $K \sqrt{J}$.

Por razões de precisão, é freqüentemente indispensável adotar, para uma mesma calibragem, escalas diferentes conforme a amplitude de intervalo das descargas ("curvas" de águas baixas, médias e altas). Neste caso, os diferentes gráficos devem obrigatoriamente ter uma ampla faixa em comum.

11.23- Identificação dos pontos

Para melhor compreender a disposição dos pontos sobre o gráfico e analisar a dispersão, é importante escolher um método de identificar as diferentes medições.

Na prática, o melhor método é representar os pontos por cores e por símbolos. Ele supõe um reagrupamento prévio das medições correspondentes a uma cronologia limnimétrica homogênea por sub-conjuntos que apresentam critérios idênticos. Por exemplo, uma mesma cor caracteriza todas as medições de um ano ou de um período compreendido entre duas cheias importantes e um mesmo símbolo identifica o modo de operação (medição completa "x", parcial "o", por verticais independentes "*") ou o sentido de variação da cota (cheia "+" ou depleção "-").

Na hipótese de uma pesquisa mais específica das causas de dispersão, pode-se utilizar símbolos diferentes para caracterizar a posição exata da seção de medição, o número do molinete ou da hélice ou ainda do operador.

Y. BRUNET-MORET (DRSTOM), utiliza, quando pensa ter pela frente uma estação não unívoca com correção do gradiente limnimétrico (cf. capítulo III), setas direcionadas, segundo o sentido de variação das cotas, "subindo" (+) ou "descendo" (-) e de comprimento aproximadamente proporcional a amplitude desta variação.

A escolha das cores e dos símbolos utilizados é indiferente, mas esta deve ser indicada tanto sobre as listas de medições como no gráfico.

Não é aconselhável localizar as medições por seu número de ordem da lista cronológica: este sistema torna o gráfico confuso quando o número de pontos plotados ultrapassa 20 ou 25 e for necessário utilizar uma variável secundária, como no caso de calibragens não-unívocas (rio Sangker em BATTAMBANG)

Em resumo :

- a escolha do formato e das escalas conduz a traçar, tanto quanto possível, curvas "centradas" (entre 30 e 60 graus) sobre papel em coordenadas aritméticas;
- a dupla identificação dos pontos, por cores e símbolos, facilita a análise de dispersão.

11.3- ANÁLISE DA DISPERSÃO DOS PONTOS

Antes de traçar uma curva, convém verificar se a posição dos pontos sobre o papel está em acordo com a forma teórica, deduzida das hipóteses feitas sobre o funcionamento hidráulico da estação.

Por exemplo, só se poderá considerar exata a hipótese de uma calibragem biunívoca estável, se os pontos organizam-se segundo uma só direção, com uma dispersão baixa e totalmente independente da data de medição, da cota medida e do sentido de variação do nível d'água. Se estas três condições são respeitadas, a hipótese inicial é exata e a curva de calibragem pode ser traçada.

Mas o problema é raramente tão simples: os pontos são geralmente dispersos sobre o papel e a dispersão deve ser explicada, seja pelo caráter não-unívoco da calibragem, seja pelas anomalias e/ou erros de medição. Esta análise de dispersão, que só pode ser feita se o número de medições é suficiente, apoia-se também sobre o exame das curvas $S(h)$, $R(h)$ e $K \sqrt{J}(h)$.

11.31- Pesquisa dos critérios de não-univocidade

A não-univocidade da calibragem pode ter diferentes origens que correspondem a dois tipos de instabilidade:

- a instabilidade geométrica que afeta a seção de régua e/ou a seção de controle;
- a instabilidade hidráulica, que se traduz pela existência de uma declividade superficial variável para uma mesma cota de escoamento.

11.311- Instabilidade geométrica -

Ela ocasiona uma organização cronológica na repartição dos pontos, qualquer que seja a origem da instabilidade:

- variação do perfil transversal (régua ou controle) por deposição ou escavação;

- crescimento da vegetação ou limpeza do leito;
- levantamento ou abaixamento natural ou artificial de um controle;
- etc...

Se a deformação é contínua, para uma mesma cota o deslocamento dos pontos é progressivo (fig.11.3):

- seja no sentido de uma redução relativa da descarga se a seção molhada diminuir (deposição, elevação do controle de Jusante, crescimento da vegetação);
- seja, ao contrário, no sentido de um acréscimo relativo da descarga se a seção molhada aumentar (escavação, erosão de uma soleira, abaixamento do controle).

Quando a deformação do leito é repentina (chelas violentas, limpeza da seção, elevação de uma soleira móvel...) o deslocamento dos pontos é instantâneo, num sentido ou outro, segundo a diminuição ou aumento da seção molhada (fig.11.4).

É importante distinguir os dois tipos de evolução da calibragem. No caso de uma instabilidade descontínua, a calibragem pode ser definida por várias curvas unívocas sucessivas, cada uma amarrada a sua sub-cronologia limnimétrica homogênea.

É o caso da maior parte das estações com leito pouco instável, como por exemplo a estação de Dois Rios (Anexo A1) cuja calibragem é do tipo biunívoca transitória.

Quando a instabilidade é progressiva (vegetação com crescimento rápido, por exemplo) ou cíclica (escavação e deposição a cada chela), a decomposição em curvas biunívocas é teóricamente impossível: a calibragem é representada por uma superfície, como veremos no capítulo III.

11.312- Instabilidade hidráulica -

Ela traduz-se, quando é aparente sobre o papel, por uma nítida dependência da posição dos pontos e dos movimentos relativos do nível d'água durante um mesmo ciclo hidrológico. Ela ocasiona, então, uma organização cíclica dos pontos. A forma "em laço" (fig.11.5) apresenta-se geralmente bem, se for tomada a precaução de identificar com cor diferente, cada conjunto de medições que se relaciona com uma mesma chela, qualquer que seja sua duração.

A identificação de um só ciclo em um conjunto de pontos, mesmo se ele tiver uma forma incompleta, pode ser considerado como um índice quase certo de não-univocidade (salvo erro sistemático de medição).

Fig. II-5 ORGANIZAÇÕES CÍCLICAS

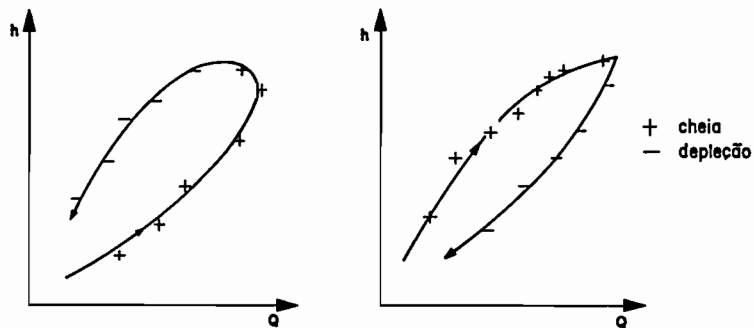


Fig. II-6 ANOMALIA SISTEMÁTICA

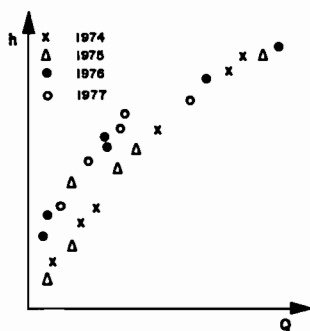
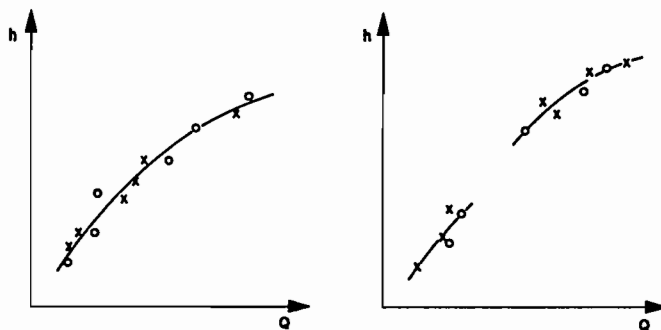


Fig. II-7 REPARTIÇÃO DOS PONTOS E TRAÇADO



A organização cíclica pode passar despercebida:

- se a tendência não-unívoca é pouco clara (afastamento, entre as curvas de chela e depleção, muito pequeno);
- se as medições executadas em um mesmo ciclo são em número insuficiente ou mal repartidas entre as fases ascendentes e descendentes do plano d'água;
- se uma organização cronológica ou se erros de medição aumentam a dispersão dos pontos.

A definição da calibragem de estações não-unívocas com geometria estável, apela a métodos semi-gráficos e semi-analíticos que são descritos no capítulo III. Todavia, para um ciclo hidrológico determinado ou para uma sucessão de ciclos, se há estabilidade hidráulica de um a outro, a curva "em laço" pode ser traçada conforme as regras expostas no parágrafo 11.4.

11.32- Anomalias

A análise da repartição dos pontos representativos pode ser consideravelmente complicada por pontos aberrantes ou erros sistemáticos, considerados injustamente como índices de instabilidade.

Quando uma seqüência cronológica conduzir a um diagnóstico de uma instabilidade geométrica, é preciso verificar se ela não tem por causa um desvio sistemático dos valores, atribuível:

- seja ao material utilizado (molinete defeituoso);
- seja ao modo de operação (técnica ou operador);
- seja ao método de cálculo (planímetro mal aferido, cálculo incorreto ou mistura dos métodos de cálculo, tanto manual como automático).

Tais erros ocorrem com bastante freqüência e conduzem muitas vezes a uma interpretação errônea.

Por isso é recomendado aos hidrometristas, de variar seus métodos de medição, de utilizar vários molinetes em alternância, de dobrar o número de verticais quando a estabilidade das cotas permitir e de proceder a alguns cálculos gráficos mais minuciosos que possibilitem avaliar o erro sistemático feito por um cálculo de computador.

Uma outra causa de anomalia sistemática é uma heterogeneidade nas cotas de medições, devida à existência de duas réguas ou a um deslocamento entre os lances. A fig.11.6 ilustra o caso de uma anomalia explicada pela destruição de um lance 0 - 3m, levado por uma cheia de 1975, reinstalado em uma outra seção e mal nivelado em relação ao lance 3 - 4m, que não sofreu mudança.

Os pontos anormais que se diferenciam nítidamente da tendência a qual pertencem cronologicamente, devem ser examinados

atentamente. Após verificação da exatidão da sua plotagem no papel, um retorno às planilhas originais de medição é necessário para explicar o desvio que pode eventualmente desaparecer se o erro for corrigível. Antes de rejeitar toda medição anormal, é preciso ter certeza que ela não pode pertencer a uma tendência periódica da qual seria a única testemunha (caso freqüente nas seções com grande instabilidade). Um exame da cronologia limnométrica leva geralmente a uma resposta.

Em resumo :

- a análise da repartição dos pontos tem por finalidade verificar as hipóteses feitas a priori sobre o tipo de calibragem;
- à uma instabilidade geométrica é associada uma organização cronológica e à uma instabilidade hidráulica, uma organização cíclica das descargas de cheia e de depleção;
- um ponto, em posição anormal no papel, pode ser a única testemunha de uma situação de calibragem temporária.

11.4- TRAÇADO DA CURVA DE CALIBRAGEM

A curva de calibragem é traçada por trechos sucessivos, independentes entre si quando em alguns setores a densidade dos pontos for insuficiente. É importante cercar bem as singularidades do traçado, que deve ser feito minimizando os desvios da curva.

11.41- Regra prática para minimizar os desvios

A posição da curva através de um conjunto de medições é escolhida de maneira a repartir eqüitativamente os pontos de cada lado do traçado (fig.11.7), minimizando a soma dos valores absolutos dos desvios relativos (em %) entre a descarga medida e a descarga lida na curva, para a mesma cota.

De fato, no par medido (h, Q) , a cota é conhecida com uma precisão de 1cm, ou seja, uma precisão relativa inferior a 1% quando a cota ultrapassa 1 metro. Para a descarga, a precisão relativa chega a 5% (em média), isto é, quando as medições são confiáveis. Com a escolha preconizada para as escalas gráficas, significa que a ordenada h de cada ponto é mais precisa que a abscissa Q .

Na prática, a regra de "igualar a repartição dos pontos" é aplicada para setores horizontais sucessivos, tão estreitos como permitir o número de pontos, de forma a melhor seguir as eventuais singularidades do traçado.

A fig. 11.8 ilustra a aplicação desta regra, que é particularmente importante, quando a dispersão dos pontos é grande. O traçado da curva (C) é correto porque há uma repartição equitativa, sempre minimizando a soma dos desvios relativos, em cada um dos dois setores horizontais 1 e 2. Ao contrário, a curva (C'), cujo traçado segue uma igual repartição dos pontos segundo dois setores verticais, separados pela reta (AB), é incorreta.

Deve-se ter presente que esta regra é aplicável ao traçado das curvas $S(h)$ e $K\sqrt{J}(h)$.

Na prática, conservam-se os pontos anormais (que não foram eliminados à priori por falta de argumentos conhecidos) para repartição equitativa, mas eles são rejeitados para a minimização dos desvios.

11.42- Peso relativo de cada medição

Não é lógico, na aplicação da regra precedente, atribuir o mesmo peso a uma medição completa e a uma descarga parcialmente ou totalmente estimada. O traçado da curva deve ser feito de forma a minimizar, prioritariamente, os desvios dos valores considerados confiáveis.

A precisão das medições é normalmente maior para as descargas baixas a médias. Ela diminui quando se aproxima tanto das descargas em águas muito altas (dificuldades de medição) como das descargas em águas muito baixas (velocidades de escoamento muito pequenas). Mas acontece, freqüentemente, que as descargas têm sido parcialmente estimadas num ano e totalmente medidas no ano seguinte. Se a calibragem não mudou de um ano para outro, as medições completas são prioritárias e devem determinar o traçado da curva.

Esta observação destaca como é importante o exame crítico dos originais de campo e a utilidade dos comentários colocados na lista cronológica das medições.

11.43- Precisão do traçado

A precisão do traçado depende exclusivamente do número de pontos e de sua repartição no intervalo de variação das cotas extremas observadas.

A dispersão dos pontos não intervém praticamente na precisão se a regra de igual repartição é corretamente aplicada. De fato, sendo o erro relativo considerável, devido à técnica de medição de descarga, a dispersão aumenta necessariamente com a

quantidade de medições mas, cada medição contribue para uma melhor definição do traçado.

A aparente precisão de uma curva traçada sobre alguns pontos alinhados, não deve iludir ninguém. No exemplo da figura 11.9, o único trecho da curva de calibragem definido com precisão, situa-se entre as cotas 2 e 2,60 m em razão do número de medições. Entre 0,80 e 2,0 m e acima de 2,60 m, a curva é definida por 3 medições somente, representadas na figura pelos pontos A, B e C.

Este exemplo mostra bem a importância da quantidade e da repartição das medições, mas também da qualidade das medições. A precisão do traçado entre as cotas 0,80 e 2,0 m, por exemplo, depende exclusivamente do ponto A e a confiança que se admitirá à calibragem neste intervalo de cotas, dependerá diretamente da precisão da medição correspondente a este ponto.

Y. BRUNET-MORET (ORSTOM) relata que, na sua carreira de hidrólogo, jamais hesitou, cada vez que as condições de variação de cota lhe permitiam, em fazer medições com 40 verticais ou mais. O acréscimo no tempo de medição não é nada, em comparação ao ganho na precisão e da importância de tal medição para a definição da calibragem da estação.

Toda insuficiência no trabalho de campo, aparece irremediavelmente no momento do traçado da curva de calibragem.

11.44- Exemplo do Ribeirão do Lobo em JACARÉ-AÇÚ 1

A figura 11.10 traçada com as escalas 0,1 m por cm para as cotas e 1 m³/s por cm para as descargas, a partir da tabela 2.2 com a exclusão, é claro, das medições realizadas no período de descalibragem artificial, mostra :

- que a dispersão geral é baixa;
- que a repartição entre as cotas 1,17 m e 1,80 m, é correta, com um número de medições suficiente;
- que existe concordância entre as séries de medições anteriores a agosto 1984 e as medições de 1986.

A série de medições realizadas no período de agosto 1984 a outubro de 1985, evidencia com clareza um rebaixamento progressivo do nível da soleira na seção de controle. (Fig. 11.11).

A mudança de calibragem foi devida às obras de elevação da soleira em 25/06/1984, ocasião em que a cota subiu de 29 cm. As pedras ali depositadas foram se deslocando a cada cheia (descarga da barragem), até que em 19 de outubro de 1985, após a remoção do material restante, observou-se que a cota baixou em apenas 7 cm, para voltar à situação anterior a 25/06/1984.

Fig. II-8 IGUAL REPARTIÇÃO DOS PONTOS

(de acordo com J. HERBAUD)

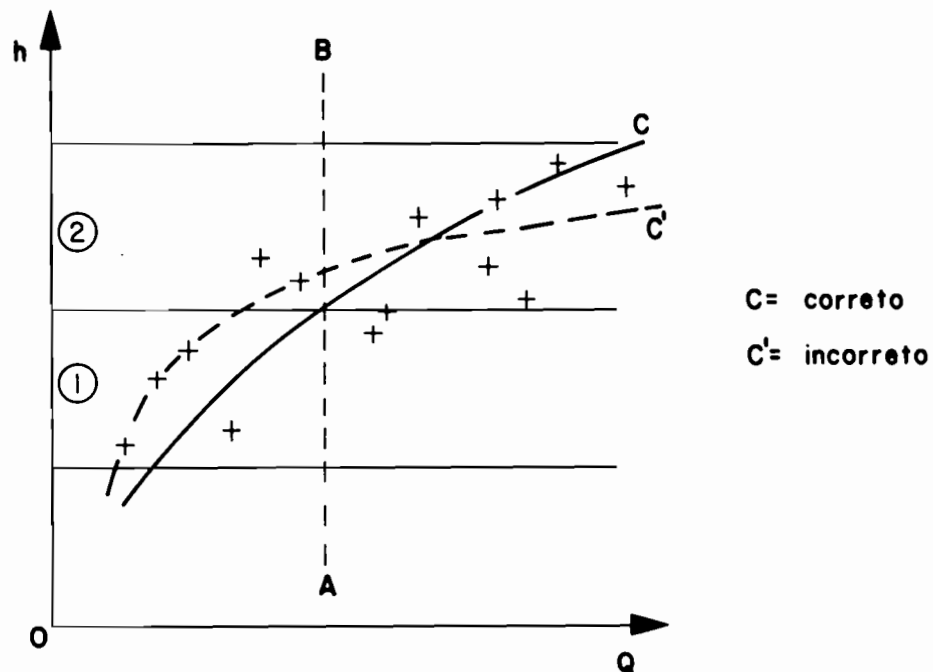


Fig. II-9 CURVA CHAVE DO RIO NIORDE (MAURITANIA)

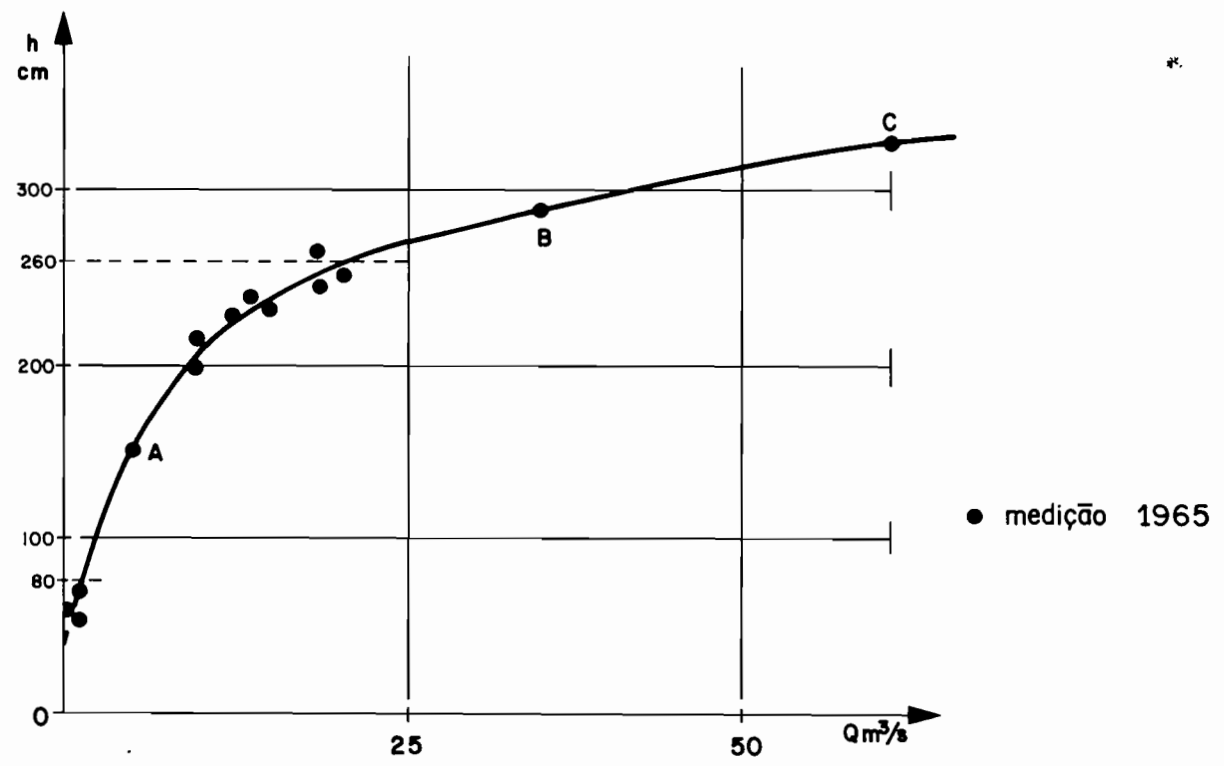
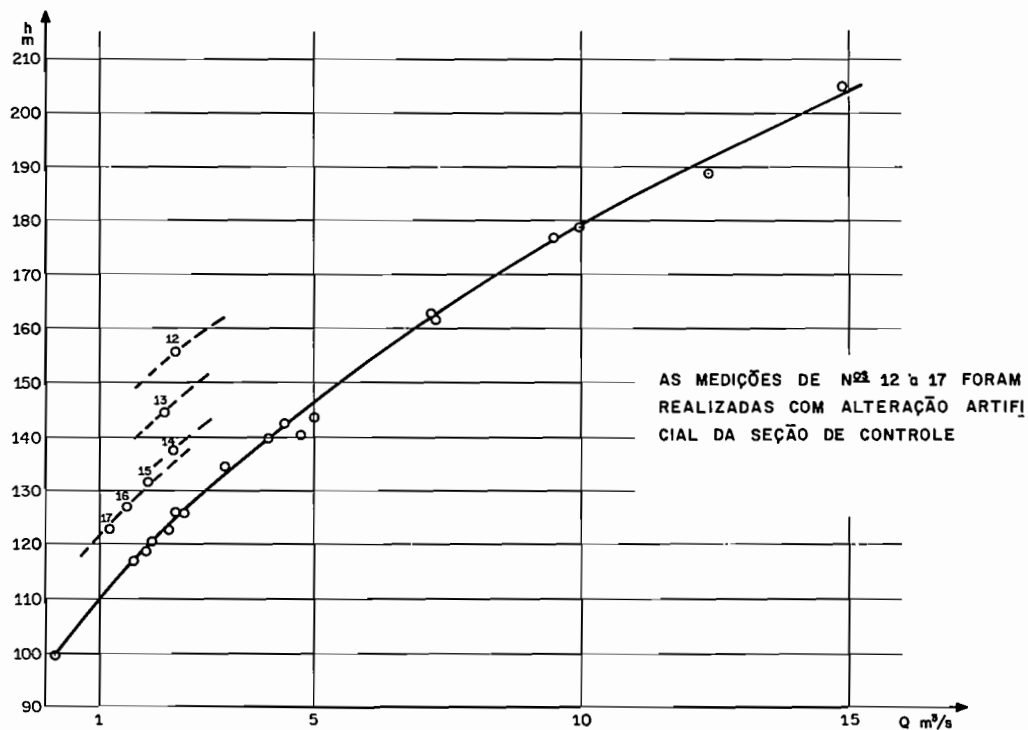


Fig. II-10 ESTAÇÃO DE JACARÉ-AÇÚ I NO RIBEIRÃO DO LOBO
CURVA CHAVE



Como as medições, fora do período de descalibragem, não apresentam nenhum sinal de não-univocidade, cada medição realizada no período de descalibragem pertence a uma curva-chave diferente mas com formato idêntico ao traçado geral.

Este exemplo é interessante pois ilustra bem os dois casos de instabilidade geométrica : passagem instantânea de uma curva-chave a outra (no dia 25 de junho de 1984) e mudança progressiva da calibragem com a erosão da soleira (junho de 1984 a outubro de 1985).

O traçado geral da curva de águas baixas e médias não apresenta nenhuma dificuldade. Para águas altas, a precisão da curva depende exclusivamente da qualidade das quatro medições realizadas entre as cotas 177 e 206 cm.

A curva $K\sqrt{J}(h)$ traçada a partir das medições (fig. 11.12) mostra uma elevação progressiva da declividade hidráulica. O valor de $K\sqrt{J}$ não se estabiliza até a cota máxima medida (2,06 m), provavelmente devido ao aumento contínuo de J, por causa da grande declividade do trecho a jusante da soleira : a não estabilização do valor de J, em águas altas, é um fato muito freqüente a montante de quedas e/ou corredeiras.

Em resumo :

- o traçado da curva é feito seguindo-se a regra de igual repartição dos pontos, minimizando-se a soma dos desvios relativos entre a descarga medida e a descarga lida na curva, para uma mesma cota;
- a precisão do traçado só depende da quantidade e da repartição das medições.

11.5- EXTRAPOLAÇÃO DA CURVA DE CALIBRAGEM

A relação h/Q deve ser definida em todo o intervalo de variação das cotas de uma cronologia limnimétrica homogênea. Este intervalo, limitado pelas cotas mínima e máxima observadas é designado por "intervalo de definição da calibragem".

Em geral, o número de medições é insuficiente e/ou a repartição é má e a curva de calibragem incompleta: ela deve então ser extrapolada em suas extremidades.

Os métodos de extrapolação diferem de acordo com a extremidade da curva a ser prolongada "na direção superior" (médias e altas águas) ou "na direção inferior" (baixas águas).

Fig. II-11 ESTAÇÃO DE JACARÉ-AÇÚ NO RIBEIRÃO DO LOBO
SUPERFÍCIE DE CALIBRAGEM

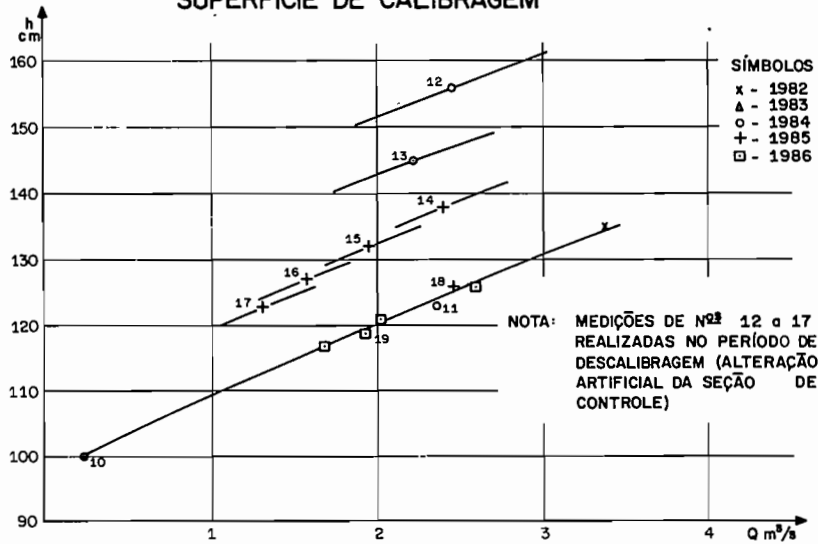
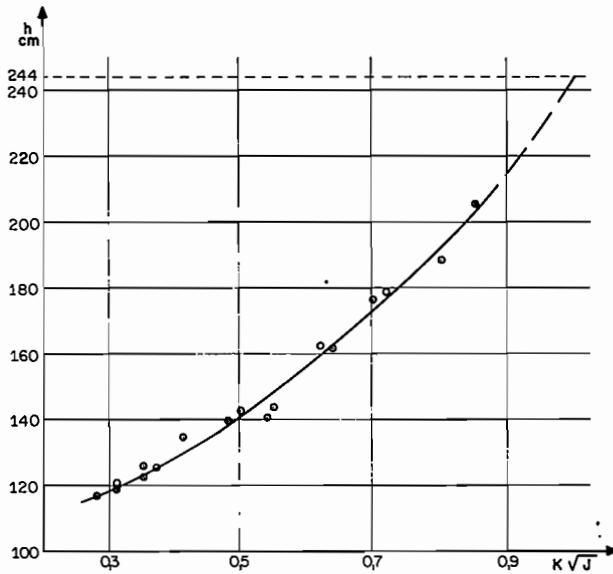


Fig. II-12 ESTAÇÃO DE JACARÉ-AÇÚ I
CURVA $K\sqrt{J}$ (h)



Convém, desde já, esclarecer que "extrapolar" não significa dizer, simplesmente, complementar o traçado da curva segundo sua tendência. Este é um erro que ocorre com bastante frequência e que pode conduzir a valores absurdos para a descarga.

Extrapolar é complementar o traçado da relação $Q(h)$ para os intervalos de cotas observadas em que as descargas não foram medidas. Este trabalho exige o conhecimento do comportamento dos parâmetros geométricos e hidráulicos, para os mesmos intervalos de cotas.

A extrapolação na direção superior, que implica num bom conhecimento do funcionamento hidráulico da estação em águas muito altas, pode conduzir a uma alteração do traçado da curva, se o número de medições for reduzido: é então recomendado fazê-lo antes da extrapolação na direção inferior.

11.51- Observações preliminares

11.511- Seção de referência -

No curso d'água natural, a relação h/Q não é específica de todo um trecho mas somente de uma única seção do trecho: aquela da régua limnométrica onde são lidas as cotas. Em consequência, todos os parâmetros geométricos e hidráulicos, utilizados conjuntamente para a extrapolação da curva de calibragem se relacionam à seção de régua, com exclusão de todas as outras seções.

11.512- Traçado e extrapolação -

Em certas estações com grande instabilidade, o número de medições permite somente definir alguns trechos isolados de cada uma das curvas. É essencial neste caso, tanto para o traçado como para a extrapolação, apoiar-se sobre a forma geral de todas as curvas. O fato de se considerar somente as medições realizadas no período de validade, pode conduzir a um traçado errôneo.

B.BILLON (ORSTOM) deu um bom exemplo no estudo de calibragem do rio MASSA em MARROCOS, para o qual tem sido traçadas 90 curvas de calibragem em 19 anos. A figura 11.13 apresenta:

- em A a forma das duas curvas de calibragem que se dispõe e as posições das únicas 3 medições disponíveis no período recente;
- em B como deve ser feito o traçado, em função da forma das curvas anteriores;
- em C como direcionar a extrapolação, com base nas curvas de águas altas já traçadas.

11.52- Águas médias e altas

Por desconhecimento, considera-se com frequência que para extrapolar uma curva, é suficiente prolongar suas extremidades sem introduzir qualquer descontinuidade na sua curvatura : chama-se a atenção de que o uso abusivo de certos instrumentos de desenho, denominados "régua francesas", deve ser estritamente reservado ao desenhista.

Extrapolando uma curva é interrogar-se, primeiro, sobre a continuidade das condições de escoamento : como variam a área molhada, a velocidade média ou declividade superficial quando o nível d'água se eleva acima da cota máxima medida?

Os métodos de extrapolação mais usuais são descritos a seguir, segundo uma ordem tal, que os primeiros são os mais fáceis de utilizar, mas igualmente os mais raramente aplicáveis, tendo em conta suas restrições de aplicação.

Após a exposição do princípio teórico, um exemplo de aplicação do método, com dados do Ribeirão do Lobo, é apresentado com todos os detalhes de cálculo.

Os métodos de extrapolação só se aplicam às estações com perfil transversal estável, pelo menos no período de validade da calibragem.

11.521- Extrapolação logarítmica -

Método universalmente utilizado em razão de sua simplicidade, mas só aplicável às seções de perfil transversal muito regular.

Princípio do método

Se a curva de calibragem, pelo menos na sua parte superior, é do tipo exponencial, ela admite como expressão matemática, a fórmula :

$$Q = a (h - h_0)^n$$

sendo : h a cota para a descarga Q;
 h₀ a cota para a descarga Q₀;
 a e n duas constantes, se o leito é estável e o perfil transversal não apresenta descontinuidade.

O procedimento mais simples para verificar se realmente isso ocorre na seção considerada, consiste em plotar as medições num papel com escalas logarítmicas.

No caso de se constatar o alinhamento dos pontos, em um ou vários trechos de retas, o valor de h_0 é NULO.

Se o conjunto de pontos apresentar uma curvatura, procura-se determinar o(s) valor (es) de h_0 que retifica (m) a curva. Se a convexidade da curva for orientada para as descargas, o valor de h_0 é positivo e no caso contrário, ele será negativo.

Em geral, observa-se uma descontinuidade entre os traçados das medições de águas baixas e médias. Pode até aparecer uma segunda descontinuidade, se a estação possui um duplo controle de jusante.

A determinação de h_0 é feita graficamente por tentativas sucessivas até obter o melhor alinhamento possível. Obtido o valor de h_0 , aconselha-se utilizar um valor pouco superior para constatar que há inversão da convexidade.

Utiliza-se também o processo analítico para determinar o valor de h_0 (bibl. 56) pela fórmula a seguir :

$$h_0 = \frac{h_1 h_2 - h_3^2}{h_1 + h_2 - 2h_3}$$

sendo : - h_1 e h_2 as cotas de dois pontos extremos do trecho da curva, correspondentes às vazões Q_1 e Q_2 .

- h_3 a cota correspondente à descarga Q_3 , calculada pela expressão : $Q_3 = \sqrt{Q_1 \cdot Q_2}$, com $Q_1 \neq 0$.

Quando for utilizado o processo analítico, é imprescindível verificar graficamente se o valor de h_0 calculado, retifica realmente o trecho da curva. Caso contrário, deve-se refazer o cálculo para um trecho menor.

O que interessa na extrapolação para cotas altas, é obter um bom alinhamento na parte superior correspondente a um intervalo de cotas significativas : é somente desta forma que pode-se extrapolar a curva, ou seja, prolongar a reta até a cota máxima observada (isto é, claro, se as outras restrições de uso foram observadas).

Exemplo de aplicação no Ribeirão do Lobo (fig.11.14)

O método logarítmico é aplicado à estação de JACARÉ-AÇÚ de perfil transversal bastante regular (fig.1.3). As medições subdividem-se em dois segmentos de reta tendo em comum a cota $h = 1,44$ m. Este bom alinhamento dos pontos e a ausência de des-

continuidade na curva $S(h)$ entre as cotas 2 e 2,5 m, permitem a utilização do método logarítmico. Então pode-se prolongar a reta até a cota máxima observada $h = 2,44$ m, resultando no gráfico uma descarga correspondente a 25,7 m³/s.

O cálculo dos parâmetros "a" e "n" da equação da curva de calibragem $Q = ah^n$ ($h_0 = 0$, visto que os pontos se alinham sem correção prévia das cotas) pode ser feito de duas maneiras:

- seja a partir do gráfico, escolhendo-se dois pontos quaisquer da reta, por exemplo :

$$\begin{array}{ll} h = 1,5 \text{ m} & Q = 5,75 \text{ m}^3/\text{s} \\ h = 2 \text{ m} & Q = 14,0 \text{ m}^3/\text{s} \end{array}$$

escreve-se :

$$\begin{array}{l} \log 5,75 = \log a + n \log 1,5 \\ \log 14 = \log a + n \log 2 \end{array}$$

ou seja :

$$a = 1,64 \quad \text{e} \quad n = 3,09$$

e a equação da curva é a seguinte : $Q = 1,64 h^{3,09}$
válida para cotas superiores a 1,44 m.

- seja pelo método dos mínimos quadrados, aplicado aos logaritmos das coordenadas das 7 medições superiores à cota 1,44 m. Encontra-se $a = 1,63$ e $n = 3,10$, com r , coeficiente de correlação, igual a 0,997.

Os valores obtidos pelos dois processos são muito próximos e dão uma descarga de 25,8 m³/s para a cota $h = 2,44$ m.

Restrições de uso do método

O método de extrapolação logarítmica só é aplicável em certas condições muito restritivas que são as seguintes:

1. relação Q/h unívoca, do tipo exponencial, caracterizada por um bom alinhamento das medições de águas médias e altas sobre o papel log-log;
2. medições existentes até uma cota suficientemente elevada para que a direção da reta seja bem definida;
3. perfil transversal sem descontinuidade de forma no intervalo de cotas extrapoladas;
4. controle de jusante permanente entre cotas médias e altas.

Fig. II-13 CALIBRAGEM DO RIO MASSA (MARROCOS)
 (de acordo com B. BILLON)

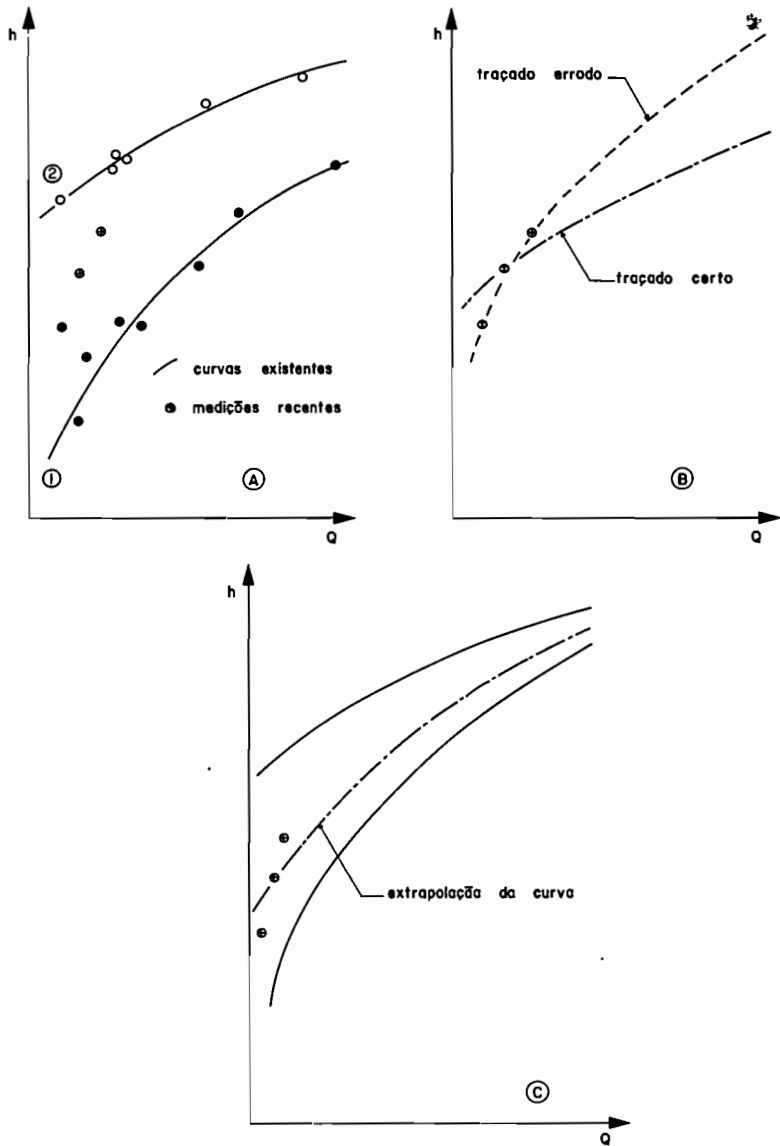
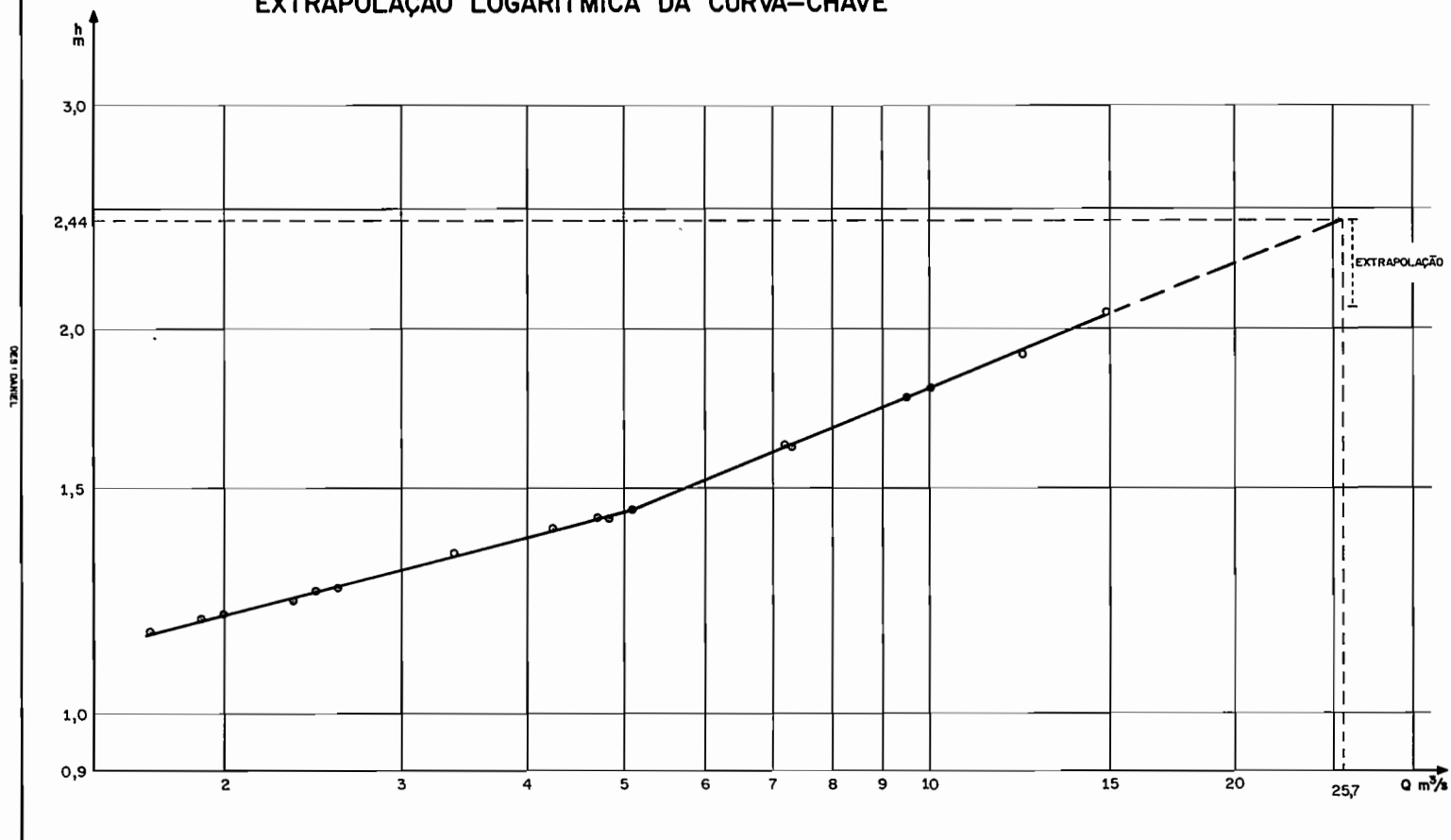


Fig. II- 14 ESTAÇÃO DE JACARÉ-AÇÚ I NO RIBEIRÃO DO LOBO
EXTRAPOLAÇÃO LOGARÍTMICA DA CURVA-CHAVE



Caso particular das estações hidrométricas com vertedor

A relação Q/h das estações com vertedor é da forma:

$$Q = a (h + \alpha U^2 / 2g)^{1,5}$$

Se a altura cinética $U^2/2g$ permanece pequena em relação a h - altura potencial - isto é, se a declividade a montante do vertedor é quase nula (velocidades muito baixas), a extrapolação logarítmica dá excelentes resultados. É preciso estar certo de que o vertedor não é afogado por um remanso de jusante em regime de águas altas.

11.522- Método de STEVENS -

Este método utiliza a fórmula de CHEZY e só é aplicável aos escoamentos pseudo-uniformes.

Princípio do método

STEVENS apresenta a fórmula de CHEZY (cf. parág. 1.223) sob a forma $Q/S\sqrt{R} = C\sqrt{J}$, após separação das quantidades $S\sqrt{R}$ e $C\sqrt{J}$, denominadas respectivamente fator geométrico e fator de declividade.

Nos limites da aplicação da fórmula de CHEZY, os dois termos da equação acima variam muito pouco.

$Q/S\sqrt{R} = \text{constante}$, significa que a função $Q = f(S\sqrt{R})$ é representada, em um sistema de eixos retangulares, por uma reta que passa pela origem. Esta reta traçada a partir das medições disponíveis, pode ser prolongada até o valor do fator geométrico correspondente a cota máxima observada.

O método é totalmente gráfico e sua aplicação é apresentada com o exemplo do Ribeirão do Lobo.

Exemplo de aplicação à estação de JACARÉ-AÇÚ 1

Os dados necessários para a construção do gráfico são reunidos na tabela 2.3.

Constroi-se sobre um mesmo gráfico, as curvas $Q = f(S\sqrt{R})$ e $h = g(S\sqrt{R})$: as quantidades $S\sqrt{R}$ são plotadas na ordenada, as cotas e as descargas nas abcissas sobre 2 semi-eixos opostos.

Tabela 2.3 : Estação de JACARÉ-AÇÚ 1

CÁLCULO DOS ELEMENTOS R e $S\sqrt{R}$

Cota cm	Descarga m ³ /s	Área molhada m ²	Perímetro molhado m	Raio hidráulico m	$S\sqrt{R}$	Velocid. média m/s
100	0,238	5,77	9,15	0,63	4,58	0,041
117	1,68	7,25	9,54	0,76	6,32	0,232
119	1,93	7,42	9,64	0,77	6,51	0,260
121	2,03	7,60	9,62	0,79	6,76	0,267
123	2,36	7,78	9,73	0,80	6,96	0,303
126	2,46	8,05	9,81	0,82	7,29	0,303
126	2,60	8,05	9,82	0,82	7,29	0,323
135	3,37	8,87	10,08	0,88	8,32	0,380
140	4,19	9,32	10,37	0,90	8,84	0,450
141	4,78	9,42	10,47	0,90	8,94	0,507
143	4,47	9,61	10,56	0,91	9,17	0,465
144	5,08	9,71	10,55	0,92	9,31	0,523
162	7,30	11,44	11,56	0,99	11,4	0,633
163	7,21	11,64	11,76	0,99	11,6	0,619
177	9,48	13,19	12,56	1,05	13,5	0,719
179	10,0	13,42	12,66	1,06	13,8	0,745
189	12,4	14,6	13,39	1,09	15,2	0,849
206	14,9	16,9	16,10	1,05	17,3	0,880
220		19,1	17,80	1,08	19,9	
230		20,8	18,57	1,12	22,1	
240		22,6	19,56	1,16	24,4	
244		23,4	19,83	1,18	25,4	

O alinhamento dos pontos é aceitável, apesar da declividade hidráulica não estar estabilizada (ver fig. 2.12) : a hipótese de fator de declividade constante a partir de uma certa cota, não é respeitada nesta estação.

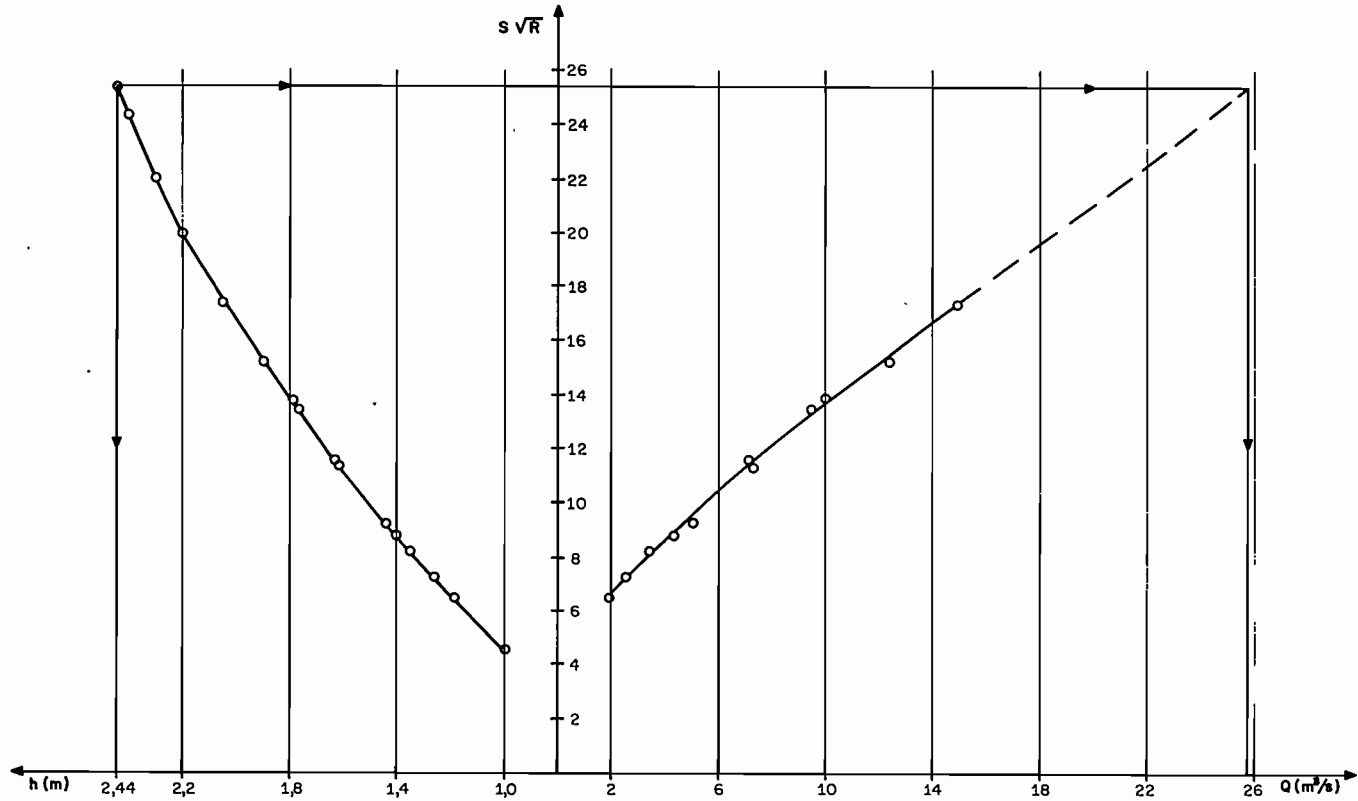
Entretanto uma reta pode ser facilmente ajustada sobre as 6 medições cujas cotas são superiores a 1,6 m ($Q > 6,6$ m³/s). Sua extrapolação até o valor de $S\sqrt{R}$ relativo a cota 2,44m, permite obter a descarga correspondente : 25,8 m³/s.

Restrições de uso do método

Além do fato de que o escoamento deve ser quase uniforme, o método de STEVENS só é aplicável:

- se o perfil é estável : $S\sqrt{R}$ não deve variar entre cheia e depleção;

Fig. II-15 ESTAÇÃO DE JACARÉ-AÇÚ I
EXTRAPOLAÇÃO PELO MÉTODO DE STEVENS



- se se dispõe de um número suficiente de medições corretamente alinhadas.

Observação :

A fórmula de CHEZY pode ser substituída pela fórmula de STRICKLER.

Escreve-se :

$$Q/SR^{2/3} = K \sqrt{J} = \text{constante}$$

e utiliza-se $SR^{2/3}$ como fator geométrico.

11.523- Extrapolação por superfície molhada e velocidade média -

Este método, ao contrário dos dois precedentes, é aplicável às seções de forma irregular.

Princípio do método

A extrapolação da curva $Q(h)$ é feita considerando-se separadamente as duas componentes da descarga :

- a área molhada S , de dimensão L^2 (comprimento ao quadrado) é conhecida com uma boa precisão, se se dispõe de um perfil transversal até a cota máxima;
- a velocidade média do escoamento U , de dimensão LT^{-1} , cujo crescimento com a cota, em águas médias e altas, é muito menos rápido do que a descarga.

Este método, resume-se então, a extrapolação da curva $U(h)$. A seção transversal considerada é a seção de réguas.

Considerações para aplicação prática

As anomalias do perfil transversal já foram consideradas pela relação $S(h)$, o método é aplicável às seções de forma irregular, quando as condições de escoamento são homogêneas. E o caso por exemplo, num leito médio, a uma certa distância das singularidades.

Mas as condições de escoamento são freqüentemente heterogêneas em uma seção transversal complexa: uma parte da descarga escoar com grande velocidade no leito médio e o restante passa no leito maior, encoberto de vegetação ou parcialmente barrado por um dique, por exemplo.

Para tais perfis, é absolutamente necessário decompor a seção transversal em sub-seções, homogêneas quanto às condições de escoamento. Para cada uma delas são traçadas uma curva $S(h)$ e uma curva $U(h)$. A figura 11.16 mostra como deve ser feita a decomposição de uma seção transversal complexa, em três sub-seções homogêneas que são:

- o leito médio -1- cuja curva $S(h)$ é calculada até a cota máxima, após prolongamento fictício das margens, conservando sempre sua declividade natural;
- o leito maior da margem esquerda -2- bastante profundo e livre de qualquer vegetação;
- o leito maior da margem direita -3- pouco profundo e coberto de vegetação densa.

A cada curva $S(h)$ é associada uma curva $U(h)$ traçada a partir de todas as medições ou descargas estimadas. Se necessário, cada medição é decomposta para o cálculo da velocidade média em cada sub-seção.

A extrapolação da curva $U(h)$ pode ser facilitada por meio da aplicação da fórmula de STRICKLER:

- seja calculando-se a velocidade média para todo valor da declividade superficial medida no campo, a rugosidade K sendo estimada a partir das medições;
- seja considerando-se que a velocidade U varia como a quantidade $U \propto R^{2/3}$ (isto é, $U/R^{2/3} = \text{constante}$), sob condição das observações de campo permitirem verificar a estabilidade da declividade superficial em águas altas.

As curvas $U(h)$ das sub-seções do leito maior só podem ser construídas se as velocidades de escoamento têm sido medidas no campo. Nesse caso, a curva é melhor ajustada sobre os pontos disponíveis e extrapolada linearmente. De fato, o escoamento no leito maior é de tal complexidade que é inútil procurar uma precisão melhor.

Não havendo nenhuma medição de velocidades no leito maior, o único recurso é estimar diretamente, levando em conta a declividade geral do rio, a profundidade d'água na cota máxima e

a natureza da vegetação. A imprecisão de tal estimativa é grande mas o erro cometido sobre a descarga total é aceitável.

Allás, a causa principal do erro total é quase sempre relacionada com o cálculo da área molhada do leito maior. Esta área real pode ser 20 a 50% inferior à superfície teórica calculada sobre o perfil, visto a presença da vegetação, de zonas de água parada, de contra-correntes e de perdas de carga ou variações laterais do nível d'água.

Estas observações mostram como é importante, quando uma chela transborda o leito menor, de fazer medições no leito maior com prioridade: se a descarga máxima que escoar no leito médio pode ser calculada com uma boa precisão a partir de poucas medições efetuadas antes do transbordamento, não é nada fácil avaliar a vazão do leito maior quando dele nada se sabe.

Exemplos

1- Ribeirão do Lobo em JACARÉ-AÇÚ 1.

A velocidade média de escoamento é calculada para cada descarga medida, usando-se a área molhada do perfil transversal da seção de réguas. Os resultados são reunidos na tabela 2.3.

As duas curvas $S(h)$ e $U(h)$ são geralmente traçadas num mesmo sistema de eixos, com uma apropriada escolha das escalas na abcissa (fig. 11.17).

A extrapolação da curva $U(h)$ é feita conservando-se a tendência das últimas medições. Pode-se observar na figura 11.17, que acima da cota 1,80 m, apenas duas medições foram realizadas e neste caso, a margem de erro cometido pode ser grande. De qualquer forma, a velocidade média provável dificilmente poderá se localizar fora do intervalo 1,05 - 1,15 m/s, devido ao funcionamento hidráulico do trecho.

Lembra-se que o número K de STRICKLER tende a se estabilizar para vazões superiores a 10 m³/s (ver pg. 18), enquanto a declividade superficial aumenta continuamente (ver fig. 11.12). Admitindo um valor fora do intervalo (1,05 - 1,15 m/s), o traçado apresentará uma descontinuidade em desacordo com estes fatos.

O produto dos valores de S e U obtidos das curvas, entre as cotas 2,06 e 2,44 m, permite conhecer a descarga para toda cota não medida. Em particular para a cota máxima 2,44 m, para a qual:

$$S = 23,4 \text{ m}^2 \quad \text{e} \quad U = 1,12 \text{ m/s}, \quad \text{logo} \quad Q = 26,2 \text{ m}^3/\text{s}$$

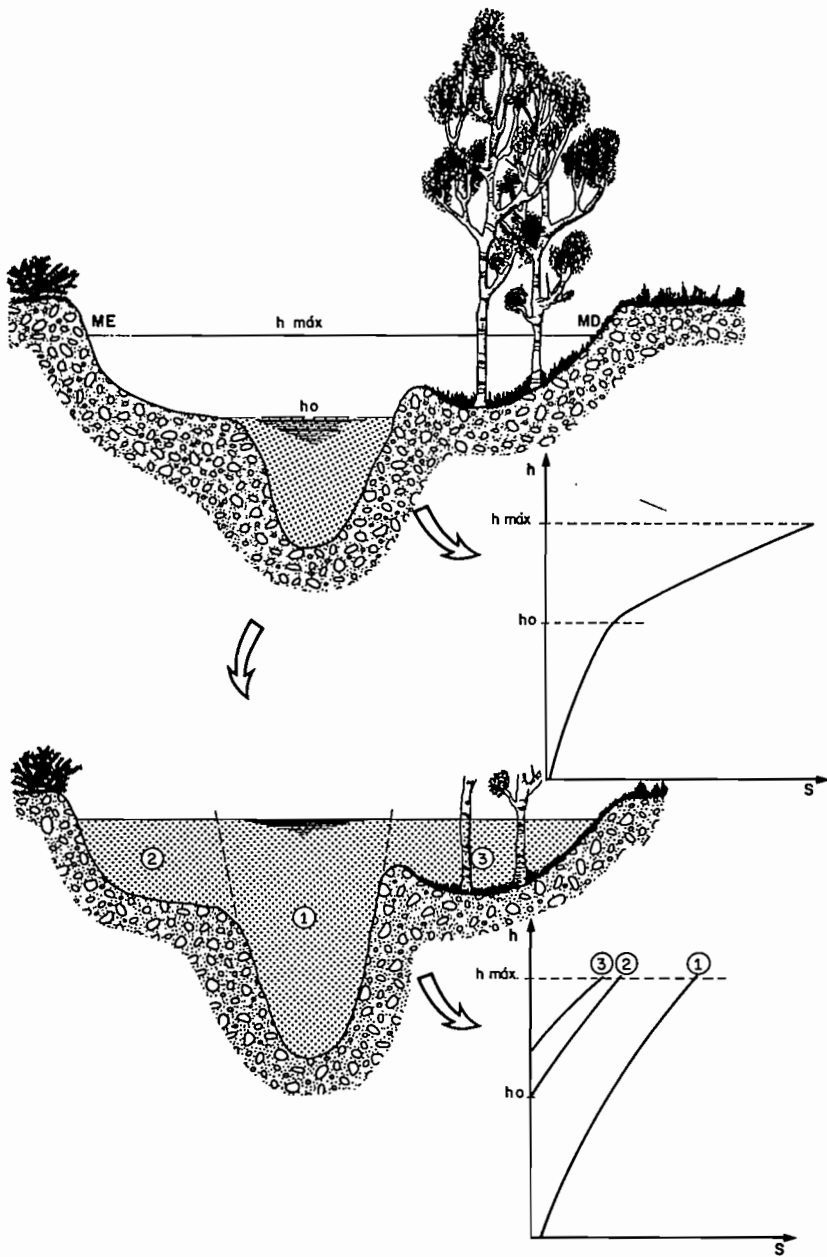


Fig. II - 16 DECOMPOSIÇÃO DE UMA SEÇÃO TRANSVERSAL COMPLEXA

Observa-se que este valor é superior em 1 a 2% aos valores equivalentes encontrados pelos métodos logarítmico (25,7 m³/s) e de STEVENS (25,8 m³/s). A explicação desta pequena diferença está na elevação da declividade hidráulica em águas médias e altas, efeito que foi levado aqui em consideração no traçado da curva da velocidade média, mas "ignorado" na extrapolação retilínea, praticada nos dois outros métodos.

2- Rio Loukkos em MARISSA (MARRUCOS)

Este segundo exemplo é extraído de um documento da Divisão de Recursos Hídricos do Ministério das Obras Públicas do Reino de MARRUCOS, intitulado "Nota relativa à cheia de 23 a 24 de Janeiro de 1977 no rio LOUKKOS" (pesquisa de B.BILLON, hidrólogo do ORSTOM).

Neste exemplo, que constitui uma perfeita ilustração de extrapolação de curvas de calibragem de seções complexas, as relações h/Q do leito menor e do leito maior são estudadas e extrapoladas separadamente, antes de serem associadas para a calibragem definitiva.

A seção de medição se divide em duas partes (fig.11.18): de uma parte, a seção do leito menor localizada junto à ponte de MARISSA, a 4 km de KSAR-el-KEBIR e de outra parte, o leito maior que se estende desde a ponte até as primeiras casas de KSAR-el-KEBIR.

Muitas medições em águas altas foram realizadas a partir da ponte até a cota de 11,50 m, muito próxima da cota máxima observada que foi de 11,86 m em 1963. Estas descargas são então bem conhecidas, apesar de uma certa dispersão devido às variações da declividade da linha d'água entre as fases de cheia e depleção.

Por outro lado, as descargas que passaram sobre a estrada nunca foram medidas. As estimativas anteriores variam de 100 a 400 m³/s, até 1200 m³/s (em 1976) para a mesma cota máxima. Estas avaliações não se basearam em nenhuma medição de velocidade e nenhum perfil ao longo do dique, entre a ponte e a cidade, era disponível.

Estas lacunas tem sido preenchidas na ocasião da cheia de 23 de Janeiro de 1977, período no qual 3 medições foram realizadas sobre a rodovia:

23/1/77	h = 1075	Q = 26,2 m ³ /s
23/1/77	h = 1081	Q = 84,1 m ³ /s
24/1/77	h = 1133	Q = 791 m ³ /s

Fig. II-17 ESTAÇÃO DE JACARÉ-AÇÚ I
EXTRAPOLAÇÃO POR MEIO DE ÁREA MOLHADA
E VELOCIDADE MÉDIA

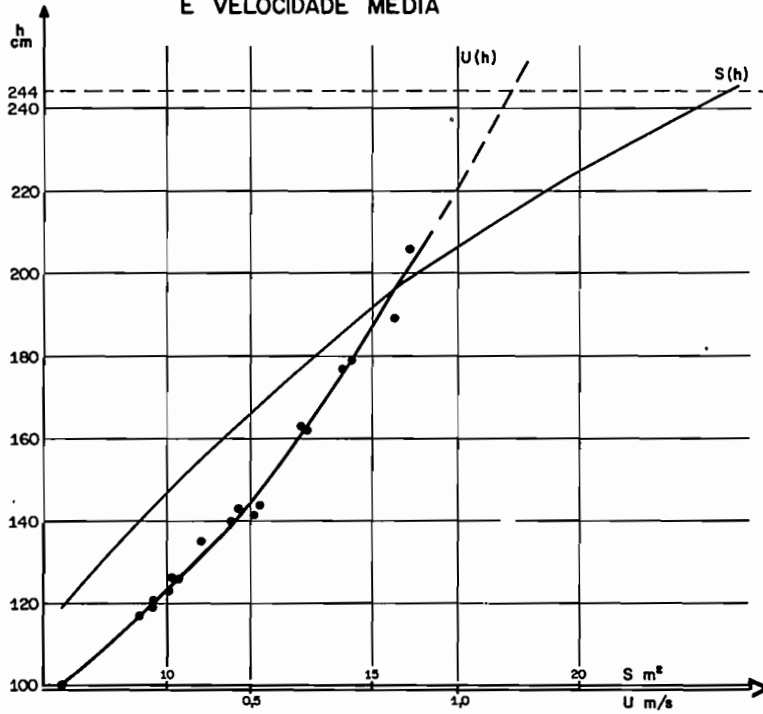
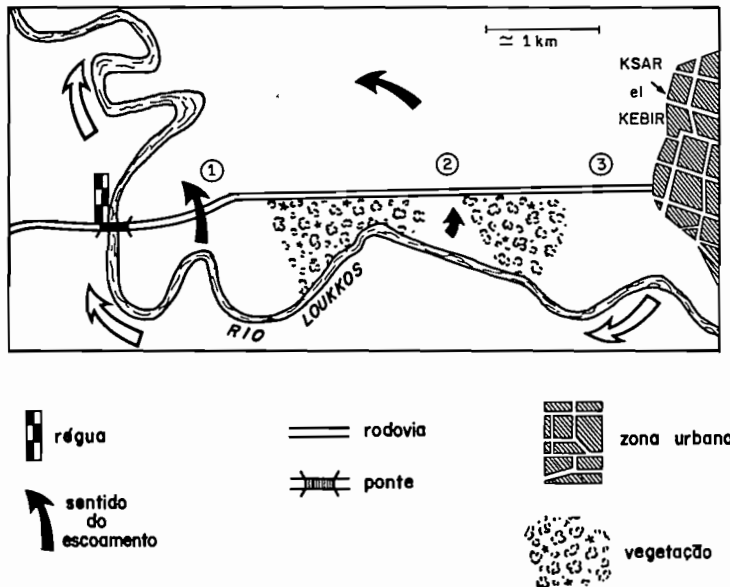


Fig. II-18 LOCALIZAÇÃO DA RÉGUA EM MARISSA
(RIO LOUKKOS - MAROC)



DES.: DANIEL

As duas primeiras medições são subestimadas. De fato, elas correspondem a uma subida relativamente rápida do nível d'água e existe defasagem entre as cotas da régua e a propagação dos transbordamentos entre o rio e a estrada. De outra parte a camada d'água não ultrapassou 10 cm sobre uma grande extensão, o que impediu a realização das medições de velocidade sobre esta parte da rodovia.

Sobrou a medição mais elevada, que é muito interessante porque permite uma avaliação bastante precisa da descarga máxima que pode passar sobre a estrada.

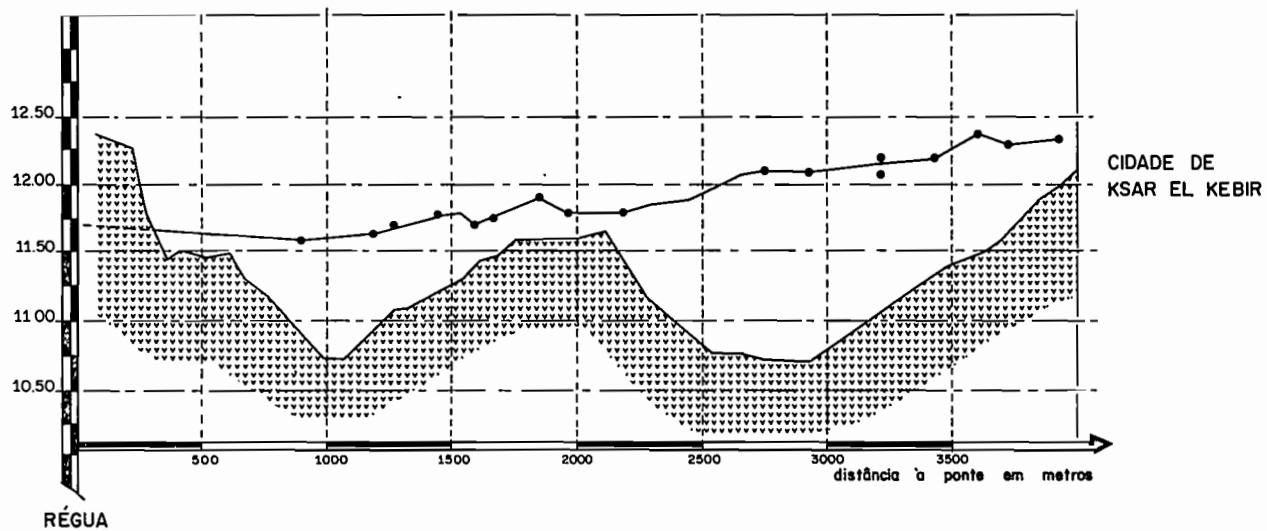
As medições permitiram colocar em evidência os pontos fundamentais seguintes :

- os transbordamentos sobre a rodovia começam desde uma cota próxima a 10,50 m na régua de MARISSA, na zona baixa número 1 (fig. 11.18), apesar do ponto mais baixo da estrada estar na cota 10,65 m mais ou menos. Isto se explica pela declividade da linha d'água e pela propagação da cheia no rio : para a cota 10,50 m na régua, em cheia, a cota do nível d'água no ponto do meandro onde se produz a alimentação da zona baixa número 1, deve ser em torno de 11,00 m;
- a zona baixa número 2, apesar de estar na mesma cota que a zona baixa número 1, só é submergida mais tarde, em razão da maior distância entre o rio LOUKKOS e a rodovia e de menor velocidade de escoamento nos campos de inundação;
- um perfil da rodovia foi executado em 4 km, entre a régua de MARISSA e KSAR-el-KEBIR e todas as marcas deixadas pelo pico da cheia foram niveladas (fig.11.19). A área molhada é considerável, visto que ela atinge 2600 m², mas a medição de 24/1/77 tem mostrado que a partir de 2,6 km da ponte até KSAR-el-KEBIR, a água permanecia estagnada, segundo a equipe de medição. Esta constatação é importante porque sem ela, as medições em MARISSA poderiam ter sido superestimadas.

Este perfil mostra igualmente que a declividade da linha d'água é ascendente até KSAR-el-KEBIR : isto é lógico uma vez que a rodovia estende-se ao longo do rio LOUKKOS.

O funcionamento hidráulico na área inundada é provavelmente mais complexo. De fato, no momento da subida das águas, a cota na zona número 3 (fig. 11.18) situada a montante, é superior à cota do nível d'água das zonas 2 e 1 e deve ter um certo escoamento. Isto desaparece com a depleção porque nesta zona 3, dá-se o início do abaixamento das águas e estas não podem se escoar em razão do remanso provocado pelas zonas de jusante. Este fenômeno permite explicar, ao mesmo tempo, a declividade da linha d'água até KSAR-el-KEBIR no momento da cheia máxima e a estagnação do nível d'água nesta zona no momento da medição realizada durante a depleção de 24/1/77.

Fig. II-19 RIO LOUKKOS EM MARISSA — cheia de 23/24 de janeiro de 1977
 LEVANTAMENTO DAS MARCAS DO PICO DA CHEIA SOBRE A ESTRADA



(de acordo com B. BILLON)

Para avaliar a descarga máxima sobre a rodovia, procurou-se primeiro estabelecer uma relação entre a descarga linear e a espessura d'água (fig. 11.20). A relação é suficientemente clara e estreita para ser extrapolada até a profundidade máxima observada, ou seja, 1,10 m na zona de águas não estagnadas. É fácil definir a curva das descargas unitárias sobre a rodovia e, por consequência, a descarga total máxima, no caso, 1600 m³/s.

Esta descarga acrescentada aos 1300 m³/s que transitam no leito menor sob a ponte, dão uma descarga total de 2900 m³/s para a cota máxima de 11,71 m observada em 23/1/77.

A figura 11.22 apresenta a curva-chave do rio LOUKKOS em MARISSA, tal como pôde ser traçada a partir da avaliação acima.

Este exemplo mostra todas as pesquisas e análises que devem ser feitas, antes de proceder a extrapolação de uma curva de calibragem. Coloca também em evidência a importância do trabalho realizado em 24 de janeiro de 1977 pela equipe de medição e, de uma maneira geral, a prioridade a ser dada à medição das velocidades de escoamento nos leitos maiores.

Restrições de uso do método

O método de extrapolação pela área molhada e velocidade média não é aplicável às seções transversais com grande instabilidade (escavação/deposição do leito a cada cheia).

Seu bom desempenho depende da existência de um perfil transversal da seção de régua, até a cota máxima observada e de medições até uma cota suficiente para que a curva $U(h)$ possa ser corretamente definida.

Destaca-se, como para os dois métodos precedentes, a grande importância que existe no sentido de verificar o comportamento da declividade hidráulica ou do produto $K\sqrt{J}$ quando a descarga aumenta.

11.524- Utilização das fórmulas de escoamento -

A hidráulica dispõe de muitas fórmulas, com a ajuda das quais é possível completar a lista das medições para os intervalos de cotas não medidos. Estas medições "calculadas" constituem um método indireto de extrapolação da curva-chave porque elas vem completar a lista das medições e permitem um traçado contínuo e completo no intervalo de variação das cotas.

As fórmulas utilizadas pertencem a duas categorias :

- as primeiras se referem aos escoamentos uniformes ou pouco variados em regime permanente (CHEZY, MANNING, STRICKLER).

Fig. II-20 RIO LOUKKOS EM MARISSA - CHEIA 23/01/77
 RELAÇÃO DESCARGA UNITÁRIA / ALTURA D'ÁGUA
 SOBRE A ESTRADA (de acordo com B. BILLON)

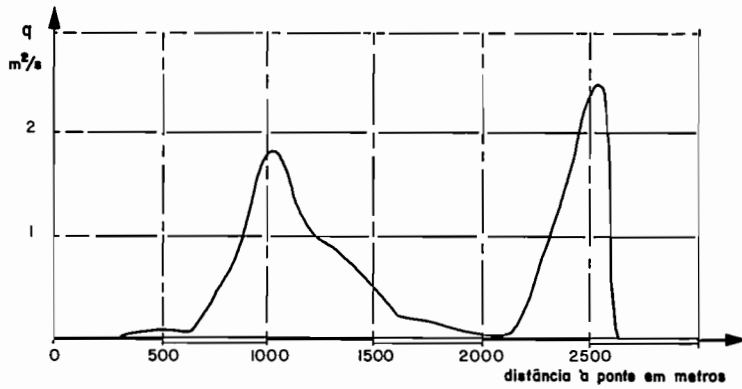
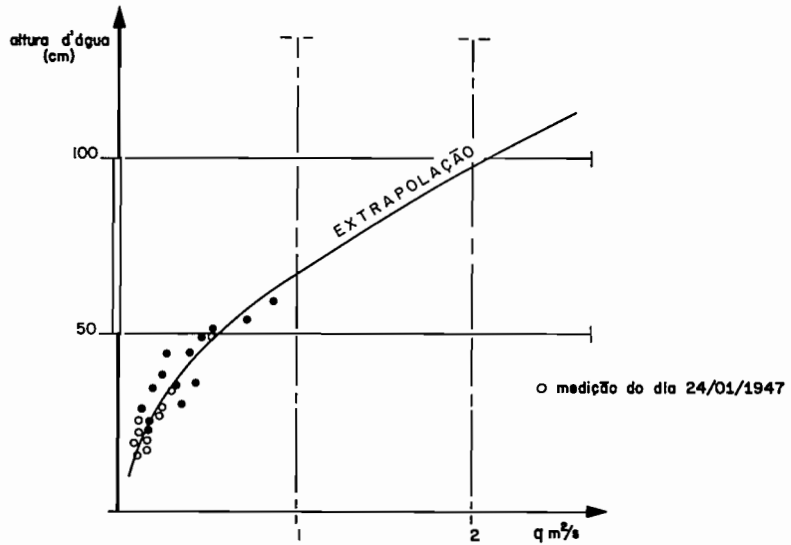


Fig. II-21 CURVA DAS DESCARGAS UNITÁRIAS
 SOBRE A ESTRADA (de acordo com B. BILLON)

Estas fórmulas dão resultados corretos quando a declividade superficial foi medida no campo; pode-se utilizar o ábaco da figura 11.23 para calcular a velocidade média U , quando se conhece o valor dos outros parâmetros:

- as segundas permitem calcular a descarga a partir da curva de remanso ou da perda de carga, criadas por uma singularidade natural ou artificial (soleira, ponte). Estas fórmulas tem uma complexidade maior que as precedentes. As mais utilizadas são do tipo da fórmula de AUBUISSON aplicável às contrações da seção. Esta fórmula se escreve:

$$Q = C S (2gy + \alpha U^2 - \Delta h)^{0,5}$$

em que:

- C é um coeficiente sem dimensão, fornecido por uma tabela e que varia de 0,5 a 1;
- S é a área molhada na seção contraída;
- y é o abaixamento da linha d'água;
- U é a velocidade média a montante;
- α é um coeficiente relativo à repartição das velocidades na seção;
- Δh é a perda de carga por atrito entre a seção contraída e a seção de montante.

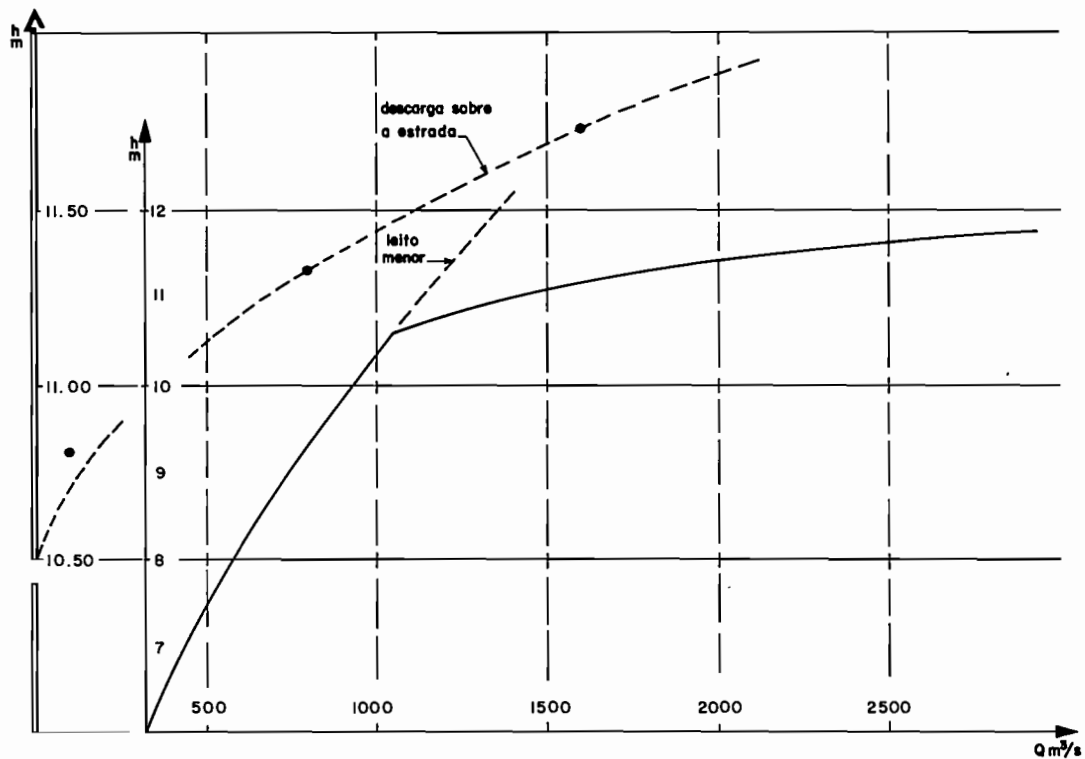
É certo que tal fórmula, aplicada a priori a uma singularidade, só dá uma estimativa imprecisa da descarga. Mas se houver o cuidado de se medir no campo as variáveis y e Δh para diferentes descargas medidas com molinete, o valor do parâmetro C pode ser calculado com melhor precisão e a margem de erro sobre a descarga passa a ser reduzida.

Este método pode ser utilizado em muitas estações, em particular aquelas situadas a montante de pontes rodoviárias.

Em resumo :

- a extrapolação da calibragem "para cotas altas" tem por objetivo completar a curva até a cota máxima observada;
- os três métodos utilizados para extrapolação, anteriormente descritos, só são aplicáveis às seções com perfil transversal estável ou com baixa instabilidade;
além disso:
 - . o método logarítmico exige um perfil transversal regular;
 - . o método de STEVENS requer a estabilização do valor da declividade hidráulica;
- o método da área molhada e velocidade média é o único aplicável às seções de forma complexa, após decomposição do perfil;
- na prática, a extrapolação da curva deve ser feita utilizando-se os três métodos, se as condições de escoamento o permitirem, e comparar os resultados obtidos.

Fig. II- 22 CURVA-CHAVE DO RIO LOUKKOS EM MARISSA (de acordo com B. BILLON)



11.53- Águas baixas

A extrapolação da curva de calibragem "para cotas baixas" (até a cota mínima observada) é uma operação sempre difícil nas seções com leito natural, isto é, não equipadas com vertedor. As razões são as seguintes:

- a péssima sensibilidade das seções naturais quando os níveis d'água são baixos;
- a grande instabilidade das calibrações de águas baixas, influenciadas por qualquer variação do perfil por menor que ele seja.

Estas duas causas fazem com que certas estações hidrométricas, de excelente qualidade para a medição de descargas superiores a alguns m³/s, sejam totalmente inadaptadas ao controle de vazões de estiagem por meio da limnometria. Somente a execução de medições periódicas permite traçar com uma precisão aceitável a curva de vazões de estiagem.

A estes dois inconvenientes junta-se, na maioria dos casos, uma clara insuficiência das medições:

- em quantidade, porque a medição de pequenas descargas é considerada pelos hidrotécnicos um trabalho rotineiro, pouco importante e até inútil;
- em qualidade, porque de fato, as condições de medição são ruins: áreas molhadas consideráveis com geometria irregular e velocidades de escoamento muito pequenas.

Constata-se que, se uma má calibragem de águas baixas tem uma pequena influência sobre o valor da descarga média anual, o mesmo não ocorre para as descargas diárias e mensais. Muitos estudos sobre descargas de estiagem, descargas mínimas ou curvas de estiagem, não puderam ser feitos por falta de uma calibragem correta para águas baixas.

11.531- Caso de cursos d'água não perenes -

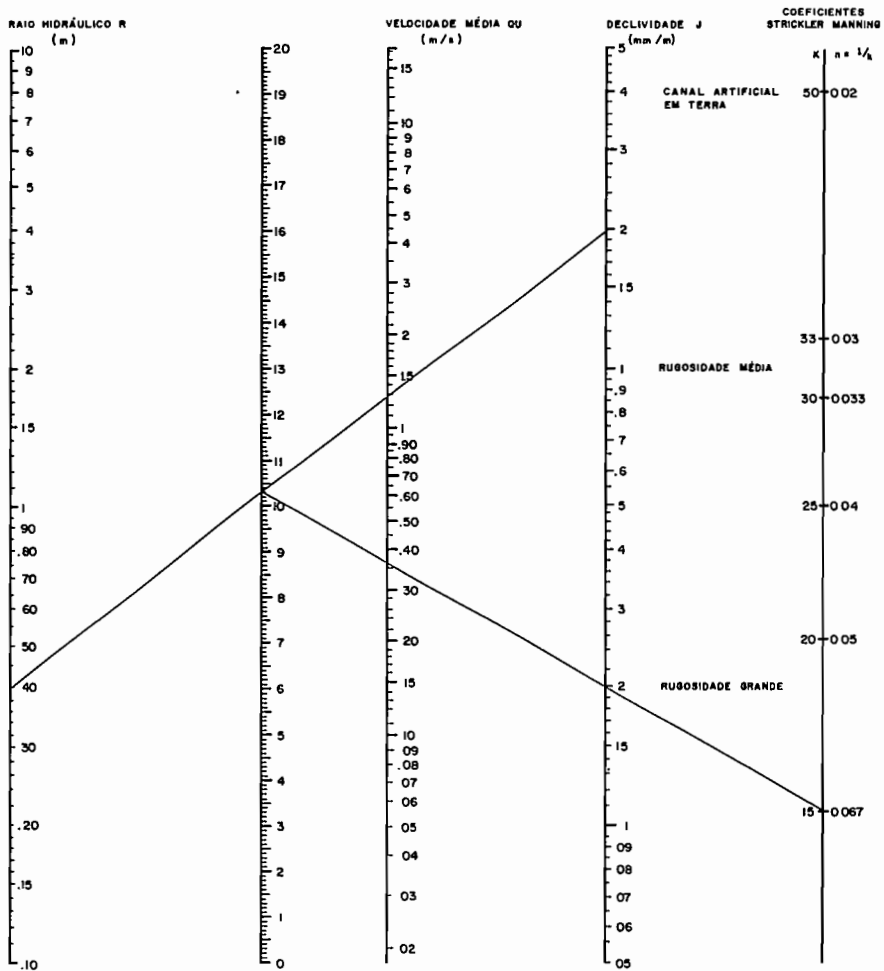
A descarga se anula pelo menos uma vez no período de validade da calibragem.

A cota h_0 , no momento da parada do escoamento associada à descarga nula, é a ordenada do "ponto origem" da curva-chave.

Em muitas estações a cota h_0 é diferente de zero, seja porque o elemento inferior da régua se situa em uma depressão do leito ou seja porque a régua compreende um elemento "negativo".

Fig. II-23 ÁBACO PARA CÁLCULO DA VELOCIDADE MÉDIA

FÓRMULA de MANNING-STRICKLER $U = K R^{2/3} J^{1/2}$



Exemplo: R = 0,4 m J = 2 mm/m K = 15 \Rightarrow U = 0,36 m/s

(de acordo com A. LENCASTRE)

A cota h_0 deve ser investigada :

- seja nos boletins limnimétricos originais, se a parada do escoamento foi anotada pelo observador (esta anotação deveria sempre existir);
- seja no limnigrama ou cotagrama quando a curva de estigagem apresenta um patamar horizontal (ou pequena inclinação devido à evaporação se a tomada d'água se encontra na depressão) que se traduz numa descontinuidade da declividade;
- seja pelo nivelamento do ponto mais baixo da soleira de controle situada logo a jusante da régua;
- seja, enfim, pela data da parada do escoamento, estimada a partir de uma outra estação próxima.

Com a definição do ponto inicial da curva de calibragem no eixo das cotas, o traçado até o primeiro ponto plotado é, geralmente, fácil : ele é feito na direção de h_0 respeitando-se a curvatura para não introduzir uma descontinuidade.

A cada parada do escoamento é associada uma cota h_0 . Se ela não varia de uma parada a outra, é pouco provável que uma descalibragem tenha ocorrido. Ao contrário, uma variação de alguns centímetros é um sinal certo de descalibragem e para cada valor de h_0 , uma curva de águas baixas deve ser traçada.

11.532- Caso de rios perenes -

Quando o escoamento é contínuo no período de validade, não existe regra prática para orientar a extrapolação da curva de calibragem para "cotas baixas".

Se a cota mínima observada é pouco inferior à cota mínima medida, a extrapolação é feita respeitando-se a curvatura. Se a cota mínima é muito inferior, a descarga correspondente é estimada a partir da descarga mínima medida, considerando-se a redução da área molhada (medida no perfil transversal) e a velocidade média (estimada). Este método só é aplicável se a redução de S for sensível (S não muito grande) e se U conservar um valor significativo (alguns centímetros por segundo).

Se a estação se encontra sob controle de uma soleira natural rochosa ou artificial estável, a extrapolação da curva para cotas baixas pode ser feita por um procedimento logarítmico, o valor h_0 corresponde ao ponto mais baixo da soleira (cf. parágrafo 11.521).

Em resumo :

- a extrapolação da calibragem "para cotas baixas" tem por objetivo completar a curva até a cota mínima observada;

- no caso de rios não perenes, a cota para a qual a descarga se anula, constitui um ponto de referência para o traçado da curva;
- no caso de rios perenes, a extrapolação pode se apoiar num método logarítmico, se existir um controle de jusante estável; caso contrário, as medições de águas baixas são indispensáveis.

11.6- PROCESSAMENTO AUTOMÁTICO

O conjunto das operações que conduzem ao traçado da curva-chave, é baseado nos métodos e nos procedimentos totalmente manuais. É evidente que um certo número destas operações podem ser, parcialmente ou totalmente, realizadas por meio de computadores.

Existem muitos tipos de sistemas, programas e métodos computacionais ao serviço da hidrologia, utilizados no mundo. Consideramos fora de propósito, descrever estes programas geralmente específicos de um equipamento determinado.

Deixaremos então ao leitor a iniciativa de se inteirar do manejo dos programas existentes na sua entidade de trabalho ou, até de elaborar os programas que julgar úteis ao desenvolvimento de suas atividades e que melhor se adaptem ao equipamento de informática disponível.

O único tema que será tratado aqui concerne ao conteúdo do arquivo de "medições".

Este arquivo é muito importante por duas razões:

- de uma parte, o hidrólogo encarregado de traçar a curva de calibragem de uma estação antiga, raramente dispõe dos originais das medições;
- de outra parte, quando o número de medições ultrapassa 80 ou 100, o estabelecimento de listagens cronológicas ou por cotas crescentes, constitui um trabalho longo e freqüentemente fastidioso que pode ser feito pelo computador. Este só poderá desempenhar corretamente a sua tarefa, se encontrar no arquivo "medições" todas as informações necessárias.

Além dos dados essenciais, que são a data da medição e a cota associada à descarga calculada, o arquivo deve conter o maior número possível de informações sobre a forma de operação da medição, a geometria da seção de réguas, o regime de escoamento, os parâmetros hidráulicos, etc...

A título de exemplo, encontra-se abaixo a lista das informações que figuram no arquivo "medições" do Serviço Hidrológico do ORSTOM:

- . código da estação;
- . data e hora do início da medição;
- . data e hora do fim da medição;
- . cota observada no início da medição;
- . cota observada no fim da medição;
- . cota mínima observada durante a medição;
- . cota máxima observada durante a medição;
- . cota associada ao valor da descarga;
- . descarga;
- . método utilizado para medição;
- . método utilizado para o cálculo da medição;
- . lugar onde é conservada a planilha original;
- . posição da seção de medição, relativamente à seção de réguas;
- . largura total;
- . área molhada e perímetro molhado para a cota associada;
- . velocidade média superficial;
- . nome do hidrotécnico;
- . nome do técnico que efetuou o cálculo.

Outros dados, de grande interesse, podem completar esta lista. Por exemplo :

- os números do molinete e da hélice utilizados, elementos importantes para a detecção de desvios sistemáticos;
- o número total de verticais e de pontos de medição, caso se tratar de uma medição completa, são bons indicadores da precisão da medição;
- a média aritmética das velocidades medidas, assim como as velocidades máxima e mínima pontuais, elementos úteis para

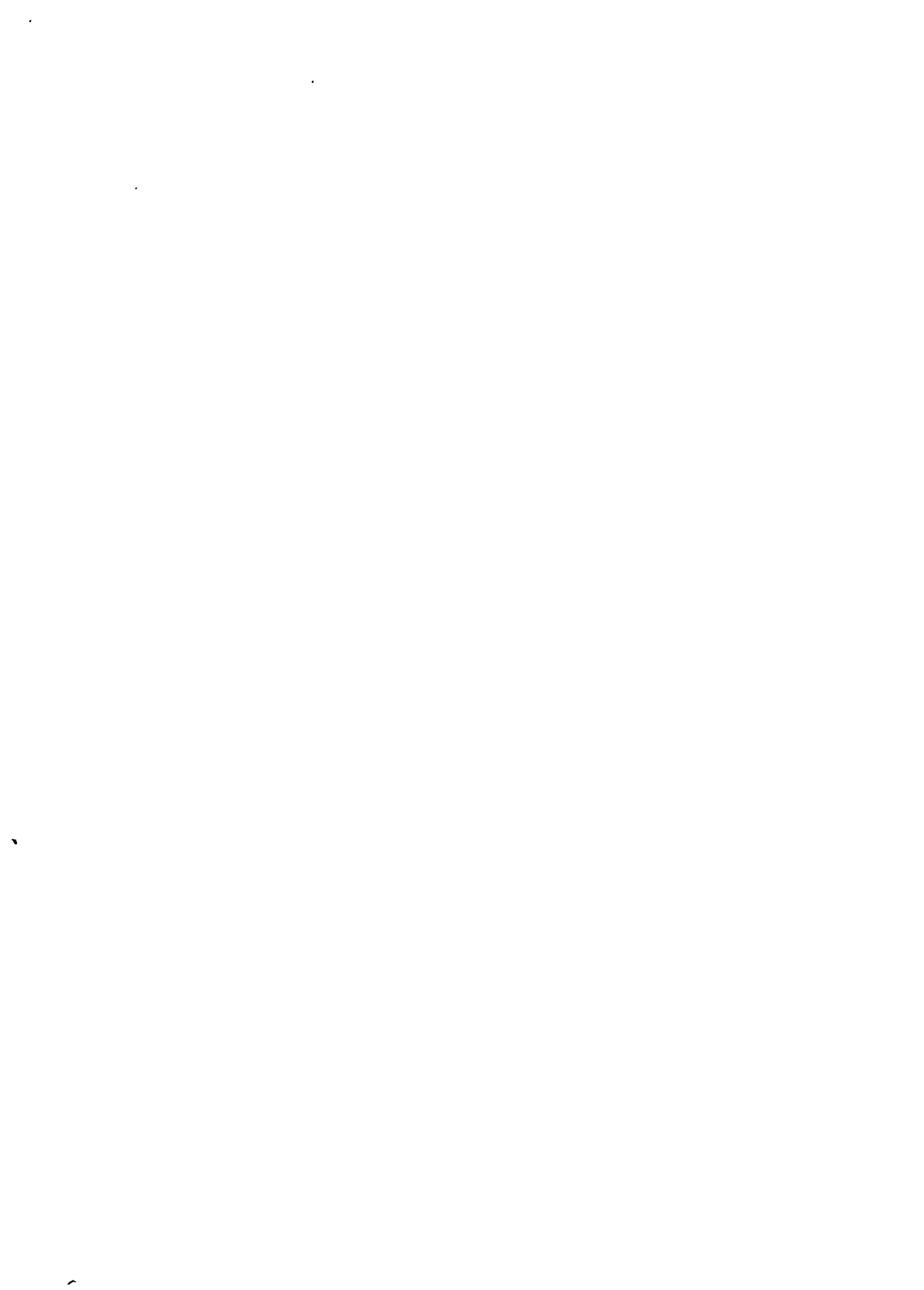
apreciar as qualidades (e os defeitos) da seção de medição e as características do escoamento.

Deve-se evitar, em contra partida, de entulhar o arquivo, com dados inúteis e redundantes, como a velocidade média e a profundidade média, facilmente calculáveis a partir de outros elementos.

Não será tratada aqui a computação das informações e a estrutura do arquivo das medições. Na prática, pouco importa como a informação é organizada, sobretudo num arquivo de pequeno volume (se compararmos com o arquivo de cotas). O importante é ter acesso fácil aos dados úteis para o estabelecimento das listas de medições e a análise crítica das mesmas.

O computador pode trazer uma ajuda notável, não somente na elaboração das listas de medição mas também na pesquisa de erros e de anomalias. Esta pesquisa pode se apolar, por exemplo, na comparação da cota associada à descarga medida e da cota da cronologia limnimétrica na hora da medição, ou ainda, na variação da área molhada, índice de mobilidade da seção de medição.

A análise pode ser completada pela impressão das listagens parciais reagrupando as medições segundo o modo de operação, o molinete utilizado e a localização da seção de medição. Todas estas operações, não estritamente necessárias mas freqüentemente úteis, podem ser realizadas manualmente; na prática não o são, porque realmente é um trabalho enfadonho. É exatamente aqui, sem nenhuma dúvida, que o computador pode ser mais útil no trabalho de definição da calibragem de uma estação hidrométrica.



Capítulo III : CALIBRAGEM DE ESTAÇÕES NÃO-UNÍVOCAS

O capítulo precedente descreve as etapas sucessivas de elaboração de uma curva de calibragem :

- inventário dos dados de base;
- preparação do gráfico;
- análise da dispersão dos pontos;
- traçado e extrapolação da curva.

Este processo de análise, essencialmente gráfico, é aplicável a qualquer que seja o tipo de calibragem considerada.

Se a relação cota-descarga é biunívoca e permanente, o traçado de uma só curva, para uma cronologia completa de cotas, define uma correspondência única entre cota observada e descarga.

Em todos os outros casos, a instabilidade geométrica ou hidráulica conduz ao traçado de duas ou mais curvas, simples ou cíclicas, que definem uma superfície de calibragem : a cada cota correspondem várias, até mesmo uma infinidade de descargas.

Neste caso, apresentam-se dois problemas :

- como escolher a curva que convém, num caso de um feixe de curvas?
- como se posicionar em uma superfície de calibragem?

A resposta a estas duas questões depende da origem da não-univocidade e de suas consequências na calibragem. Ela depende também dos dados que se dispõe, além da cronologia limnimétrica e da relação das medições.

Segundo o caso, a variável secundária que, associada à cota, permite explorar a superfície de calibragem, é :

- o tempo t (período de validade da calibragem) : $Q = f(h, t)$ para as estações com instabilidade geométrica;
- a declividade hidráulica J , ou um índice associado (nível de jusante, desnível, gradiente limnimétrico) : $Q = f(h, J)$ para as estações com instabilidade hidráulica.

Três métodos principais correspondem a esta escolha :

- o método das calibrações unívocas transitórias, para as estações instáveis;
- os métodos do desnível normal e do gradiente limnimétrico para as estações com regime não-permanente (variação contínua da declividade hidráulica).

Estes métodos não permitem resolver todos os casos encontrados, em particular quando a não-univocidade tem uma origem complexa (dupla instabilidade geométrica e hidráulica).

III.1 - ESTAÇÕES INSTÁVEIS

O método das calibrações unívocas transitórias consiste em traçar tantas curvas de calibragem quantos os períodos homogêneos, qualquer que seja a duração dos mesmos. A cada uma destas curvas é associado um período de validade.

O problema da transformação da cronologia das cotas em descargas, só pode ser resolvido desta maneira, se cada uma das curvas for unívoca e se a passagem de uma curva a outra for muito rápida (instabilidade de caráter descontínuo).

III.11- Escolha do período de validade de cada curva

Esta escolha não pode ser feita aleatoriamente : ela implica na localização precisa do evento que tem causado a descalibragem e considera o efeito da transformação das cotas em descargas sobre a continuidade do hidrograma.

III.111- Localização do evento responsável pela descalibragem -

Quando a mudança da calibragem tem uma origem artificial (obras no leito ou relocação da régua limnimétrica, por exemplo), o dossiê técnico da estação geralmente menciona o fato. Tal acontecimento ocorre sempre em período de águas baixas e o limnigrama, normalmente regular, deixa uma marca : deslocamento vertical, ajuste à nova cota, parada momentânea, etc...

Ao contrário, uma descalibragem natural é, quase sempre, devido a uma cheia que não é, necessariamente, grande ou excepcional. Como a erosão ou deposição são processos físicos progressivos, o limnigrama não apresenta nenhuma descontinuidade.

Fig. III-1 IDENTIFICAÇÃO DA CHEIA RESPONSÁVEL PELA DESCALIBRAGEM

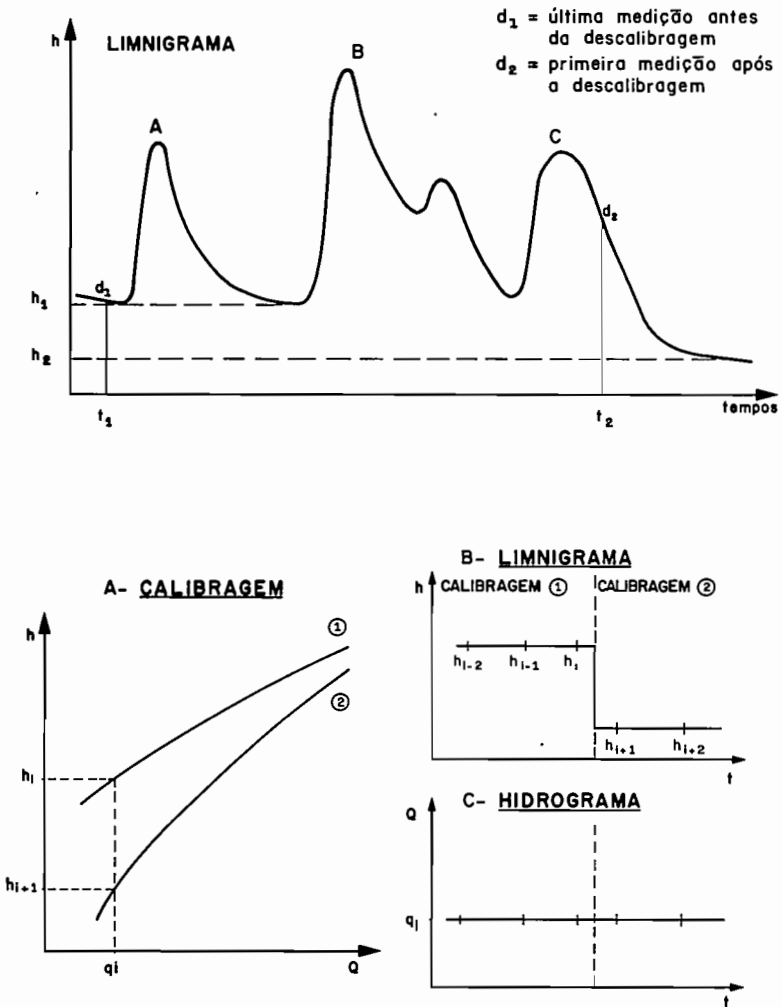


Fig. III-2 MUDANÇA DE CALIBRAGEM EM ÁGUAS BAIXAS

A identificação da cheia responsável pela descalibragem pode ser feita pela análise das cotas observadas, imediatamente antes da subida das águas. Quando as cheias são separadas entre si por um período de tempo bastante longo, a cota de escoamento associada à descarga de base é um bom indicador do abaixamento ou da elevação do leito. No caso da figura III.1, o abaixamento do nível d'água de h1 até h2 designa claramente a cheia de B como responsável pela descalibragem. Se as cheias são muito próximas, este método não é utilizável: admite-se então, por falta de outras informações, que o evento causador da descalibragem é a maior cheia.

É bastante freqüente que, nas estações com grande instabilidade, um exame dos níveis limnimétricos antes das cheias, permite colocar em evidência as descalibrações não identificadas em consequência de uma insuficiência das medições.

F.MONIOD cita o caso da estação ALMA na RIVIERA BRANCA em MARTINICA para a qual três curvas de calibragem foram traçadas a partir de duas medições somente.

III.112- Continuidade do hidrograma -

A mudança de calibragem não deve introduzir nenhuma anomalia na forma do hidrograma.

No caso de uma mudança em período de águas baixas, é suficiente verificar se as duas cotas, logo antes e logo depois da descontinuidade do limnigrama, são traduzidas em uma mesma descarga (fig. III.2).

Quando a descalibragem ocorre durante uma cheia, duas possibilidades se apresentam segundo a amplitude da instabilidade:

- se a instabilidade do leito é pequena, a cota máxima da cheia que causou a descalibragem, é superior ao ponto de junção das curvas de calibragem de águas baixas (fig. III.3). A mudança da calibragem é escolhida entre os dois tempos t1 e t2, limites do período durante o qual a cota é superior à cota hc do ponto de junção.

No caso da figura III.3, pode-se tomar:

- . seja tM : hora do máximo;
- . seja, para estar em total acordo com a teoria, t1, hora relativa a descalibragem devida a uma escavação (caso da figura) ou t2, hora relativa a descalibragem devida a uma deposição.

- se a instabilidade do leito é grande, a mudança de calibragem deve ser feita, na medida do possível :

Fig. III-3 MUDANÇA DE CALIBRAGEM NA CHEIA NO CASO DE UMA BAIXA INSTABILIDADE

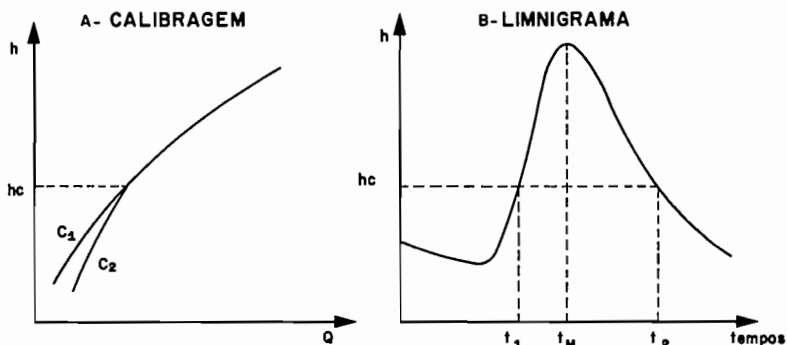
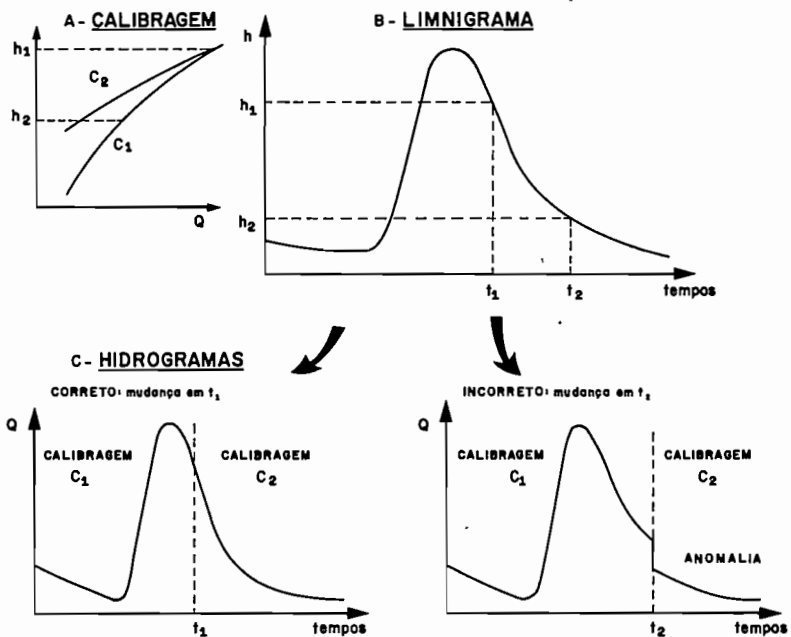


Fig. III-4 MUDANÇA DE CALIBRAGEM NA DEPLEÇÃO (deposição)



- . durante a subida das águas, quando existe uma erosão do leito;
- . durante a depleção, quando existe uma deposição no leito.

A mudança da calibragem jamais deve introduzir uma anomalia de forma no hidrograma. Para que isto seja conseguido mais facilmente, é aconselhável passar de uma tabela a outra num período de rápida variação do nível d'água (cheia ou depleção), como mostra esquematicamente a figura III.4.

III.113- Erros que devem ser evitados -

A data da mudança da calibragem é totalmente independente do calendário : ela tem então, uma probabilidade quase nula, de se situar exatamente às 24:00 horas do último dia de um mes qualquer e sobretudo o dia 31 de dezembro. Apesar disso ser evidente, esta data aparece muito freqüentemente nos arquivos hidrológicos, porque, sem dúvida, a publicação de anuários tem proporcionado o hábito de se traçar uma curva por ano. Isto resulta, geralmente, em deploráveis descontinuidades de descargas nas passagens de ano, civil ou hidrológico.

Uma estação instalada num trecho móvel é instável até que uma obra seja construída para estabilizá-la. A freqüência das descalibragens não tem, então, nenhuma razão de ser proporcional ao número de medições. Apesar disso observa-se muito freqüentemente que, o número de medições tem diminuído com o tempo, a duração do período de validade aumenta e a última curva é considerada como definitiva, mesmo se a última medição data de vários anos. Esta maneira de proceder está em completo desacordo com a realidade e ocasiona obrigatoriamente uma heterogeneidade nas decargas calculadas.

É preciso lembrar que a calibragem de uma estação instável não termina nunca e que a escolha de um lugar móvel impõe a execução contínua das medições, por falta de obras de estabilização.

III.12- Campo de aplicação

O método de representação de uma superfície de calibragem por um feixe de curvas unívocas transitórias, aplica-se perfeitamente a todos os casos de instabilidade de caráter descontínuo :

- baixa instabilidade geométrica da seção de régua, como no caso do Ribeirão do Lobo (capítulo II);
- grande instabilidade do trecho hidrométrico ou rápida modificação de um controle artificial;
- caso particular de limpeza de um leito de rio;
- caso de uma inversão de declividade (canal de enchimento e de esvaziamento de uma represa quando o movimento d'água é controlado por uma comporta, por exemplo).

Por outro lado, este método não é, teóricamente, aplicável quando a descalibragem apresenta um caráter progressivo, tal como o crescimento rápido da vegetação aquática. Fora alguns casos específicos, nenhuma variável secundária que não seja o tempo, pode ser utilizada. A instabilidade geométrica de uma seção de medição ou de controle não é um fenômeno mensurável continuamente, pelo menos pelas técnicas hidrométricas atuais. Logo, não existe outra alternativa que uma decomposição em períodos de curta duração da cronologia limnimétrica em subcronologias, homogêneas quanto a sua calibragem.

Como exemplo de grande instabilidade, já citamos o exemplo do rio MASSA em MARROCOS, onde 90 curvas são necessárias para traduzir 19 anos de limnimetria. O período de validade de uma calibragem pode ser tão curto quanto o tempo de passagem de uma cheia.

Em resumo :

- o método de representação de uma calibragem não-única, por um feixe de curvas únicas transitórias, necessita de definição precisa dos períodos de validade relativos a cada uma das calibrações;
- este método é perfeitamente adaptado quando a instabilidade, sobretudo geométrica, é de caráter descontínuo e ele constitui geralmente o único recurso possível, quando a descalibragem apresenta um caráter progressivo.

III.2- ESTAÇÕES COM DUAS RÉGUAS

É assim que se designam as estações equipadas, intencionalmente, de duas réguas limnimétricas, suficientemente distantes uma da outra, para medir a declividade superficial. Ampliamos o sentido desta definição e designaremos assim, toda estação onde

se dispõe, além da cronologia limnimétrica original, de uma segunda cronologia de cotas, homogênea e contínua, podendo ser utilizada como variável secundária. A superfície de calibragem tem uma equação da forma $Q = f(h, h')$, h sendo a cota da régua principal e h' a cota secundária.

Graficamente, tal superfície pode ser descrita por um feixe de curvas. Em certas condições, este feixe pode ser reduzido a duas curvas (e mesmo uma curva e uma relação analítica simples em certos casos), pelo método do desnível normal.

III.21- Representação da superfície de calibragem

III.211- Exemplo -

Para apresentar o método, escolhemos a calibragem do rio SANGKER em BATTAMBANG, tributário do Grande Lago do CAMBODGE.

A bacia vertente controlada é de 3.230 km², mas a estação de BATTAMBANG encontra-se parcialmente num remanso do lago cujo nível é regulado essencialmente pela chela anual do MEKONG. A régua secundária de BAC PREA, situada a 30 km a jusante, mede o nível do lago : as variações da cota que lá se observam, são praticamente independentes das descargas do SANGKER. Ao contrário, a curva de remanso criada pelo lago, atinge BATTAMBANG até a cota 4,00 m em BAC PREA. O desnível que é superior a 3,50 m, quando o lago está com seu nível mínimo, diminui progressivamente com o enchimento e chega a alguns centímetros, quando a cota em BAC PREA é igual a 8,50 m.

Quarenta e uma medições, realizadas em BATTAMBANG entre 1962 e 1963, permitem definir a superfície de calibragem que é representada na figura III.5.

As medições efetuadas, para uma cota em BAC PREA inferior a 4,50 m, permitem traçar uma curva tipo biunívoca precisa : esta é a curva de calibragem do rio SANGKER fora da influência do remanso do lago.

As outras medições afastam-se progressivamente desta curva-limite (ou curva-envelope), à medida que o nível do lago se eleva. Mesmo sendo pequeno o número destas medições, é possível traçar diferentes curvas correspondentes aos níveis característicos : 5, 6, 7, 8 metros em BAC PREA. Observa-se que cada uma destas curvas parte do eixo das cotas com um valor de h em BATTAMBANG correspondente a um desnível nulo.

A figura III.6 dá uma outra representação possível da

Fig. III-5 SUPERFÍCIE DE CALIBRAGEM DE SANGKER EM BATTAMBANG

CURVA Q(h) para h lago = constante

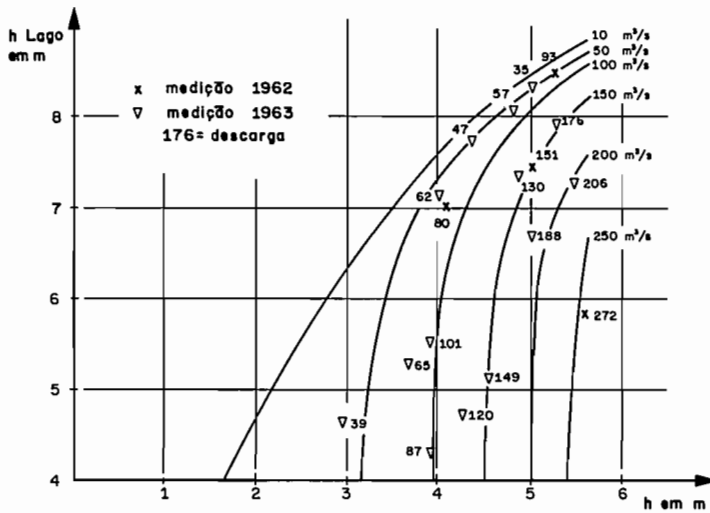
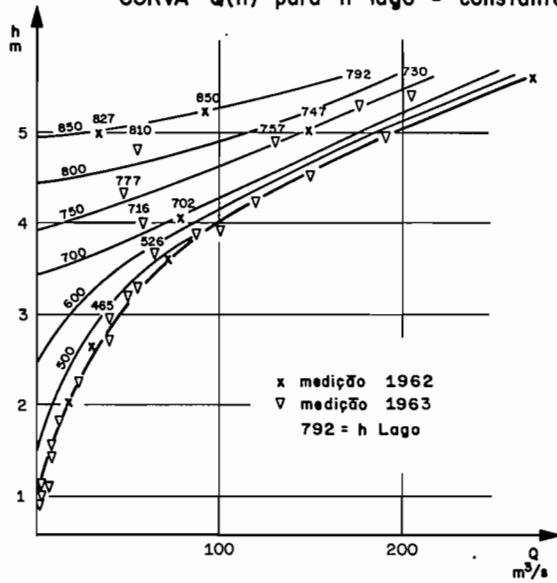


Fig. III-6 SUPERFÍCIE DE CALIBRAGEM DE SANGKER EM BATTAMBANG

CURVAS h lago (h) para Q = constante

mesma superfície de calibragem : cada curva corresponde a uma mesma descarga. Esta forma gráfica é de preferência utilizada pelos hidráulicos, quando o problema é de regular um nível em função de um outro, afim de manter a descarga constante em um canal.

III.212- Limites de utilização -

Este tipo de representação gráfica da superfície de calibragem, não tem nenhum limite de utilização caso se dispõe de um indicador da causa de não-univocidade. Este indicador pode ser uma cota limnimétrica, como no exemplo apresentado acima, um nível de regulagem de um vertedor ou todo valor que caracteriza a variação de um controle de jusante.

Observa-se que, como numa decomposição em curvas unívocas transitórias, a superfície de calibragem é representada por um feixe de curvas. Mas a existência de um indicador permanente permite passar, sem descontinuidade, de uma curva a outra, por simples interpolação.

Entretanto, percebe-se que tal representação não tem uma boa performance : de uma parte, um traçado preciso das diferentes curvas exige uma grande quantidade de medições e, de outra parte, a passagem da cota à descarga, implica na leitura de dois valores sobre duas curvas diferentes e uma interpolação linear.

III.22- Método do desnível normal

Este método, muito utilizado nos EUA e preconizado pelo Geological Survey, é freqüentemente designado por "Método BOYER" (Remenieras, 1960, bibl. 7, p. 250).

III.221- Princípio -

O método consiste em procurar a correção que deve ser aplicada à descarga Q , correspondente a uma cota h , quando a declividade da linha d'água ou desnível D , entre duas réguas, difere do valor normal D_n para a qual a curva $Q(h)$ tem sido traçada.

A justificativa teórica deste método se apóia na fórmula de MANNING. Admitiremos então que o escoamento é permanente e pouco variado.

Para uma cota h lida na régua principal de uma estação equipada com duas réguas distantes de um comprimento L e

niveladas entre si, duas descargas diferentes Q1 e Q2 se escoam com declividades superficiais diferentes J1 e J2, tais que :

$$J_1 = \frac{(h - h1')}{L} \quad \text{e} \quad J_2 = \frac{(h - h2')}{L}$$

h1' e h2', sendo as duas cotas lidas na régua secundária.

A aplicação da fórmula de MANNING a estas duas condições de escoamento dá :

$$Q_1 = \frac{1}{n} S R^{2/3} \sqrt{J_1} \quad (1)$$

$$Q_2 = \frac{1}{n} S R^{2/3} \sqrt{J_2} \quad (2)$$

dividindo-se (1) por (2) e substituindo :

$$Q_1/Q_2 = (J_1/J_2)^{1/2} = ((h-h1')/(h-h2'))^{1/2} = (D_1/D_2)^{1/2}$$

D1 e D2 sendo os desníveis entre as duas régua.

Esta relação escreve-se para o desnível normal Dn, ao qual corresponde a descarga Qn :

$$Q/Q_n = (D/D_n)^{1/2}$$

Para representar a superfície de calibragem de equação geral $Q = f(h, h')$, é suficiente então traçar, a partir das medições e das leituras de cotas das duas régua :

1) a curva de calibragem com desnível normal, de equação

$$Q_n = f(h, D_n) \quad \text{com} \quad D_n = \text{constante};$$

2) a curva de correcção de descarga, de equação

$$Q = Q_n (D/D_n)^{1/2}$$

Na prática, o expoente desta última fórmula difere notavelmente do valor 0,5, salvo em certas obras hidráulicas quando as condições de aplicação da fórmula de MANNING são boas e o desnível pode ser medido sobre uma curta distância.

Para as estações hidrométricas com superfície de calibragem, a declividade natural é geralmente baixa e o desnível só pode ser medido com precisão se as réguas são distantes. Este desnível mede então a declividade média de um trecho de algumas dezenas de quilômetros de comprimento e não a declividade hidráulica na seção da régua principal. Isto resulta que a curva de correção da descarga tem uma equação de forma mais geral $Q/Q_n = f(D/D_n)$, relação que deve ser definida graficamente para cada estação.

III.222- Rotelro para aplicação prática do método -

O procedimento para chegar ao traçado das duas curvas é o seguinte:

a) Escolha do desnível normal D_n

A escolha do desnível normal - D_n - se apóia nos dois critérios seguintes :

. D_n é o valor do desnível mais freqüente ao longo do período (valor modal), de maneira que a correção seja feita a um número mínimo de valores;

. D_n é o valor que permite melhor traçar a curva de calibragem, pelo número e repartição das medições realizadas com um desnível igual ou pouco diferente de D_n .

b) Traçado da curva de calibragem com desnível normal

Este traçado é feito no gráfico de calibragem preparado segundo as regras dadas anteriormente. Ele se apóia nas medições efetuadas com um desnível próximo de D_n e considera o fato de que uma medição realizada com um desnível $D < D_n$ tem uma descarga inferior e no caso de $D > D_n$, uma descarga superior.

Este primeiro traçado só é uma aproximação, freqüentemente intuitiva, mas que não influe no resultado final.

c) Cálculo das razões Q/Q_n e D/D_n

Os valores Q_n são lidos na curva que foi traçada e as razões Q/Q_n de cada medição são calculadas.

d) Traçado da curva de correção de descarga $Q/Q_n = f(D/D_n)$

Os valores precedentes Q/Q_n são plotados num gráfico em função dos valores D/D_n correspondentes e uma curva é ajustada da melhor forma. Observa-se que se for admitido que a relação entre Q/Q_n e D/D_n é da forma $Q/Q_n = (D/D_n)^m$, a curva passa pela origem e pelo ponto de coordenadas (1,1).

e) Cálculo das descargas com desnível normal e ajuste do traçado da curva de calibragem

A descarga Q_c , correspondente a cada medição, é calculada a partir da razão Q/Q_n , cujo valor é lido na curva de correção de descarga. Os valores corrigidos são plotados no gráfico de calibragem: a dispersão dos pontos é bastante reduzida e o primeiro traçado, feito intuitivamente pode ser melhorado. Se for assim, o procedimento prossegue a partir do item "c" até que a soma dos valores absolutos dos desvios relativos (expressos em %) entre os valores corrigidos e a curva de calibragem, seja mínimo. Na prática, dois ou três ajustes são suficientes.

III.223- Exemplos de aplicação -

1º exemplo : Estação do rio SRENG em KRALANH, no CAMBODGE

Esta estação controla uma bacía vertente de 8175 km² e, como no exemplo anterior, encontra-se na zona de influência do Grande Lago de CAMBODGE. A régua de declividade é situada a 15 km a jusante de KRALANH e o desnível entre as duas régua mede a declividade hidráulica do rio SRENG e suas variações ao longo do ciclo hidrológico.

Trinta e uma medições foram realizadas em KRALANH e a tabela 3.1 apresenta a relação das 23 medições que são utilizadas neste exemplo.

A figura III.7 mostra a posição das 23 medições com seu número de ordem: a dispersão é muito elevada entre as cotas 2 e 6 m (ver medições 8 e 15).

a) escolha do desnível normal

Considerando somente o período de julho a novembro, durante o qual se escoia mais de 90% da descarga anual, o valor modal do desnível entre as duas régua situa-se na classe 1,50 a 1,75m. A figura III.8 mostra a repartição dos desníveis em função da cota da régua de KRALANH: nenhuma organização aparece. Isso

podia se esperar, visto que o regime próprio do rio SRENG é praticamente independente da cota lida nas variações de nível do Grande Lago.

A escolha do valor do desnível normal D_n é orientado pela posição das medições. Na figura III.8, observa-se que para :

$D_n = 1,50$ m : somente duas medições foram feitas para um desnível próximo deste valor (números 4 e 12).

$D_n = 1$ m : quatro medições estão bem posicionadas (números 10, 13, 16 e 18) mas nenhuma se encontra acima da cota 5,50 m.

$D_n = 2$ m : sete medições foram utilizadas (números 3, 5, 6, 7, 9, 11 e 21) inclusive as duas que se correspondem às cotas extremas medidas.

A escolha deste último valor, como desnível normal, neste caso se impõe.

b) Traçado da curva de calibragem com desnível normal
(primeiro traçado)

A curva (fig. III.7) é bem definida nas suas extremidades mas é muito imprecisa na parte central : sabe-se que ela passa logo abaixo dos pontos 13 e 3 e acima do ponto 15, cujo desnível (3,03m) é bem superior a D_n . O esboço da curva para $D_n = 1$ m pode guiar o traçado, sabendo-se que a razão de suas abcissas é aproximadamente $\sqrt{2} = 1,414$ visto que:

$$Q_{2m}/Q_{1m} \approx (D_{2m}/D_{1m})^{1/2}$$

Observa-se que a escolha do desnível $D_n = 1$ m teria conduzido a uma boa definição do traçado até a cota 6 m, mas a uma indeterminação do mesmo acima deste valor.

c) Cálculo das razões D/D_n e Q/Q_n

Ver tabela 3.1, colunas 5 a 7. Os valores Q_n são lidos no gráfico (primeiro traçado para $D_n = 2$ m).

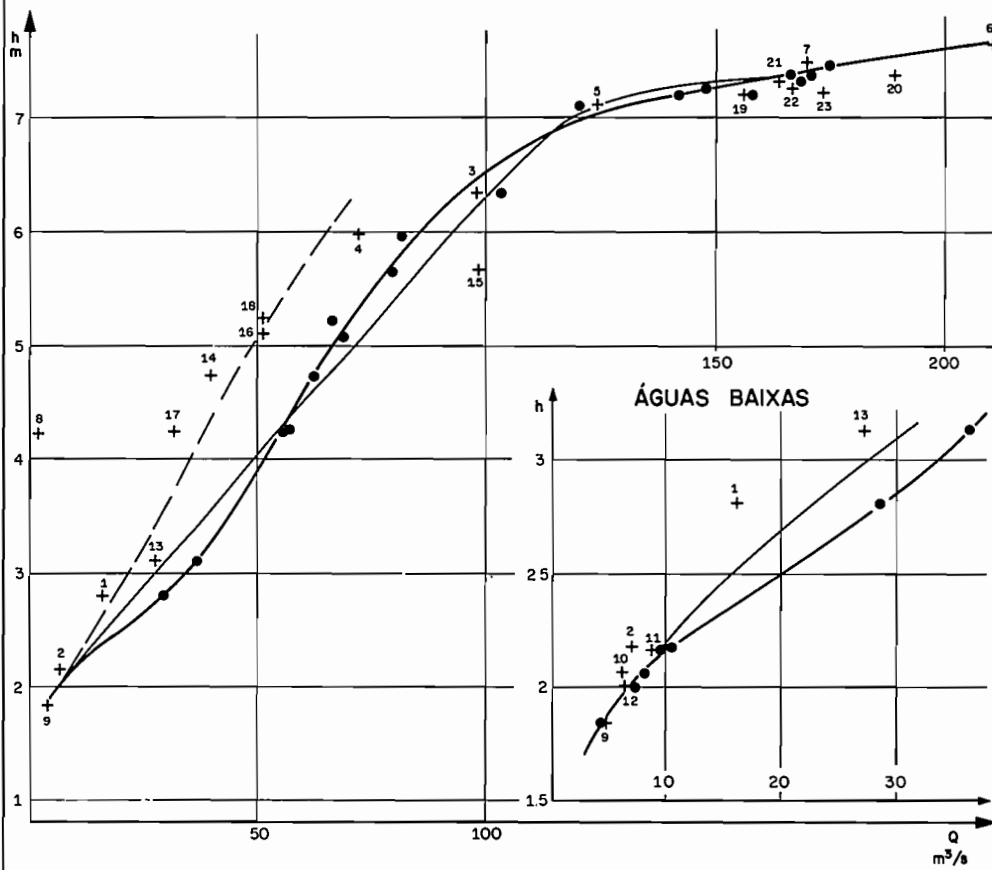
d) Curva de correção da descarga

Ela está representada na figura III.9. A dispersão dos pontos é pequena e o traçado é bastante preciso. Observa-se que a curva passa pela origem das coordenadas (medição número 8) e pelo ponto de coordenadas (1,1).

e) Cálculo das descargas com desnível normal e ajuste da curva de calibragem

Os valores da razão Q/Q_n são lidos na curva de correção e as descargas Q_c são calculadas (tabela 3.1 colunas 8 e 9). Estas

Fig. III-7 RIO SRENG EM KRALANH (desnível normal)
CURVA DE CALIBRAGEM



- - - - - TRAÇADO PARA DN = 1 m + MEDIÇÃO
 ——— 1ª TRAÇADO PARA DN = 2 m ● DESCARGA CORRIGIDA
 ——— 2ª TRAÇADO PARA DN = 2 m

Tabela 3.1 : RJO SRENG EM KRALANH
MÉTODO DO DESNÍVEL NORMAL

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
					* Primeiro Traçado *			Seg. Traçado		
No	h m	Q m3/s	D	D/Dn	Qn m3/s	Q/Qn	Q/Qc	Qc m3/s	Qn m3/s	Q/Qn
CHEIA 1962										
1	2,80	16,1	0,56	0,28	23,0	0,70	0,56	28,8	28,8	0,56
2	2,17	7,10	0,79	0,40	9,80	0,72	0,66	10,8	10,8	0,66
3	6,37	97,4	1,78	0,89	101	0,96	0,95	103	94,0	1,04
4	6,00	71,4	1,49	0,75	92,5	0,77	0,88	81,1	85,0	0,84
5	7,09	124	2,12	1,06	124	1,00	1,04	120	132	0,94
6	7,63	221	1,99	1,00	221	1,00	1,00	221	221	1,00
7	7,43	170	1,91	0,95	182	0,93	0,98	174	182	0,93
8	4,21	2,22	0,01	0,005	53,5	0,04	0,04	55,5	55,0	0,04
CHEIA 1963										
9	1,83	4,33	2,08	1,04	4,30	1,01	1,03	4,22	4,30	1,01
10	2,06	6,04	1,01	0,50	7,80	0,77	0,73	8,27	8,00	0,76
11	2,15	8,83	1,85	0,92	9,60	0,92	0,97	9,15	10,4	0,85
12	2,00	6,45	1,38	0,69	6,60	0,98	0,85	7,63	7,10	0,91
13	3,12	27,4	1,07	0,53	30,5	0,90	0,75	36,5	36,5	0,75
14	4,74	39,4	0,73	0,36	65,0	0,61	0,63	62,5	62,0	0,64
15	5,70	97,8	3,03	1,51	85,5	1,14	1,23	79,5	78,0	1,25
16	5,09	50,6	1,02	0,51	73,0	0,69	0,74	68,8	67,5	0,75
17	4,23	31,4	0,56	0,28	54,0	0,58	0,56	56,1	56,0	0,56
18	5,23	50,6	1,11	0,56	76,0	0,67	0,77	65,7	70,0	0,72
19	7,19	156	2,39	1,20	136	1,15	1,10	142	145	1,08
20	7,35	189	2,44	1,22	165	1,15	1,10	171	165	1,15
21	7,32	164	1,87	0,94	164	1,00	0,98	168	160	1,03
22	7,25	167	2,53	1,26	148	1,13	1,12	148	150	1,11
23	7,20	174	2,46	1,23	140	1,24	1,11	157	145	1,20

Nota : - Qn = valor da descarga LIDO na curva de calibragem em regime de desnível normal.
- Qc = valor da descarga medida CORRIGIDO, supondo-se que a medição teria sido realizada num dia de desnível igual ao desnível normal.

descargas são plotadas no gráfico de calibragem (simbolizadas pelos pontos da fig. III.7). Eles permitem traçar a curva, para o desnível $D = 2m$, de uma maneira bem mais precisa.

Este primeiro ajuste reduz o desvio absoluto médio das medições da curva (primeiro traçado) de 19,8% a 7,2%.

O segundo traçado é utilizado para ler as descargas Q_n com desnível normal e o processo é retomado a partir do item "C".

Constata-se na figura III.9 que a dispersão dos valores das razões Q/Q_n é um pouco reduzida, mas o traçado da curva de correção não é modificado. Neste caso, parece então inútil continuar. Relativamente ao segundo traçado da curva de calibragem, o desvio absoluto médio passa de 21,5% a 3,7%

A calibragem do rio SRENG em KRALANH é então representada pelas duas curvas obtidas :

- a curva de calibragem (segundo traçado) para o cálculo das descargas com desnível normal;
- a curva de correção da descarga, que é representada na figura III.9.

Observação :

A aplicação de uma regressão nos logarítmos dos quocientes Q/Q_n e D/D_n pelo método dos mínimos quadrados, conduz a equação :

$$Q/Q_n = 1,034 (D/D_n)^{0,59}$$

com um coeficiente de correlação de 0,994.

Esta relação comprova :

- que o expoente não é igual a 0,5, como mostra o ajuste gráfico da curva de correção.
- que a curva não passa exatamente pelo ponto de coordenadas (1,1).

Na prática, para o rio SRENG em KRALANH, poderá ser admitida a relação :

$$Q/Q_n = (D/2)^{0,59}$$

2º exemplo : Estação do rio SENEGAL em SALDE, na MAURITANIA

Este exemplo ilustra a aplicação do método do desnível normal num trecho, não influenciado por um remanso de jusante mas cuja declividade do fundo é muito pequena. Disso resulta uma contínua variação da declividade superficial ao longo do ciclo hidrológico anual.

Fig. III-8 RIO SRENG EM KRALANH
REPARTIÇÃO DOS DESNÍVEIS EM FUNÇÃO DA COTA

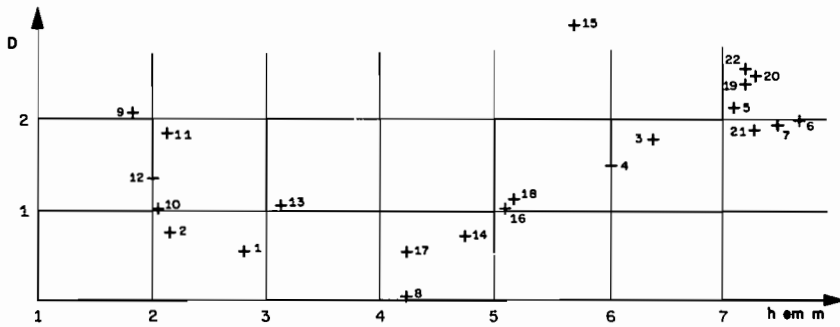
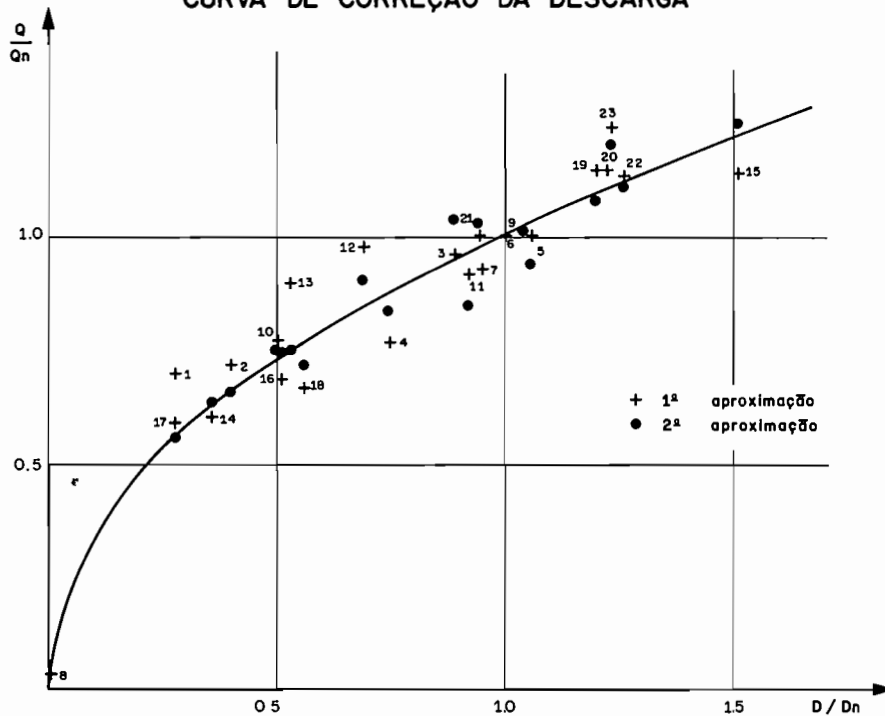


Fig. III-9 RIO SRENG EM KRALANH (desnível normal)
CURVA DE CORREÇÃO DA DESCARGA



As descargas medidas nesta estação só representam uma parte da descarga total do rio SENEGAL, a outra parte passa num braço secundário situado na margem esquerda, o DOUE, e na totalidade do leito maior em grandes chelas.

Sessenta e duas medições foram realizadas em SALDE no ano 1955. Elas organizam-se cronologicamente segundo o ciclo cheia-depleção do SENEGAL, com uma boa regularidade, como mostra a figura III.10. Para facilitar a compreensão do exemplo, escolhemos somente 16 medições das 62, tomadas na lista cronológica de 4 em 4 (tabela 3.2). O desnível é medido pela diferença das cotas absolutas observadas no mesmo dia, na régua de SALDE e na régua de BOGHE, estação situada a 95 km a jusante.

a) Escolha do desnível normal

O gráfico da variação do desnível entre SALDE e BOGHE, segundo a cota em SALDE (fig. III.11) mostra que a declividade superficial varia pouco durante a subida, logo que o nível ultrapassa a cota 4,00 m.

Ao contrário, a declividade superficial varia diariamente na depleção : rapidamente decrescente no início, ela volta a crescer para estabilizar-se no final do ciclo com o valor correspondente ao período de cheia (águas altas), que é em torno de 2,5m por 95 km, ou seja 2,6 cm/km.

A partir destas considerações é evidente que o desnível normal deve ser escolhido igual a 2,60 m, valor quase permanente durante a subida das águas.

b) Tracado da curva de calibragem com desnível normal

Ela é traçada de maneira intuitiva, com o apoio das medições que foram realizadas com um desnível igual ou muito próximo de 2,60 m (números 8, 12, 20, 24 e 32 - fig.III.10).

c) Curva de correção da descarga

Após a leitura das descargas Q_n na curva, as quantidades D/D_n e Q/Q_n são calculadas (colunas 7, 8 e 9 da tabela 3.2).

A relação entre as razões Q/Q_n e D/D_n é pesquisada graficamente (fig.III.13) e a curva de correção da descarga é traçada com uma boa precisão.

Uma regressão nos logarítmos dos quocientes Q/Q_n e D/D_n , dá o valor 0,705 para o expoente (coeficiente de correlação = 0,984).

Donde a relação :

$$Q/Q_n = (D/2,6)^{0,705}$$

Fig. III-10 RIO SENEGAL EM SALDE
REPARTIÇÃO DAS MEDIÇÕES - CHEIA DE 1955

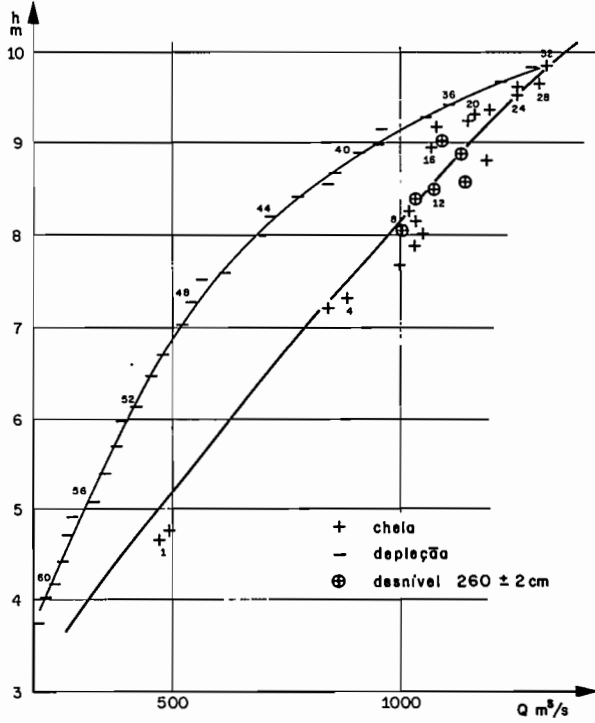
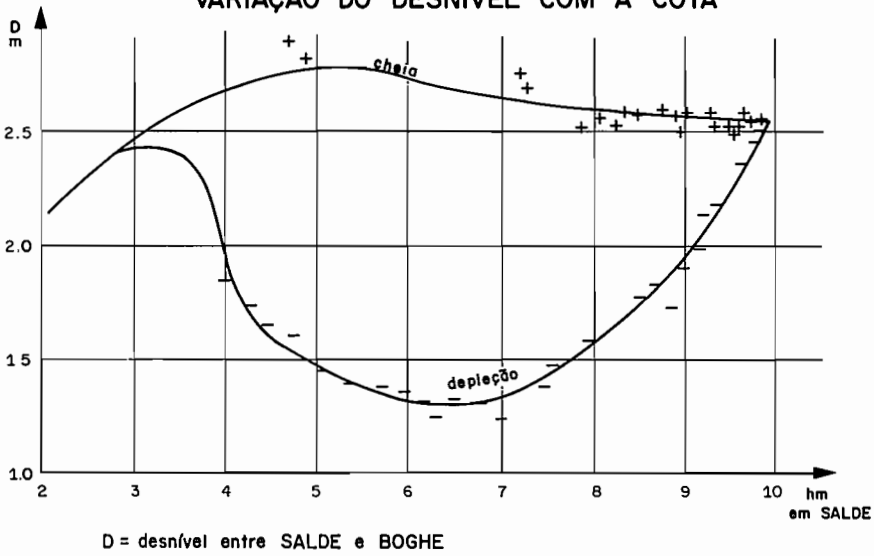


Fig. III-11 RIO SENEGAL EM SALDE
VARIÇÃO DO DESNÍVEL COM A COTA



DES. DANIEL

d) Curva de calibragem definitiva

Após o cálculo dos valores Q_c para cada medição (coluna 10 da tabela 3.2), as descargas corrigidas são plotadas no gráfico de calibragem (fig. III.12). A dispersão dos pontos é pequena. A distinção chela-depleção não é mais visível e o traçado da curva de calibragem para $D_n = 2,60$ m poderia ainda ser melhorada.

O desvio médio absoluto da curva cal, para as 16 medições consideradas, de 14,1% para os valores brutos a 2,8% para os valores corrigidos. O ganho é superior a 80%.

Tabela 3.2 : RIO SENEGAL em SALDE
MÉTODO DO DESNÍVEL NORMAL

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
No	Data	h m	Q m ³ /s	D m		D/D _n m	Q _n m ³ /s	Q/Q _n	Q _c m ³ /s
1	28/07	4,64	473	2,96	Chela	1,138	420	1,126	432
4	6/08	7,30	884	2,73	Chela	1,050	850	1,040	854
8	13/08	8,05	1010	2,59	Chela	0,996	980	1,031	1013
12	21/08	8,50	1075	2,60	Chela	1,000	1065	1,009	1075
16	01/09	8,96	1067	2,52	Chela	0,969	1150	0,928	1091
20	11/09	9,31	1156	2,58	Chela	0,992	1215	0,951	1162
24	23/09	9,60	1259	2,62	Chela	1,008	1275	0,987	1252
28	29/09	9,70	1298	2,54	Chela	0,977	1285	1,010	1320
32	15/10	9,86	1325	2,58	Máxima	0,992	1320	1,004	1332
36	25/10	9,40	1109	2,20	Depleção	0,846	1235	0,898	1248
40	31/10	8,87	906	1,75	Depleção	0,673	1135	0,798	1198
44	07/11	8,20	718	1,63	Depleção	0,627	1010	0,711	998
48	15/11	7,26	539	1,46	Depleção	0,562	840	0,642	810
52	23/11	6,12	421	1,33	Depleção	0,512	655	0,643	675
56	01/12	5,10	337	1,46	Depleção	0,562	495	0,681	506
60	09/12	4,20	256	1,77	Depleção	0,681	355	0,721	336

111.224- Métodos simplificados -

A - Pode-se admitir que a relação $Q/Q_n = f(D/D_n)$ tem por expressão exata $Q/Q_n = (D/D_n)^{1/2}$ e escolher, à priori, $D_n=1m$, logo: $Q/\sqrt{D} = Q_n = f(h)$.

É suficiente então dividir as medições pela raiz quadrada do desnível correspondente e plotar estes valores num gráfico para definir a curva de variação.

É isto que foi feito pelos autores no estudo do Grande Lago em CAMBODGE para a estação do rio SRENG em KRALANH. Pode-se observar na figura 111.14, que a dispersão dos pontos é pequena e que o traçado da curva é preciso.

Na prática, o método simplificado é utilizado como teste, antes de aplicar o método geral. Se a dispersão dos pontos é grande, o método geral tem pouca chance de dar bons resultados, porque neste caso, o desnível utilizado não é um indicador válido das variações da declividade hidráulica.

B - O método pode ser aplicado diretamente às velocidades de escoamento, escrevendo-se a fórmula de STRICKLER:

$$U = K R^{2/3} (D/L)^{1/2}$$

D sendo o desnível e L a distância entre as duas réguas.

Esta expressão se escreve : $U = c \sqrt{D}$

$$\text{ou mais geralmente} : U = c D^n \quad (1)$$

Dispondo-se de um perfil transversal preciso da seção de réguas, as velocidades médias de escoamento podem ser calculadas para cada uma das medições e a relação (1) é definida graficamente.

Y.BRUNET-MORET, num exemplo de utilização deste método, representou a superfície de calibragem do rio TINKISSO em OUARAN - República da Guiné - (não-univocidade por causa do remanso da confluência do rio TINKISSO com o rio NIGER) por duas curvas :

- a curva S(h) definida algebricamente por:

$$S = 0,42 (h + 300)^{7/8}$$

Fig. III -12 RIO SENEGAL EM SALDE (desnível normal)
CURVA DE CALIBRAGEM

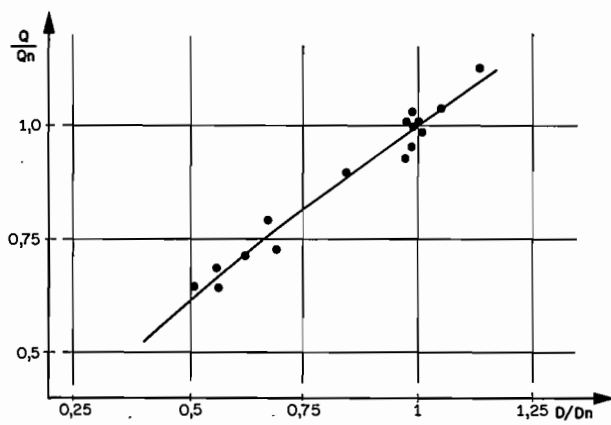
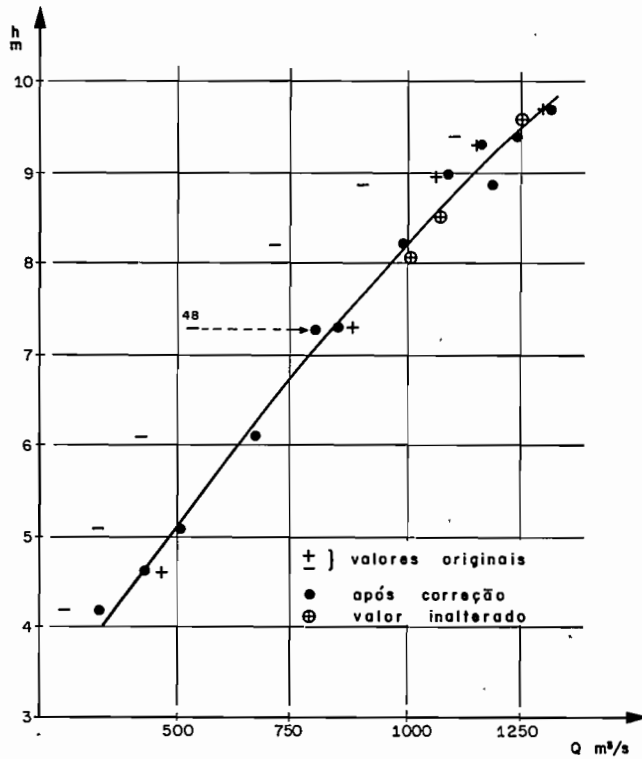


Fig. III -13 RIO SENEGAL EM SALDE
CURVA DE CORREÇÃO DA DESCARGA

- a curva $U(D)$ definida pela expressão :

$$U = 0,0661 (D + 1)^{1/2}$$

D é a diferença das cotas absolutas (cota da régua + cota absoluta do zero da régua) observadas no dia da medição, nas réguas de QUARAN e de TIGUIBERY, estação do rio NIGER, situada a 2 Km a jusante da confluência do rio TINKISSO.

111.225- Limites de utilização -

O método do desnível normal só é aplicável às estações com perfil estável e sem inversão da declividade superficial ($J \geq 0$).

A instabilidade do perfil transversal conduz a uma dispersão dos pontos que é difícil de distinguir daquela devida às variações da declividade. Todavia, se a instabilidade do perfil é de origem artificial, o método pode ser aplicado a cada uma das cronologias de cotas homogêneas.

Na prática, o fator que limita a utilização do método, é um mau conhecimento da declividade superficial, seja porque o desnível entre as duas réguas é pequeno ou medido sem precisão aceitável, seja porque o desnível não é um bom indicador da declividade hidráulica real do trecho hidrométrico.

Este pode ser o caso quando as estações são distantes demais. Em razão do tempo de percurso, as variações do nível podem ser temporariamente invertidas (depleção a montante e final da chela a jusante, por exemplo).

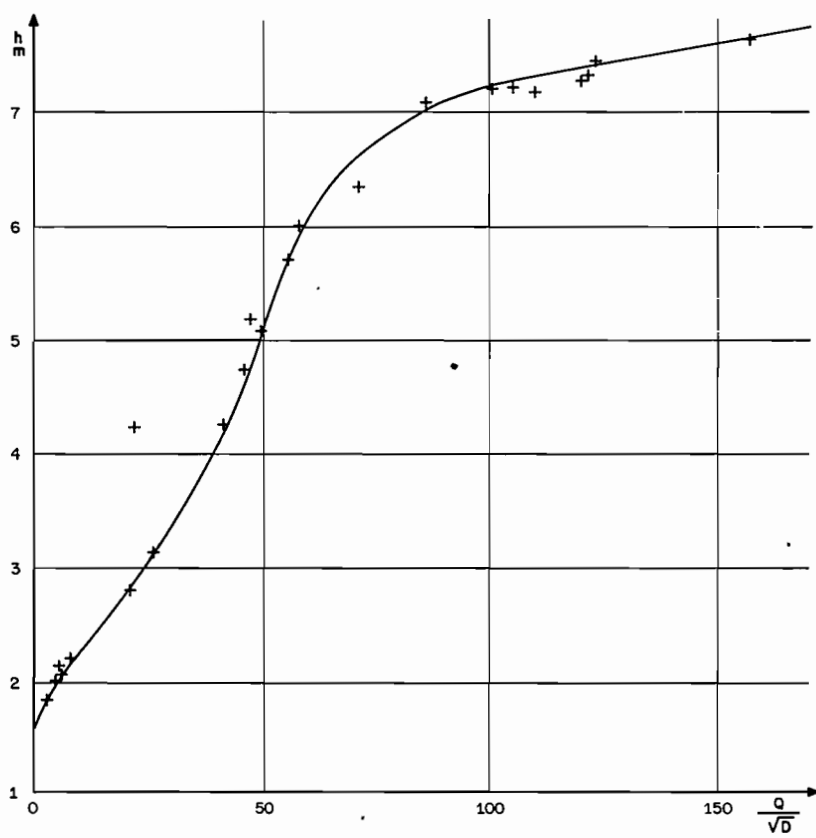
Antes de aplicar o método, é aconselhável verificar graficamente a repartição dos quocientes Q/\sqrt{D} em função de h (cf. parág. 111.224). Se a dispersão dos pontos é nitidamente diminuída, o método do desnível normal é aplicável.

O último fator limitante é, evidentemente, a insuficiência do número de medições ou sua má repartição no intervalo de cotas.

Em resumo :

- a representação gráfica da superfície de calibragem de uma estação com duas réguas é feita mediante um feixe de curvas com desnível ou com nível de jusante constante;
- quando o desnível é um bom indicador da declividade hidráulica, o método do desnível normal permite representar a superfície de calibragem por duas curvas : a curva de calibragem com desnível normal e a curva de correção da descarga.

Fig. III - 14 RIO SRENG EM KRALANH
 CURVA DE VARIAÇÃO DA RAZÃO Q/\sqrt{D}
 PARA $D_n = 1m$



III.3- ESTAÇÕES COM UMA ÚNICA RÉGUA

A variável secundária que, associada à cota, pode permitir de explorar a superfície de calibragem, só pode ser encontrada na cronologia das cotas. Em certas condições, que serão esclarecidas, esta variável é a velocidade de variação da cota num intervalo de tempo $\Delta h / \Delta t$: ela é designada sob o nome de gradiente limnimétrico.

O método do gradiente limnimétrico permite reduzir a superfície de calibragem a duas curvas, seguindo um processo muito próximo, na prática, daquele método do desnível normal.

Para certas estações com regime hidrológico muito regular, um outro método mais simples, chamado método do intervalo à cota máxima, dá bons resultados.

III.31- Método do gradiente limnimétrico

Este método tem sido muito utilizado pelos hidrólogos do ORSTOM para a calibragem de muitas estações africanas e tem dado excelentes resultados, em particular para os rios NIGER e SENEGAL.

III.311- Princípio -

A justificativa teórica é dada no parágrafo seguinte, tal qual tem sido proposta por J.LAMAGAT (ORSTOM) na Monografia Hidrológica do Rio NIGER (Brunet-Moret et alii, 1986, bibl. 13 p. 105-106).

Esta aproximação, bastante complexa, coloca em evidência o papel da variação da cota com o tempo. Esta variação, chamada gradiente limnimétrico, é representada pela letra G.

$$G = \Delta h / \Delta t \quad \text{expresso em cm/dia}$$

A superfície de calibragem tem por equação geral $Q = f(h, G)$ e sua representação é obtida, a partir das medições e dos valores correspondentes de G, pelo traçado de :

1) a curva de calibragem em regime uniforme de equação :

$$Q_0 = f(h, G) \quad \text{com} \quad G = \text{nulo}$$

2) a curva de correcção da descarga de equação :

$$Q = Q_0 (1 + kG)^{1/2}$$

k sendo uma pseudo constante.

Como a compreensão do parágrafo seguinte não é necessária para que o método seja colocado em prática, aconselhamos ao leitor pouco familiarizado com as leis da hidráulica, a passar diretamente ao parágrafo III.313.

III.312- Considerações teóricas -

Em regime uniforme, para uma cota h na régua, a descarga Q_0 se escoia com uma velocidade média U_0 na seção de régua.

De acordo com CHEZY :

$$U_0 = Kc\sqrt{J_0} \quad (1)$$

onde J_0 é a declividade da linha d'água que, em regime uniforme, é igual a declividade média do fundo e Kc o produto do coeficiente de rugosidade e da raiz quadrada do raio hidráulico.

Quando o regime varia, a equação (1) se transforma para a mesma cota h :

$$U = Kc\sqrt{J} \quad (2)$$

onde Kc é o mesmo, visto que os valores da rugosidade e da área molhada (e do raio hidráulico) são os mesmos.

Em regime gradualmente variado, durante o intervalo de tempo Δt , a cota varia e traz uma mudança da declividade superficial ΔJ , tal que :

$$\Delta J = \Delta h / \Delta x$$

onde Δh representa a variação da cota e Δx a distância percorrida pela onda de cheia durante o tempo Δt .

Seja V_c a velocidade de propagação, ou celeridade, da onda de cheia :

$$\Delta x = V_c \Delta t$$

$$e \quad \Delta J = \Delta h / (V_c \Delta t)$$

como

$$J = J_0 + \Delta J$$

a equação (2) se escreve :

$$U = Kc (J_0 + \Delta J)^{1/2} \quad (3)$$

e associando as equações (1) e (3), obtém-se:

$$U^2 / U_0^2 = 1 + (J_0 V_c)^{-1} \Delta h / \Delta t \quad (4)$$

Representando por :

- $y = U/U_0 = Q/Q_0$, U_0 e Q_0 sendo a velocidade e a descarga em regime uniforme para a cota h ;
- $G = \Delta h / \Delta t$, a variação da cota com o tempo ou gradiente limnimétrico, expresso em cm/dia;
- $a = 1 / (8,64 \cdot 10^6 J_0)$, valor constante, igual ao inverso do produto da declividade média do fundo pela constante de transformação das unidades (m/s em cm/dia),

a equação (4) se escreve :

$$y^2 - 1 = G a / V_c \quad (5)$$

V_c , celeridade da onda de cheia, é um parâmetro complexo, função da profundidade média. Ele depende então da cota lida.

Para uma profundidade dada em regime gradualmente variado, J.LAMAGAT mostra que o termo a/V_c é muito próximo de uma constante.

A equação da curva de calibragem em regime uniforme é da forma :

$$y^2 - 1 = k G \quad (6)$$

com

$$k = 1 / (8,64 \cdot 10^6 J_0 V_c)$$

k , designado por J.LAMAGAT "coeficiente de correção do gradiente", é sempre pequeno e geralmente inferior a 0,1.

III.313- Roteiro para aplicação prática do método -

O procedimento de aplicação do método é muito próximo daquele método do desnível normal. Necessita uma escolha prévia : o intervalo de tempo, necessário ao cálculo do gradiente limnimétrico. O valor definitivo de k , coeficiente de correção do gradiente, é obtido por aproximações sucessivas.

a) Cálculo do gradiente limnimétrico

O cálculo é feito para cada medição, a partir das leituras de régua ou, se existir, do limnigrama. O passo de tempo de referência varia de algumas horas, para pequenas bacias, a vários dias.

J.LAMAGAT tem utilizado para as estações do Delta Central do NIGER, as cotas dos dias $d-1$ e $d+1$, d sendo o dia da medição.

$$G = (h_{d+1} - h_{d-1})/2$$

sendo as cotas "h" expressas em centímetros.

A fim de reduzir os erros devidos à imprecisão das leituras, Y. BRUNET-MORET utilizou para o Alto Niger, uma média ponderada das observações, no período centrado no dia da medição.

A fórmula utilizada é a seguinte:

$$G = \frac{1}{200} \left[\sum_{-4}^{-1} \frac{h_{d+i} - h_d}{i} (5+i)^3 + \sum_{1}^{4} \frac{h_{d+i} - h_d}{i} (5-i)^3 \right]$$

A formulação consiste em utilizar 8 desvios à cota média h_d do dia d e, para cada dia, os "pesos seguintes" :

Dias		Pesos
-----		-----
$d - 1$	$e \quad d + 1$	64/200
$d - 2$	$e \quad d + 2$	27/200
$d - 3$	$e \quad d + 3$	8/200
$d - 4$	$e \quad d + 4$	1/200

Esta fórmula, de aparência complexa, é facilmente programável numa calculadora de bolso. Seu emprego não é, portanto, necessário na fase de teste de utilização do método, se a cronologia das cotas é correta (verificação de sua homogeneidade no cotograma ou limnigrama).

b) Traçado da curva de calibragem média

Este traçado é feito no gráfico de calibragem. A curva passa sensivelmente entre os pontos de cheia ($G > 0$) e de depleção ($G < 0$) e, se existir, pelos pontos de gradiente nulo. A utilização dos símbolos (+) ou (-), segundo o sinal do gradiente, facilita o traçado.

c) Cálculo das quantidades $y^2 - 1$

Q_0 sendo o valor da descarga lido na curva média, as razões $y = Q/Q_0$ são calculadas para cada uma das medições. Os pares ($G, y^2 - 1$) são plotados no papel milimetrado.

d) Traçado da reta de correção da descarga

O ajuste gráfico dá uma primeira avaliação do valor do coeficiente k , igual a declividade da reta de correção.

e) Traçado da curva de calibragem "em regime uniforme"

Os valores Q_c da descarga em regime uniforme são calculados pela equação $Q_c = Q / \sqrt{(1 + kG)}$. Os valores obtidos são plotados no gráfico de calibragem e definem o traçado da curva "em regime uniforme", de equação $Q_0 = f(h)$.

A operação é repetida a partir do item "c" até que os desvios entre as descargas corrigidas e as descargas calculadas pela equação $Q_0 = f(h)$ sejam minimizadas.

Na prática, dois ajustes são suficientes.

III.314- Exemplos de aplicação -

1º exemplo : Estação do SENEGAL em SALDE, na MAURITANIA

Voltamos ao exemplo da estação de SALDE no rio SENEGAL, cuja calibragem já tem sido estabelecida pelo método do desnível normal (parágr. III.223). Utilizamos a mesma lista reduzida, com 16 medições, a fim de comparar os resultados obtidos, mas é evidente que, numa aplicação real, todas as medições são utilizadas.

a) Escolha do gradiente

Após diferentes tentativas de tempo entre 1 e 6 dias, um intervalo de 3 dias foi seleccionado. Este prazo é suficiente para reduzir os erros devidos à irregularidade das variações diárias, sobretudo na cheia:

$$G = (h_{d+1} - h_{d-2})/3$$

"d" designa o dia em que foi efetuada a medição, G é expresso em cm/dia (coluna 5 da tabela 3.3)

Observa-se uma clara diferença entre :

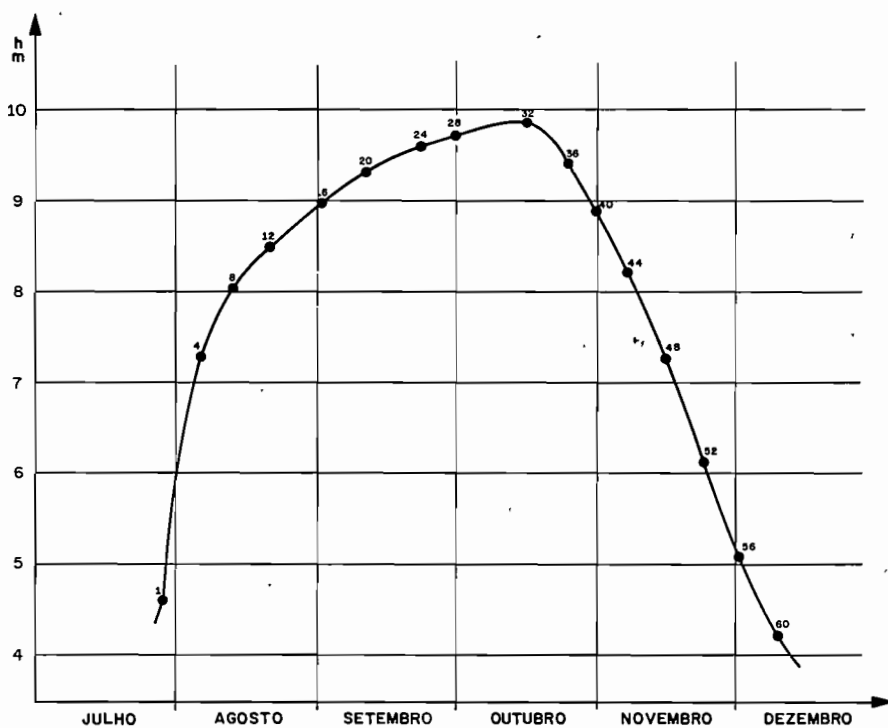
- os gradientes de cheia muito elevados no início e progressivamente decrescentes;
- os gradientes de depleção, que praticamente não variam.

A forma do limnigrama da cheia de 1955 comprova esta observação: apresenta uma clara dissimetria entre a subida irregular e a descida quase linear (fig.III.15).

b) Traçado da curva de calibragem "média"

Depois de plotar as medições, com os símbolos (+) para a cheia e (-) para a depleção, uma curva média é traçada

Fig. III-15 RIO SENEGAL EM SALDE
LIMNIGRAMA DA CHEIA DE 1955



● medições utilizadas nos exemplos

Intuitivamente (fig. III.16). Esta curva é imprecisa a partir da cota 8,50 em razão da dispersão bastante grande das medições feitas durante a cheia. Mas estas medições correspondem a gradientes bastante pequenos e sua influência é menor na definição da reta de correção.

Tabela 3.3 : RIO SENEGAL em SALDE
MÉTODO DO GRADIENTE LIMNIMÉTRICO (primeiro traçado)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
No	Data	h m	Q m ³ /s	G cm/d	Q ₀ m ³ /s	y ² -1	Q _c m ³ /s	ΔQ %	ΔQ _c %
1	28/07	4,64	473	+27,3	380	0,549	346	+24,5	- 8,9
4	6/08	7,30	884	+21,7	710	0,550	679	+24,5	- 4,4
8	13/08	8,05	1010	+ 8	850	0,412	901	+18,8	+ 6,0
12	21/08	8,50	1075	+ 6,3	945	0,294	981	+13,8	+ 3,8
16	01/09	8,96	1067	+ 4,7	1060	0,013	995	+ 0,7	- 6,1
20	11/09	9,31	1156	+ 4,7	1150	0,010	1078	+ 0,5	- 6,3
24	23/09	9,60	1259	+ 2,3	1235	0,039	1215	+ 1,9	- 1,6
28	29/09	9,70	1298	+ 1,7	1260	0,061	1264	+ 3,0	+ 0,3
32	15/10	9,86	1325	+ 1,0	1325	0,0	1304	0,0	- 1,6
36	25/10	9,40	1109	- 6,7	1170	-0,102	1251	- 5,2	+ 6,9
40	31/10	8,87	906	-10,7	1030	-0,226	1117	-12,0	+ 8,4
44	07/11	8,20	718	-10	875	-0,327	871	-17,9	- 0,5
48	15/11	7,26	539	-10,3	705	-0,415	658	-23,5	- 6,7
52	23/11	6,12	421	-12,3	540	-0,392	541	-22,0	+ 0,2
56	01/12	5,10	337	-12	420	-0,356	429	-19,8	+ 2,1
60	09/12	4,20	256	-12,7	340	-0,433	332	-24,7	- 2,4
							Total	212,9	88,2
							Média	13,3	4,1

ΔQ e ΔQ_c são os desvios de Q e Q_c relativos a Q₀

c) Cálculo das quantidades y^2-1

Os valores médios de Q_0 da descarga são lidos na curva e as quantidades y^2-1 são calculadas (colunas 6 e 7 da tabela 3.3).

Tabela 3.4 : RÍO SENEGAL em SALDE
MÉTODO DO GRADIENTE LIMNIMÉTRICO (segundo traçado)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
No	Data	h m	Q m ³ /s	G cm/d	Q ₀ m ³ /s	y^2-1	Q _c m ³ /s	ΔQ %	ΔQ _c %
1	28/07	4,64	473	+27,3	355	0,775	352	+33,2	- 0,8
4	6/08	7,30	884	+21,7	680	0,701	693	+30,4	+ 1,9
8	13/08	8,05	1010	+ 8	830	0,481	909	+21,7	+ 9,3
12	21/08	8,50	1075	+ 6,3	935	0,322	987	+15,0	+ 5,6
16	01/09	8,96	1067	+ 4,7	1060	0,013	1000	+ 0,7	- 5,7
20	11/09	9,31	1156	+ 4,7	1165	-0,015	1084	- 0,8	- 7,0
24	23/09	9,60	1259	+ 2,3	1250	0,014	1218	+ 0,7	- 2,6
28	29/09	9,70	1298	+ 1,7	1280	0,028	1267	+ 1,4	- 1,0
32	15/10	9,86	1325	+ 1,0	1330	-0,008	1306	- 0,4	- 1,8
36	25/10	9,40	1109	- 6,7	1190	-0,132	1238	- 6,8	+ 4,0
40	31/10	8,87	906	-10,7	1035	-0,234	1094	-12,5	+ 5,7
44	07/11	8,20	718	-10	865	-0,311	855	-17,0	- 1,2
48	15/11	7,26	539	-10,3	675	-0,362	646	-20,1	- 4,3
52	23/11	6,12	421	-12,3	505	-0,305	527	-16,6	+ 4,4
56	01/12	5,10	337	-12,0	390	-0,253	419	-13,6	+ 7,4
60	09/12	4,20	256	-12,7	325	-0,380	323	-21,2	- 0,6
Total								212,1	63,4
Média								13,3	4,0

Fig. III-16 RIO SENEGAL EM SALDE-(Gradiente Limnimétrico)
TRAÇADO DA CURVA DE CALIBRAGEM "MÉDIA"

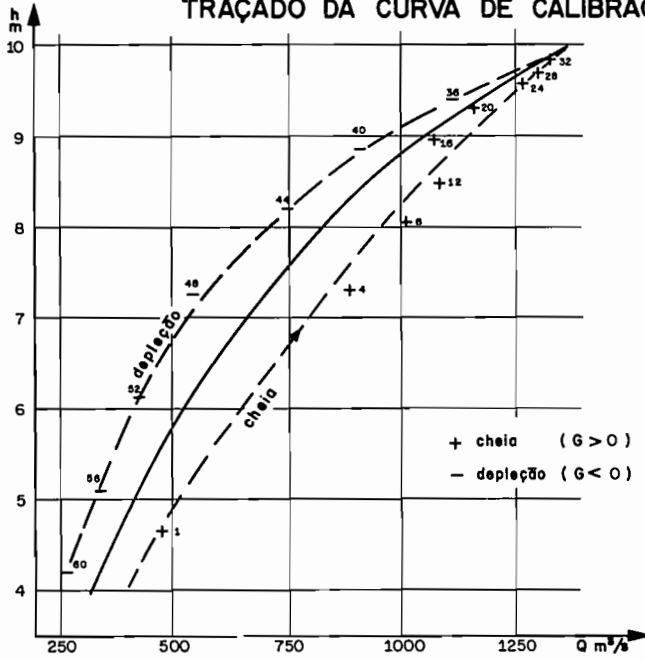
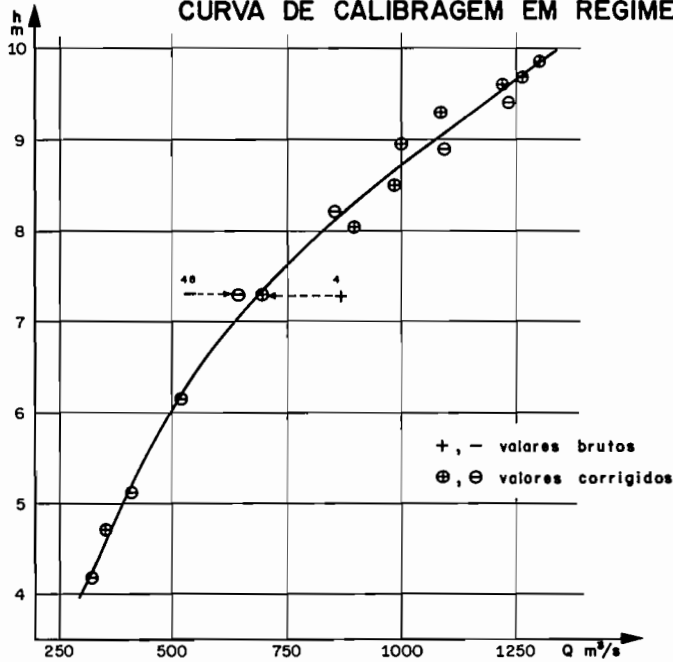


Fig. III-17 RIO SENEGAL EM SALDE-(Gradiente Limnimétrico)
CURVA DE CALIBRAGEM EM REGIME UNIFORME



d) Tracado da reta de correção da descarga

Depois de plotar os pares (G, y^2-1) no papel milimetrado (fig. III.18-A), a reta de correção da descarga, é traçada sem grande dificuldade, considerando-se :

- que ela passa pela origem dos eixos;
- que o reagrupamento dos pontos de coordenadas negativas deixa pouca liberdade para orientar a reta.

Este primeiro ajuste gráfico conduz a um valor de k (declividade da reta) de 0,032.

e) Primeiro tracado da curva de calibragem em regime uniforme

O valor de k é utilizado para calcular as descargas Q_c "em regime uniforme" de cada medição (coluna 8 da tabela 3.3).

Para as 16 medições realizadas, os desvios relativos a curva "média", dos valores brutos Q e dos valores corrigidos Q_c , são dados nas colunas 9 e 10 da tabela 3.3. O desvio médio é reduzido de 13,3% a 4,1%.

Os valores Q_c são plotados no gráfico de calibragem (fig. III.17). Eles são a base do tracado da curva de calibragem em "regime uniforme", pelo menos na sua primeira aproximação.

f) Tracado definitivo

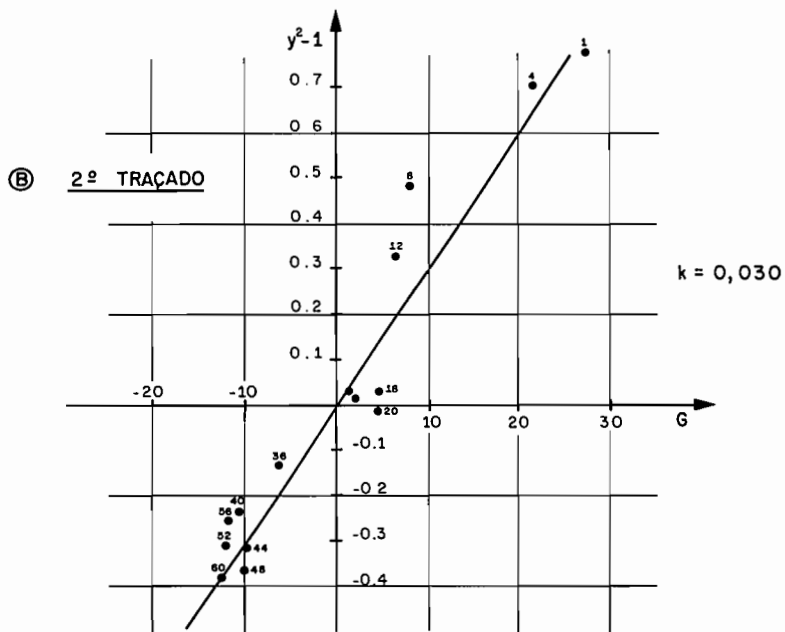
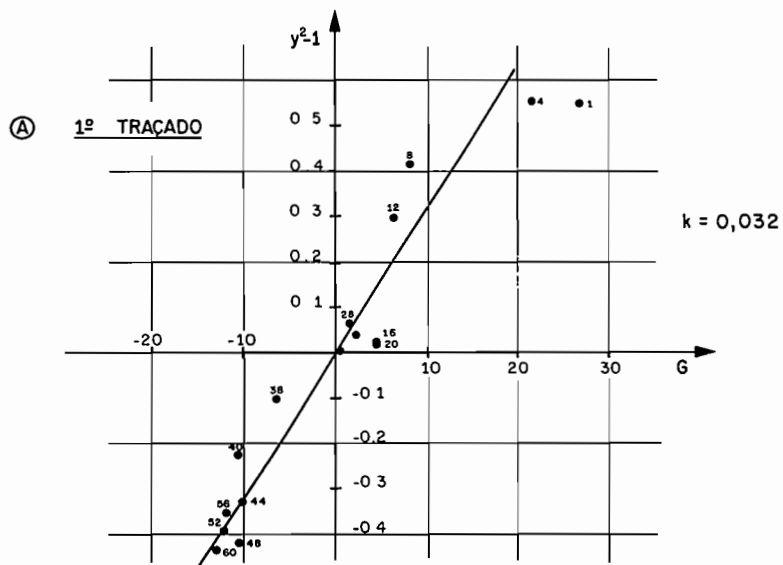
O processo prossegue a partir de "c". A fig. III.18-B evidencia uma pequena redução da dispersão dos pontos em cheia e o tracado da reta de correção é modificado (segundo tracado). O valor de k passa de 0,032 a 0,030 se o ajuste é feito graficamente ou 0,0292 se for escolhido o ajuste analítico pelo método dos mínimos quadrados.

A tabela 3.4 reúne todos os resultados desta segunda fase. Os novos valores Q_c em regime uniforme são muito pouco diferentes dos anteriores e o desvio médio absoluto só é reduzido de 0,1%, ou seja 4% para os 16 valores utilizados. Este valor não é tão bom quanto aquele obtido pelo método do desnível normal (2,8%).

Nos limites do exemplo, isto é, considerando-se somente as 16 medições, a calibragem do rio SENEGAL em SALDE é definida :

- pela curva em "regime uniforme" da figura III.17;
- pelo valor do coeficiente de correção $k = 0,0292$.

Fig. III - 18 RIO SENEGAL EM SALDE-(Gradiente Limnimétrico)
 RETA DE CORREÇÃO DA DESCARGA



DES - DANIEL

2º exemplo : Estação do rio NIGER em DIRE, no MALI

Este exemplo é extraído de um estudo do ORSTOM sobre as ANOMALIAS DAS CHEIAS DO NIGER por J.LAMAGAT e M.MOLINIER.

A estação de DIRE está situada no rio NIGER, no final do delta interior. Duas séries de medições foram realizadas. A primeira entre 1951 e 1969 comporta 37 medições e será utilizada neste exemplo. A segunda compreende as 64 medições realizadas entre 1975 e 1981. Houve descalibragem entre as duas séries, isto é, entre 1970 e 1975. A calibragem do período comporta então, duas curvas unívocas distintas, mas uma mesma reta de correção. De fato, como atesta J.LAMAGAT, "mesmo se houve descalibragem, o equilíbrio hidráulico é mantido e a declividade média do fundo do rio é sensivelmente a mesma: então a correção da declividade não deve ter mudado".

A tabela 3.5 contém os valores brutos e os resultados finais da análise. Os autores indicam que antes de chegar ao traçado final da curva $Q_0 = f(h)$, três ensaios de minimização dos desvios foram feitos.

O coeficiente de correção k é calculado por uma regressão linear entre os termos $(y^2 - 1)$ e o gradiente G , igual a diferença entre as cotas lidas no dia da medição e o dia anterior.

O valor definitivo de k , obtido no terceiro ensaio, é igual a 0,09238.

As figuras III.19 e III.20 apresentam, respectivamente, a curva de calibragem em regime uniforme e a reta de correção. Na primeira figura, observa-se a grande redução da dispersão dos pontos representativos das medições, após correção. Para as 37 medições de descarga, o desvio médio à curva é de 13,6% para os valores brutos e de 4% para os valores corrigidos, ou seja, um ganho de 70%

III.315- Limites de utilização do método

O método do gradiente limnimétrico é utilizável para qualquer estação estável - ou seja $S(h)$ invariável - cuja calibragem não-unívoca é devida a não permanência do regime. Ela não pode, evidentemente, ser aplicada à superfícies de calibragem que tem por origem uma variação natural ou artificial do controle de jusante porque, neste caso, o regime de escoamento não é mais o único fator das variações do gradiente.

Tabela 3.5 : RIO NIGER em DIRE
MÉTODO DO GRADIENTE LIMNIMÉTRICO

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
No	Data	h m	Q m ³ /s	G cm/d	Qo m ³ /s	y ² - 1	Qc m ³ /s	ΔQ %	ΔQc %
1	26/08/54	3,75	1060	+2	1010	+0,103	974	+ 5,0	- 3,5
2	4/04/52	4,75	1243	-4	1500	-0,315	1565	-17,3	+ 4,2
3	11/01/54	6,01	2540	0	2485	+0,044	2540	+ 2,2	+ 2,2
4	23/02/54	5,42	1815	-2	1995	-0,173	2010	- 9,1	+ 0,7
5	10/06/54	1,29	118	-1	130	-0,205	124	-10,9	- 6,3
6	9/08/54	3,53	1100	+5,5	900	+0,495	806	+22,3	-10,4
7	24/08/54	4,19	1445	+3,5	1235	+0,364	1256	+16,8	+ 1,5
8	5/09/54	4,56	1735	+3	1450	+0,435	1535	+19,8	+ 6,0
9	12/10/54	5,27	2020	+1,5	1890	+0,141	1893	+ 6,8	+ 0,1
10	15/12/54	6,03	2540	+0,5	2520	+0,017	2483	+ 0,8	- 1,4
11	19/01/55	6,09	2645	-4	2620	+0,021	2708	+ 1,0	+ 3,4
12	23/11/55	5,88	2402	+1	2365	+0,033	2298	+ 1,6	- 2,8
13	8/12/55	6,04	2544	+8	2535	+0,007	2487	+ 0,3	- 1,9
14	7/08/56	2,47	725	+4	470	+1,400	620	+54,9	+32,5
15	30/07/57	2,37	467	+5	435	+0,156	386	+ 7,6	-11,1
16	4/08/58	3,42	1045	+4,5	850	+0,517	878	+23,2	+ 3,5
17	26/08/56	4,05	1349	+2,5	1160	+0,349	1216	+16,1	+ 4,7
18	15/09/58	4,58	1665	+3	1460	+0,300	1473	+14,0	+ 0,9
19	28/10/58	5,30	2005	+1	1910	+0,100	1918	+ 4,9	+ 0,3
20	13/11/58	5,48	2203	+0,5	2040	+0,166	2154	+ 8,0	+ 5,6
21	17/03/59	4,56	1131	-3	1450	-0,390	1330	-22,9	- 8,2
22	23/09/59	4,63	1906	+3	1490	+0,636	1687	+27,9	+13,2
23	25/03/60	3,02	430	-6	675	-0,592	644	-36,1	- 4,3
24	23/08/61	3,46	1062	+5	865	+0,501	878	+22,5	+ 1,3
25	30/03/63	3,86	783	-3	1060	-0,457	921	-26,3	-13,3
26	5/08/63	1,84	370	+5	270	+0,868	306	+36,7	+13,0
27	14/08/63	2,46	583	+6	465	+0,575	468	+25,5	+ 0,7
28	16/09/63	4,04	1266	+2	1155	+0,199	1163	+ 9,5	+ 0,6
29	10/11/67	5,42	2076	+0,5	1995	+0,082	2030	+ 4,0	+ 1,7
30	12/12/67	5,68	2289	+0,5	2195	+0,087	2238	+ 4,3	+ 2,0
31	4/12/67	5,72	2305	+1,5	2230	+0,071	2160	+ 3,5	- 3,0
32	13/12/67	5,79	2342	+1	2285	+0,017	2241	+ 2,5	- 2,0
33	20/01/68	5,76	2093	-1	2260	-0,143	2197	- 7,4	- 2,8
34	30/01/68	5,65	1990	-1	2170	-0,160	2089	- 8,3	- 3,8
35	18/12/68	5,40	1901	-0,5	1980	-0,080	1947	- 4,1	- 1,7
36	2/01/69	5,30	1723	-1	1910	-0,187	1809	- 9,9	- 5,4
37	11/01/69	5,14	1609	-2	1805	-0,206	1782	-10,9	- 1,3

Este método é menos preciso que aquele do desnível normal, pelo menos em teoria. Na prática, isso é verdade também quando se dispõe de uma boa série limnimétrica secundária. No caso do rio SENEGAL em SALDE, vimos que o desvio médio é um pouco mais elevado com o método do gradiente : 4% contra 2,8%.

Freqüentemente, a utilização de duas séries de cotas não é possível porque a estação secundária é muito próxima (desnível muito pequeno, mascarado pela imprecisão das leituras de régua) ou ao contrário, é muito distante (desnível não representativo da declividade hidráulica na estação estudada) ou simplesmente não existe.

Outros problemas se apresentam, tais como a não-coincidência dos períodos de observação, a existência de falhas e a não-homogeneidade das séries. Enfim, no processamento automático dos dados, é sempre mais fácil trabalhar com uma só estação.

J.LAMAGAT chama a atenção dos usuários do método do gradiente limnimétrico em dois pontos importantes :

- G é observado com mais ou menos 1 cm, seja um erro sobre Qc de 3% nas melhores condições; o erro pode atingir 15%, quando as observações são aproximativas (vento, ondas, observador incerto...) e a análise é imprecisa, senão impossível;
- é aconselhável dar um valor limite inferior ao produto kG, de maneira a evitar que a quantidade $1 + kG$ seja negativa, neste caso a descarga Qc não poderia ser calculada (raiz quadrada inexistente). Esta situação poderia ocorrer por consequência de um erro de leitura de régua, G assumiria um valor negativo, por exemplo se G é inferior a $-20\text{cm}/\text{dia}$, com $k = 0,1$.

Para a estação de DIRE, analisada neste exemplo, J.LAMAGAT fixou, de maneira empírica, o valor mínimo de G em $-5,5\text{cm}/\text{dia}$ ou seja, um limite inferior de $-0,5$ para a quantidade kG.

111.32- Método do intervalo à cota máxima

Este método, derivado do anterior, se aplica às estações de alguns grandes rios com regime hidrológico muito regular, caracterizado por um hidrograma anual em forma de sino.

111.321- Princípio -

O índice secundário que permite avaliar as variações da declividade superficial, é o intervalo entre a cota h do dia considerado e a cota máxima hx atingida pela cheia anual.

Fig. III - 19 RIO NIGER EM DIRE - (Gradiente Limnimétrico)
TRAÇADO DA CURVA DE CALIBRAGEM

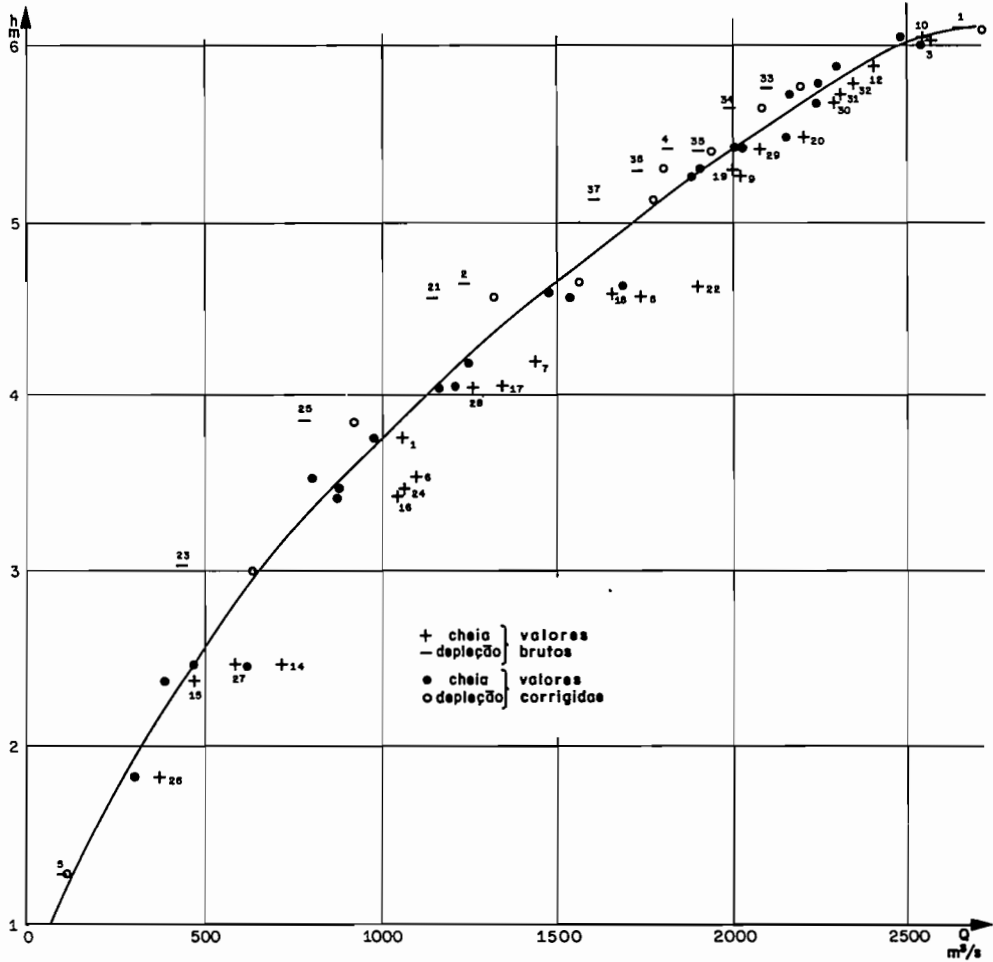
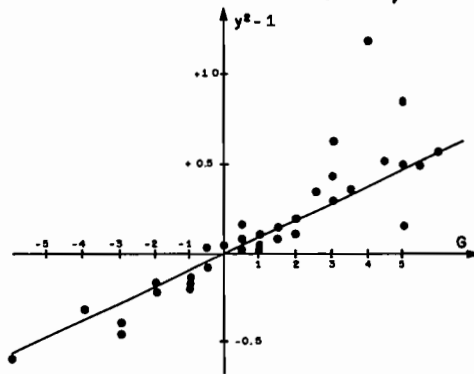


Fig. III - 20 RIO NIGER EM DIRE
RETA DE CORREÇÃO DA DESCARGA



OES. DANIEL

A figura III.21 mostra como o intervalo à cota máxima Δh_x é utilizado no lugar do gradiente limnimétrico G.

As condições de aplicação deste método são então, a existência de um limnigrama anual regular e simétrico (afim de que os gradientes de cheia e de depleção tenham valores próximos) e a repetição, de um ano sobre o outro, de cotogramas de cheia semelhantes. Esta pseudo-homotetia dos limnigramas anuais de muitos rios de grande porte, com baixa declividade, explica-se pela presença de significativas planícies de inundação.

É, por exemplo, o caso do rio NIGER em DIRE, como mostra a figura III.22, na qual são representados três limnigramas anuais, dentre os quais, os dois extremos observados : cheia máxima de 1954 - 1955 e cheia mínima de 1942 - 1943.

Para tais estações, a calibragem pode então ser representada por duas curvas :

- 1) a curva de calibragem em regime permanente, de equação :

$$Q_0 = f(h)$$

- 2) a curva de correção da descarga, de equação :

$$Q = Q_0 f(\Delta h_x) \quad \text{com} \quad \Delta h_x = h_x - h$$

sendo h_x a cota máxima da cheia considerada.

III.322- Rotelro para aplicação prática -

O procedimento prático deste método é muito próximo daquele do gradiente limnimétrico.

Um primeiro traçado da curva de calibragem em regime suposto permanente, permite calcular os valores Q_0 e depois as razões $\Delta Q/Q_0 = (Q - Q_0)/Q_0$ para cada uma das medições.

Como o desvio Δh_x é sempre positivo, ele recebe um sinal diferente para distinguir "cheia" e "depleção". Se o desvio relativo $\Delta Q/Q_0$ é positivo, ou seja $Q_{cheia} > Q_0$, Δh_x recebe o sinal (+) na cheia e (-) na depleção; e os sinais contrários na hipótese inversa, que é muito menos freqüente.

Os pontos de coordenadas (Δh_x , $\Delta Q/Q_0$) correspondentes a cada uma das medições, são plotados num gráfico com sistema de eixos retangulares.

**Fig. III - 21 PASSAGEM DO MÉTODO DO GRADIENTE
AO MÉTODO DO INTERVALO À COTA MÁXIMA**
(de acordo com DUBREUIL e outros)

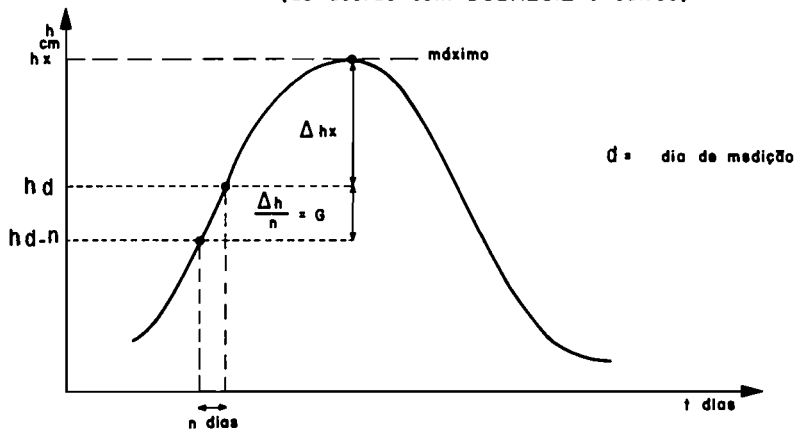


Fig. III - 22 EXEMPLO DE LIMNIGRAMAS "HOMOTÉTICOS"
(RIO NIGER EM DIRE)

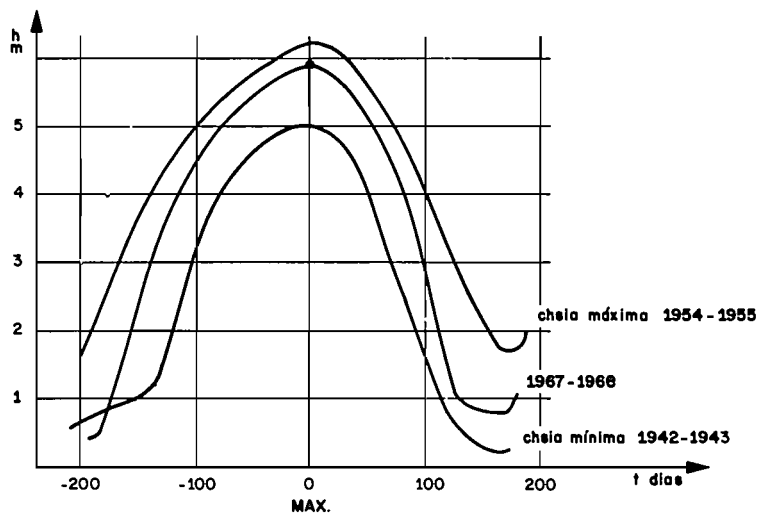


Fig. III - 23 GRÁFICO DA FUNÇÃO $\frac{\Delta Q}{Q_0} = a \text{ Arc tg}(b\Delta hx)$

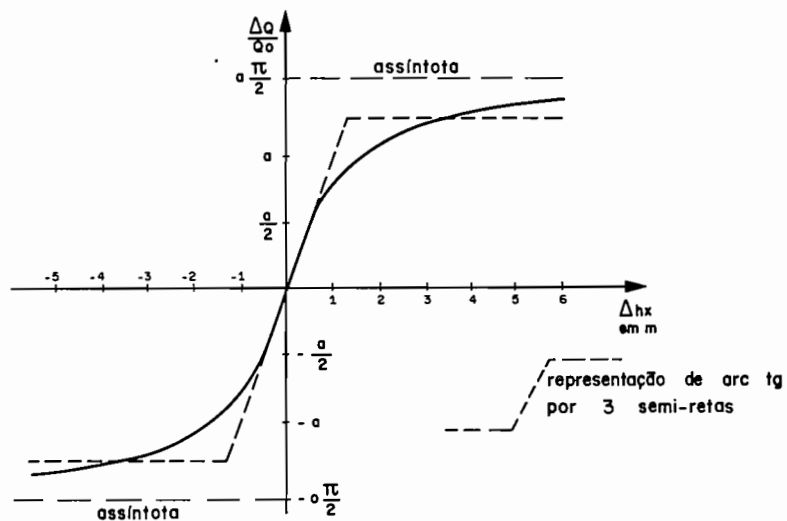
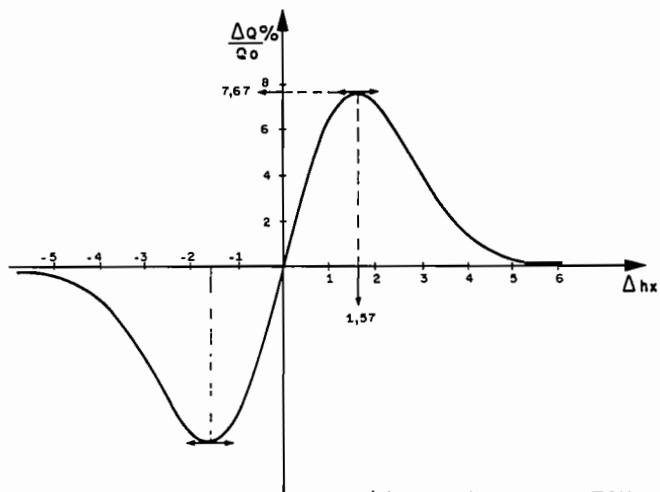


Fig. III - 24 GRÁFICO DA CURVA DE CORREÇÃO DA DESCARGA DO RIO NIGER EM TOSSAYE



(de acordo com P. TOUCHEBEUF)

A curva de correção, ajustada nestes pontos, é simétrica em relação à origem dos eixos. O desvio relativo $\Delta Q/Q_0$ varia quase linearmente para os valores de Δh_x próximos de zero (águas altas), depois atinge geralmente um valor máximo (águas médias). Seguindo a forma da curva de calibragem em águas baixas, o desvio relativo conserva este valor máximo, ou decresce lentamente.

Para representar estas diferentes formas, diversas formulações matemáticas são utilizadas.

- P.DUBREUIL, J.LAMAGAT e G.VUILLAUME (bibl.21) resolveram utilizar uma função Arco tangente, seguinte :

$$\Delta Q/Q_0 \text{ (em \%)} = a \text{ Arc tg } b \Delta h_x,$$

cujas figura III.23 dá a representação gráfica.

Estes autores utilizam também uma representação simplificada, transformando a curva em três semi-retas.

As duas fórmulas são utilizadas no exemplo de aplicação da estação de DIRE, apresentado no ítem seguinte.

- P.TOUCHÉBEUF tem proposto uma outra formulação que toma mais em conta, segundo ele, as águas baixas e permite evitar as descontinuidades nas descargas calculadas, quando da passagem de uma cheia à seguinte (mudança da cota máxima).

A expressão utilizada por este método, é a seguinte:

$$\Delta Q/Q_0 \text{ (em \%)} = a \Delta h_x e^{-b \Delta h_x^2}$$

Esta função tem por derivada primeira :

$$y' = a e^{-b \Delta h_x^2} (1 - 2b \Delta h_x^2)$$

que se anula para : $\Delta h_x = \pm 1/\sqrt{2b}$

A curva representativa apresenta então um máximo e um mínimo cujas coordenadas são :

$$\text{máximo } \Delta h_M = 1/\sqrt{2b} \quad \Delta Q/Q_0 = a e^{-0.5} / \sqrt{2b}$$

$$\text{mínimo } \Delta h_m = -1/\sqrt{2b} \quad \Delta Q/Q_0 = -a e^{-0.5} / \sqrt{2b}$$

Para o rio NIGER em TOSSAYE, P.TOUCHEBEUF, após a minimização dos desvios, obteve a equação :

$$\Delta Q/Q_0 \text{ (em \%)} = 8 \Delta h x e^{-0,2 \Delta h x^2}$$

cuja representação gráfica é apresentada na figura III.24.

III.323- Exemplos de aplicação -

1º exemplo : Estação SALDE no rio SENEGAL

Retomamos, novamente, o exemplo desta estação já analisada pelos métodos do desnível normal e do gradiente limnimétrico.

Utilizamos as 16 medições anteriormente selecionadas (ver fig.III.15). Elas estão listadas na tabela 3.7, cuja coluna 5 dá o valor do intervalo à cota máxima da chela de 1955, que chegou a 9,86 m em 15 de outubro.

A curva de calibragem "média" é idêntica àquela utilizada no método do gradiente limnimétrico (fig.III.16).

Os valores das descargas lidas nesta curva e as quantidades calculadas $\Delta Q/Q_0$ (em %), são dados nas colunas 6 e 7 da tabela 3.6.

Na figura III.25, onde foram plotados os pontos de coordenadas ($\Delta h x$, $\Delta Q/Q_0$), dois ajustes da curva de correção da descarga foram feitos :

- um, segundo uma função Arco tangente, conduz à equação :

$$\Delta Q/Q_0 \text{ (\%)} = 19,1 \text{ Arc tg } (0,866 \Delta h x)$$

- o outro, por 3 semi-retas, conduz às relações :

$$\Delta Q/Q_0 \text{ (\%)} = -22,5 \text{ para } \Delta h x < -1,60 \text{ m}$$

$$\Delta Q/Q_0 \text{ (\%)} = 13,5 \Delta h x \text{ para } -1,60 \text{ m} < \Delta h x < 1,60 \text{ m}$$

$$\Delta Q/Q_0 \text{ (\%)} = +22,5 \text{ para } \Delta h x > 1,60 \text{ m}$$

A dispersão dos pontos é pequena. O ajuste pela função Arco tangente é um pouco melhor, sobretudo para os valores positivos de $\Delta h x$.

Tabela 3.6 : Estação de SALDE no rio SENEGAL

MÉTODO DO INTERVALO À COTA MÁXIMA

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	
No	Data	h m	Q m3/s	hx m	Qo m3/s	Q/Qo %	Arc tan. Qc m3/s	Qc/Qo %	Retas Qc m3/s	Qc/Qo %	
1	28/07	4,64	473	5,22	380	+24,5	376	- 1,1	386	+ 1,6	
4	6/08	7,30	884	2,56	710	+24,5	725	- 2,1	722	+ 1,7	
8	13/08	8,05	1010	1,81	850	+18,8	848	- 0,3	824	- 3,1	
12	21/08	8,50	1075	1,36	945	+13,8	922	- 2,4	908	- 3,9	
16	1/09	8,96	1067	0,90	1060	+ 0,7	947	-10,7	951	-10,3	
20	11/09	9,31	1156	0,55	1150	+ 0,5	1066	- 7,3	1076	- 6,4	
24	23/09	9,60	1259	0,26	1235	+ 1,9	1208	- 2,2	1216	- 1,5	
28	29/09	9,70	1298	0,16	1260	+ 3,0	1265	+ 0,4	1270	+ 0,8	
32	15/10	9,86	1325	0	1325	0	1325	0	1325	0	
36	25/10	9,40	1109	-0,46	1170	- 5,2	1196	+ 2,2	1183	+ 1,1	
40	31/10	8,87	906	-0,99	1030	-12,0	1048	+ 1,7	1046	+ 1,7	
44	7/11	8,20	718	-1,66	875	-17,9	880	+ 0,6	926	+ 5,8	
48	15/11	7,26	539	-2,60	705	-23,5	691	- 2,0	696	- 1,3	
52	23/11	6,12	421	-3,74	540	-22,0	556	+ 3,0	543	+ 0,6	
56	1/12	5,10	337	-4,76	420	-19,8	452	+ 7,6	435	+ 3,6	
60	9/12	4,20	256	-5,66	340	-24,7	347	+ 2,0	330	- 2,9	
						-----		-----		-----	
						Total			45,5		46,1
						Média			2,8		2,9

O cálculo do valor teórico de $\Delta Q/Q_0$ pelas equações acima permite conhecer o valor corrigido da descarga (valor Q_c das colunas 8 e 10 da tabela 3.6).

Os valores Q_c , plotados no gráfico de calibragem são utilizados para o traçado da curva de calibragem $Q_0 = f(h)$, em regime permanente.

A correção aplicada às descargas permite reduzir o desvio absoluto médio em mais de 75%. Os valores obtidos de 2,8% (pela função Arco tangente) e 2,9% (pelos 3 segmentos de retas) são idênticos àqueles do método do desnível normal (2,8%) e melhores que aqueles do método do gradiente limnimétrico (4%).

Todavia nada se pode concluir destes resultados pouco significativos, tendo em vista o pequeno número de medições utilizadas e o fato de que todas elas foram realizadas durante o mesmo ciclo hidrológico (cheia de 1955).

Uma comparação dos três métodos é feita no ítem III.4.

2º exemplo : Estação de DIRE no rio NIGER

Este exemplo é tratado de maneira detalhada no artigo publicado nos "CAHIERS d'HYDROLOGIE" do ORSTOM (Dubreuil et alii, 1970, bibl. 17).

Para as 37 medições do período 1951-1969, (cf. tabela 3.5 e fig. III.19), estes autores tem obtido, para as curvas de correção de descarga, as equações seguintes :

- curva Arcotangente : $\Delta Q/Q_0 (\%) = 17,8 \text{ Arc tg } (1,74 \Delta h x)$
- semi-retas : $\Delta Q/Q_0 (\%) = 30 \Delta h x$
no intervalo $- 0,75 \text{ m} < \Delta h x < + 0,75 \text{ m}$
 $\Delta Q/Q_0 (\%) = \pm 22,5$
fora do intervalo

A figura III.26 mostra a repartição dos pontos e a forma das curvas de correção.

Para as 37 medições de descarga utilizadas, o desvio médio à curva é reduzida de 14% (valores brutos) a 4,6% para os valores corrigidos. O ganho é idêntico àquele obtido pelo método do gradiente limnimétrico, ou seja 70%

Fig. III - 25 RIO SENEGAL EM SALDE (intervalo à cota máxima)
CURVA DE CORREÇÃO DA DESCARGA

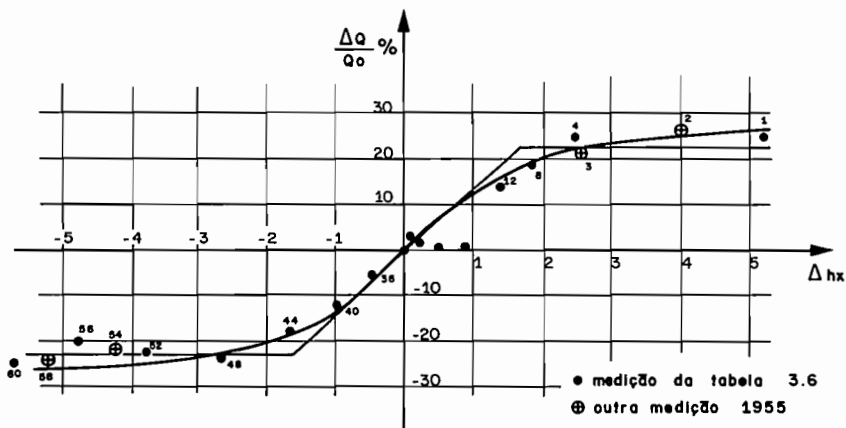
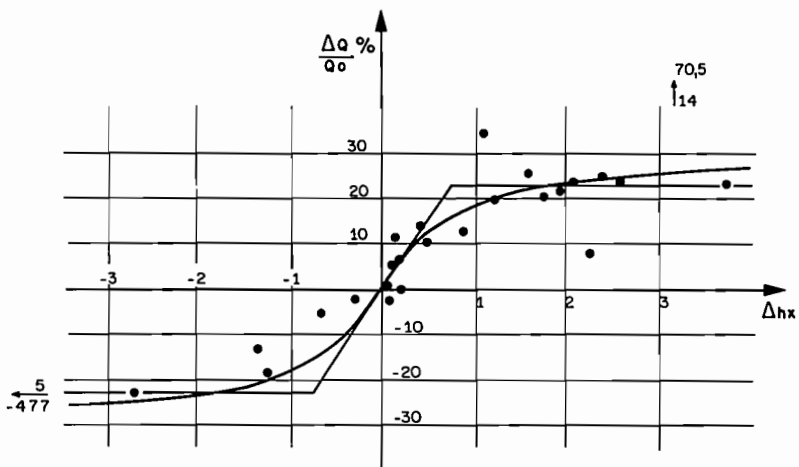


Fig. III - 26 RIO NIGER EM DIRE (intervalo à cota máxima)
CURVA DE CORREÇÃO DA DESCARGA



III.324- Limites de utilização

Ao contrário do método do gradiente limnimétrico cujo domínio de aplicação é quase geral para as estações com variação da declividade superficial, o método do intervalo à cota máxima só é utilizável para os grandes rios regulares.

É essencial, para que o método dê bons resultados, que os limnigramas sejam simétricos, isto é, que os gradientes de cheia e depleção sejam pouco diferentes.

Se o limnigrama tiver vários picos, cada um deles deve ser levado em conta para o cálculo do desvio: isto complica um pouco o processamento manual, e muito o processamento automático.

Em resumo :

- a repartição gráfica da superfície de calibragem de uma estação equipada com uma única régua, pode ser feita por duas curvas : a curva de calibragem em regime suposto permanente e a curva de correção de descarga;
- diferentes métodos são utilizados para definir estas duas curvas : o principal dentre eles utiliza o gradiente limnimétrico, coeficiente angular da tangente ao limnigrama, como índice da declividade superficial.

III.4- COMPARAÇÃO DOS DIFERENTES MÉTODOS

Três métodos principais permitem reduzir a superfície de calibragem a duas curvas binóvas : desnível normal, gradiente limnimétrico e intervalo à cota máxima.

Já foi explicado, para cada um deles, as condições de aplicação e os limites de utilização. A aproximação destas condições permite compará-los.

O segundo termo de comparação é seu nível de performance, quando eles são aplicados a uma mesma estação.

III.41- Condições de aplicação

III.411- Condições gerais -

Estes métodos são aplicados às estações com geometria estável, na seção de régua ou na seção de controle, se ela

existe. O caráter não-unívoco da calibragem é devido a uma modificação progressiva das condições de escoamento :

- seja pela elevação ou abaixamento de um nível de jusante, mais ou menos dependente do regime próprio do curso d'água considerado;
- seja pela variação da declividade hidráulica entre a cheia e a depleção, sob o efeito do enchimento ou esvaziamento do leito menor e, sobretudo, do maior.

Estes três métodos não são aplicáveis quando :

- a declividade superficial é modificada por uma variação do controle de jusante, de maneira independente do regime próprio do curso d'água;
- o sentido do escoamento se inverte periodicamente, por exemplo sob o efeito da maré.

Se a inversão do escoamento é sazonal, um ou outro método pode ser utilizado temporariamente (caso de estações instaladas em canais de enchimento e esvaziamento de lagos, a partir de um grande rio com uma única cheia anual).

III.412- Condições particulares -

Método do desnível normal

Necessita de duas cronologias de cotas perfeitamente síncronas, homogêneas e contínuas. O desnível entre as duas réguas deve ser um índice confiável da declividade superficial. Isto impõe duas situações opostas :

- réguas suficientemente próximas, para que não ocorra um efeito "parasita" devido a uma soleira variável ou uma confluência;
- réguas suficientemente distantes para que o desnível seja medido com a precisão necessária.

Método do gradiente limnimétrico

Uma só cronologia limnimétrica é necessária : ela deve ser homogênea e contínua. A principal dificuldade do método, é o cálculo de um gradiente limnimétrico preciso, não alterado pela imprecisão das leituras de régua. O domínio de aplicação deste método é quase geral : ele se aplica tanto aos grandes rios quanto aos pequenos cursos d'água com declividade muito pequena.

Método do Intervalo à cota máxima

Exclusivamente utilizado para as estações onde o regime hidrológico é caracterizado pela existência de uma única cheia anual com um cotagrama conservando, mais ou menos, a mesma forma cada ano.

111.42- Performances

As performances dos três métodos de correção dos efeitos da variação da declividade superficial, podem ser avaliadas pelos resultados obtidos no Serviço Hidrológico do ORSTOM, por meio de testes comparativos, entre :

- de uma parte, o desnível normal e o gradiente limnimétrico nas duas estações do rio SENEGAL (SALDE e PODOR) e do rio NIGER (DIRE) - trabalho de estagiários do ORSTOM realizado sob a direção de C.ROCHETTE (1981, bibl.23).
- de outra parte, o gradiente limnimétrico e o intervalo à cota máxima nas estações de MOPTI e DIRE (rio NIGER) - trabalho de J.LAMAGAT (1970, bibl. 17).

Os resultados de cada método são comparados pelos ganhos obtidos na soma dos desvios brutos ΔQ ou reduzidos $\Delta Q/Q_0$ entre a descarga Q_0 lida na curva de calibragem e os valores bruto e corrigido da descarga Q medida.

Estes testes mostram que a soma dos desvios é reduzida de 50% a 75% conforme a estação, o número e, sobretudo, a repartição das medições utilizadas. Os resultados obtidos são próximos uns dos outros e as diferenças observadas não permitem concluir, a predominância de um método sobre o outro.

A primeira série de testes mostrou uma ligeira superioridade do desnível normal sobre o gradiente limnimétrico : este resultado é normal e em acordo com a teoria.

A segunda série conclui com uma pequena superioridade do intervalo à cota máxima sobre o gradiente limnimétrico, resultado que está em acordo com o que obtivemos para a estação de SALDE no rio SENEGAL (todavia, neste caso, temos uma séria reserva pelo fato de que todas as medições utilizadas tinham sido feitas durante o mesmo ciclo hidrológico).

De fato, os resultados destes testes não são suficientemente claros a ponto de se afirmar que um método é melhor que o outro.

Com base na nossa experiência pessoal, pensamos que o método do desnível normal, deve ser utilizado sempre que se dispõe de duas cronologias limnimétricas de boa qualidade e que o método do gradiente limnimétrico permite resolver todos os outros casos.

Deve-se tomar sempre o cuidado de fazer os testes seguintes :

- sobre o tempo de propagação da cheia entre duas estações, quando se escolheu o método do desnível normal, para otimizar a representatividade do desnível (0, 1, 2 ou 3 dias segundo a distância das estações e a declividade);

- sobre o intervalo de tempo escolhido para o cálculo do gradiente e sobre o método de cálculo (simples diferença entre cotas ou média ponderada).

Em resumo, utiliza-se o método :

- do desnível normal, cada vez que se dispõe de uma cronologia limnimétrica secundária, confiável e completa;

- do gradiente limnimétrico, em todos os outros casos, isto é, na prática, o mais freqüente.

CONCLUSÃO

A pesquisa da relação entre as cotas e as descargas de uma estação hidrométrica tem a aparência de uma investigação policial.

Antes de propor a solução do enigma, isto é, antes de traçar a curva de calibragem, o hidrólogo deveria imperativamente fazer uma sindicância minuciosa e objetiva :

- no campo : visita à estação, reconhecimento do trecho, pesquisa de indicadores (de chela, seção de controle...) interrogação de pessoas que possam dar algum testemunho (observador, moradores ribeirinhos...), levantamentos topográficos complementares, etc...

- nos arquivos : histórico do posto, originals das leituras de cota, planilhas de medição de descarga, relatórios das visitas dos hidrometristas, etc...

- nos dados disponíveis : análise detalhada, triagem, classificação (listas cronológicas e por cotas crescentes), etc..

O senso de crítica dos dados e da interpretação dos indicadores não é inato. Ele se adquire, mais ou menos rapidamente, pela leitura e pelo estudo de casos reais já tratados. Ele se fortalece pela utilização de um método de trabalho rigoroso. Enfim, ele se desenvolve pela prática.

Este manual foi redigido com o intuito de ajudar o leitor a adquirir a experiência necessária. Certos desenvolvimentos teóricos podem ser omitidos sem problemas, eles foram apresentados para aqueles que são apaixonados pelas fórmulas matemáticas. Mas não seria muito, insistir na leitura atenta das recomendações práticas e do estudo aprofundado dos exemplos expostos neste texto e nos anexos.

Na introdução deste manual, insistimos sobre as dificuldades geralmente encontradas na definição da calibragem das estações. Podemos concluir de maneira otimista que, ao contrário do inquiridor judiciário, o hidrólogo sempre descobre a solução do enigma e este resultado é cada vez, para ele, uma imensa satisfação.

A N E X O S

A N E X O A 1

RIO DOIS RIOS EM DOIS RIOS

TIPO DE CURVA-CHAVE : BIUNÍVOCA ESTÁVEL

PONTOS DE INTERESSE:

1. Duração do período: 1931 a 1986
2. Extrapolação: Divergência dos 3 métodos
3. Dispersão em águas baixas

FONTES:

1. Arquivo de microfichas do DNAEE/DCRH
2. Boletim Fluviométrico F.5.02 - Bacia do rio Paraíba do Sul
3. Sistema de informações Hidrometeorológicas - SIH/DNAEE

1. LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA

O rio Dois Rios é o maior afluente da margem direita do rio Paraíba do Sul. É formado pela união dos rios Grande e Negro. A direção predominante do trecho hidrométrico é nordeste.

O posto de Dois Rios está situado na margem esquerda do rio Dois Rios, no município de São Fidélis, estado do Rio de Janeiro.

A figura A1.1 apresenta a situação e o croqui de localização do posto, cuja seção de réguas foi instalada em 01 de setembro de 1930.

Código : 58874000

Coordenadas geográficas: 21° 39' S e 41° 53' W

Altitude do "zero" da régua: 50 metros

Área de drenagem: 3116 km²

2. DOSSIÊ TÉCNICO

A seção de réguas apresenta 5 lances, sendo o primeiro de 0 a 200 cm e os seguintes com 100 cm cada, totalizando uma altura de 6 metros.

O trecho hidrométrico apresenta um leito rochoso-arenoso e margens de solo arenoso com declividade de 33% na margem direita e de 41% na margem esquerda.

A seção de controle é de boa estabilidade situando-se a jusante da seção de medição num estreitamento do leito formado por rochas e corredeiras.

Em apenas uma oportunidade houve falha de leitura de cotas devida à destruição de 2 lances durante a cheia de março de 1974. A reinstalação foi feita no mês seguinte, nas mesmas posições.

O último levantamento topográfico da seção de réguas foi realizado em 16 de setembro de 1976 e considerado como perfil tipo para o cálculo dos elementos geométricos (tabela A1.1). Como pode ser observado na figura A1.2, o perfil transversal é bastante regular, bem encaixado e sem descontinuidade.

O limnógrafo, marca Stevens, está instalado na seção de réguas, na margem esquerda do rio e em operação desde 1970.

A primeira seção de medição foi localizada a 300m a jusante da seção de réguas. Posteriormente foi instalado um teleférico, a 20m a jusante da seção de réguas, que deixou de funcionar a partir de 1980. Desde então, as medições de descarga são realizadas com barco, cabo de aço, guincho hidrométrico e molinete convencional ou a vau em águas baixas.

3. LEVANTAMENTO DE COTAS

A série de cotas é quase completa. A única falha até a presente data situa-se exatamente no período de cheia de 1974, entre os meses de abril e março.

Como o dossiê não menciona nenhuma mudança nos lances, a série de cotas foi considerada homogênea.

O cotejamento com os limnogramas não foi realizado porque os mesmos não foram processados.

As cotas mínimas e máximas foram as seguintes:

cota mínima observada	-	26cm	em	06.10.55
cota máxima observada	-	654cm	em	18.12.37
cota mínima medida	-	38cm	em	07.12.63
cota máxima medida	-	295cm	em	15.02.67

4. LEVANTAMENTO E CRÍTICA DAS MEDIÇÕES DE DESCARGA

No período de 1931 (a primeira medição foi feita em 21.11.31) a 1986 foram realizadas 237 medições. Na realidade, o número é de 180 visto que, entre janeiro de 1940 e maio de 1974, era costume executar 2 ou mais medições num mesmo dia de trabalho e com cotas iguais ou muito próximas.

Os originais de campo estão disponíveis somente a partir de setembro de 1972 e em micro-fichas, desta data até dezembro de 1982. Neste período, as 95 medições foram realizadas a vau ou de barco, com 27 verticais em média e tomadas de velocidade em 2 ou mais pontos, dependendo das profundidades.

Na relação completa das medições, observa-se que no período de 1940 a 1951, apenas uma medição foi realizada em 10 de outubro de 1946.

O trabalho de análise das informações completas e definição da curva-chave, foi realizado pela equipe técnica do DNAEE/DCRH em 1982 (Fonte 1). Só para o presente exemplo (na realidade toda série deve ser considerada) escolhemos 64 medições, considerando os seguintes critérios:

- tomar uma a cada 4 medições;
- tomar uma em cada período de um ano;
- tomar as medições em cotas altas (já que o número é pequeno) para melhor definir a relação cota-descarga.

A tabela A1.2 apresenta a relação cronológica das medições, numeradas seqüencialmente, com as informações seguintes:

- colunas 1 e 2 - número e data da medição;
- coluna 3 - cota associada: média das cotas no início e fim da medição em cm;
- coluna 4 - descarga: valor da descarga em m³/s;
- colunas 5 e 6 - área molhada (m²) e largura (m): elementos calculados a partir da cota associada e perfil da seção de réguas;
- coluna 7 - profundidade média (m): razão entre a área molhada e largura;
- coluna 8 - velocidade média (m/s): razão entre a descarga e área molhada.

5. ANÁLISE DA REPARTIÇÃO DOS PONTOS E TRAÇADO

Na tabela A1.2, observa-se que no período de 1941 a 1966, poucas medições foram realizadas, isto é, em 26 anos temos 17 anos sem nenhuma medição, portanto, uma má repartição no tempo.

A tabela A1.3 apresenta a relação das medições por ordem crescente das cotas. A diferença entre as cotas mínima medida e observada é de apenas 12 cm enquanto que para as cotas máximas, esta diferença é de 359 cm.

Na figura A1.3, constata-se que há uma boa repartição das medições para águas baixas e um número suficiente para traçar a curva até a cota 295 cm. Entre as cotas 40 e 110 cm existe uma significativa dispersão que aparece melhor na figura A1.4, mas não se identifica claramente um desvio sistemático, mesmo se considerar que as 4 medições do período 1980-1986, denotam uma tendência devida à deposição de sedimentos ou erro na equação do molinete. A dispersão, sem tendência, observada no período 1972-1979 só pode ser atribuída a uma certa imprecisão das medições, muito frequente e normal em águas baixas (um pequeno erro na cota não é negligenciável). Sem argumentos decisivos, apesar da amplitude da dispersão entre as cotas 50 e 70 cm (+/- 25%), concluímos que a relação é biunívoca.

A curva-chave (fig.A1.3) é traçada sem dificuldades num papel com escala aritmética, atendendo as regras de igual repartição e de minimização dos desvios.

6. EXTRAPOLAÇÃO

Entre as cotas máximas observada (654 cm) e medida (295 cm) é necessário realizar a extrapolação da curva. No presente exercício ela será feita por 3 métodos: logarítmico, Stevens e área/velocidade. A única restrição é quanto ao número reduzido de medições na parte média da curva, o que implica numa maior discrepância entre os resultados finais.

6.1 - Método logarítmico

Os pontos plotados (fig.A1.5) apresentam uma curvatura com a concavidade da curva voltada para o eixo das descargas, logo é necessário determinar o valor de h_0 para retificá-la.

A determinação de h_0 , feita graficamente por tentativas sucessivas, apresentou um valor de (-65 cm) para cotas superiores a 100 cm e (-5 cm) para cotas inferiores (águas baixas). Os segmentos de reta foram prolongados até as respectivas cotas extremas e os resultados finais, lidos no gráfico, são os seguintes:

$$Q(654) = 780 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$Q(26) = 6,70 \text{ m}^3/\text{s}$$

NOTA: Deve evitar-se, neste caso, aplicar a fórmula $h_0 = \frac{h_1 \cdot h_2 - h_3^2}{h_1 + h_2 - 2h_3}$ para a totalidade da curva. De fato, se escolhermos os pontos extremos, o valor encontrado ($h_0 = 13$) não irá retificar a curva. Ao contrário, se tomarmos os trechos da curva conforme figura A1.5, os valores calculados serão os mesmos.

6.2 - Método de STEVENS

A tabela A1.4 apresenta, na última coluna, os valores de $SR^{1/2}$ calculados até a cota 654. Com estes valores constroem-se as curvas $Q = f(SR^{1/2})$ e $h = f(SR^{1/2})$ (figura A1.6). O perfil é estável e mesmo com pequeno número de medições em cotas médias, observamos que o alinhamento dos pontos é muito bom e a reta das descargas é extrapolada até o valor de $SR^{1/2}$ que corresponde à cota 654 cm. Obtém-se assim, o valor seguinte:

$$Q(654) = 630 \text{ m}^3/\text{s}$$

6.3 - Método área/velocidade

O perfil transversal (fig. A1.2) é perfeitamente definido até a cota máxima (654 cm) e as áreas molhadas conhecidas com boa precisão (tabela A1.4). Os valores de velocidade média do escoamento na seção de réguas, para as medições realizadas, estão constantes da tabela A1.2.

A extrapolação da curva $U(h)$ é facilmente traçada pois o produto $K J^{1/2}$ tende a se estabilizar (fig. A1.7) para águas altas (de qualquer forma o valor $K J^{1/2}$ na cota 600 cm não pode ser muito diferente de 0,50) e as velocidades médias podem ser calculadas, para o intervalo de cotas máximas, com boa precisão.

A figura A1.8 apresenta as curvas $U(h)$ extrapolada (calculando-se os valores de U , para cotas inteiras - 350, 400, etc -, pela fórmula de Manning, com valor de $KJ^{1/2}$ lido na curva da figura A1.7) e $S(h)$ não extrapolada (dados de S da tabela A1.4). A descarga, para qualquer cota não medida, é calculada pelo produto de S e U lidos na abscissa com escala apropriada. Para a cota 654 cm temos:

$$\begin{aligned} S &= 493 \text{ m}^2 \\ U &= 1,40 \text{ m/s} \\ Q(654) &= 690 \text{ m}^3/\text{s} \end{aligned}$$

6.4 - Observações

Como podemos constatar, a variação entre os valores de descarga extremos obtidos pelos métodos logarítmico e Stevens é bastante elevada, diferença devida ao pequeno número de medições (fato observado anteriormente) e à amplitude da extrapolação. Provavelmente o valor mais representativo seja em torno de 690 m³/s, obtido pelo método área/velocidade. Por isso é importante que o hidrólogo não adote apenas um método de extrapolação.

A estação está bem localizada, perfil transversal estável com um bom controle de jusante (corredeiras com leito rochoso).

A dispersão observada em cotas baixas (há poucas medições para cotas acima de 200 cm) sugere que houve erros de medição, provavelmente pela utilização de molinetes mal aferidos.

Para melhor definição da curva de calibragem é indispensável a realização de medições em cotas altas, fato lamentável pois num intervalo de 628 cm, dispomos de apenas uma medição na cota máxima de 295 cm, inferior em mais de 50% em relação à cota máxima observada. Se nesta estação for perigoso realizar medições completas com cotas acima de 300 cm, recomenda-se medir sistematicamente as velocidades superficiais

(em todas as medições) para determinar o valor de Kv (fator de correção da velocidade superficial) para se obter o valor da velocidade média na seção transversal. Neste caso, em águas altas, é suficiente medir a velocidade média superficial, com flutuadores, para calcular a descarga (precisão aceitável, erro inferior a 10%).

7. TABELA DE CALIBRAGEM

A figura A1.9 apresenta a curva de calibragem, para todo o intervalo das cotas observadas, com valores lidos na curva de extrapolação pelo método logarítmico.

A tabela de calibragem (tabela A1.5) foi preparada com intervalos de 10 cm. Os valores intermediários são calculados por interpolação.

Na tabela A1.6 estão relacionadas por ordem crescente de cotas, as descargas medidas, descargas da tabela de calibragem e o desvio relativo $\Delta Q\%$. Nesta última coluna pode-se observar que houve uma boa repartição dos pontos (pela alternância dos desvios relativos $\Delta Q\%$) e minimização dos desvios à curva de calibragem (médias relativas de -8,9% e +7,4% para cotas até 103 cm e -2,6% e +2,8% para medições acima da cota de 103 cm).

TABELA A1.1 - ESTAÇÃO DE DOIS RIOS
 LEVANTAMENTO TOPOGRÁFICO DA SEÇÃO DE RÉGUAS
 DATA: 18/09/76

VT	DIST(m)	GOTA(cm)	VT	DIST(m)	GOTA(cm)
1	0.0	900	29	60.7	25
2	3.2	800	30	64.3	25
3	4.2	750	31	67.1	05
4	4.3	700	32	68.6	15
5	6.4	645	33	70.7	05
6	8.9	670	34	75.0	33
7	12.1	600	35	77.5	45
8	15.2	551	36	82.1	25
9	15.8	500	37	84.3	40
10	17.5	350	38	85.7	30
11	18.7	290	39	89.3	25
12	20.3	255	40	90.4	50
13	20.7	215	41	91.3	100
14	23.2	150	42	91.8	200
15	24.6	100	43	92.1	300
16	25.0	49	44	94.3	350
17	25.7	00	45	95.7	400
18	26.1	-30	46	96.4	450
19	28.0	-18	47	97.8	500
20	30.4	-35	48	100.0	505
21	32.1	-42	49	101.0	550
22	35.7	00	50	103.0	585
23	37.1	15	51	104.0	508
24	42.8	15	52	105.0	600
25	45.0	05	53	106.0	645
26	46.4	15	54	107.0	700
27	50.0	18	55	109.0	750
28	57.1	15	56	110.0	800
			57	112.0	900

ELEMENTOS GEOMÉTRICOS

h(cm)	S(m ²)	P(m)	l(m)	R(m)	hm(m)
00	2.56	10.14	10.00	0.25	0.26
40	17.14	62.97	62.64	0.27	0.27
80	43.34	66.78	66.18	0.65	0.66
120	70.03	68.27	67.36	1.03	1.04
160	97.24	70.00	68.79	1.39	1.41
200	125.10	72.04	70.52	1.74	1.77
240	153.56	73.41	71.47	2.09	2.15
280	182.36	75.21	72.88	2.43	2.50
320	211.87	77.46	74.88	2.74	2.83
360	242.32	79.93	77.19	3.03	3.14
400	273.51	81.73	78.77	3.35	3.47
440	305.22	83.02	79.78	3.68	3.83
480	337.40	84.69	81.21	3.98	4.15
520	370.57	88.83	85.06	4.17	4.36
560	405.09	92.45	88.18	4.38	4.59
600	441.44	97.46	92.90	4.53	4.75
640	479.14	100.29	95.60	4.78	5.01
680	518.68	106.44	101.56	4.87	5.11

TABELA A1.2 - ESTAÇÃO DE DOIS RIOS NO RIO DOIS RIOS
 RELAÇÃO CRONOLÓGICA DAS MEDIÇÕES DE DESCARGA

Nr	Data	Cota Associada cm	Descarga m ³ /s	Área Molhada m ²	Largura m	Profundid. Média m	Velocidade m/s
01	09.08.33	70	26,5	36,7	65,9	0,557	0,722
02	20.12.34	114	44,7	66,0	67,2	0,982	0,677
03	21.06.35	84	29,8	46,0	66,3	0,694	0,648
04	17.11.35	58	18,8	28,8	65,4	0,440	0,653
05	17.03.36	95	34,9	53,3	66,6	0,800	0,655
06	27.05.36	60	20,2	30,2	65,7	0,460	0,669
07	04.09.36	43	14,2	19,1	63,1	0,303	0,744
08	24.11.36	63	20,3	32,1	65,7	0,489	0,632
09	01.03.37	117	47,6	68,0	67,3	1,01	0,700
10	23.05.37	84	31,6	46,0	66,3	0,694	0,687
11	26.10.37	82	29,4	44,7	66,2	0,675	0,658
12	30.09.38	81	31,0	44,0	66,2	0,665	0,705
13	06.02.39	140	60,6	83,6	68,0	1,23	0,725
14	30.09.39	51	17,8	24,3	64,3	0,378	0,733
15	27.01.40	194	103	121	70,3	1,72	0,851
16	27.01.40	229	134	146	71,3	2,05	0,912
17	10.10.46	51	18,1	24,3	64,3	0,378	0,745
18	13.05.51	108	39,9	62,0	67,0	0,925	0,644
19	12.04.53	123	48,6	72,1	67,4	1,07	0,674
20	20.03.55	62	20,9	31,5	65,7	0,480	0,664
21	21.11.57	85	33,2	46,7	66,3	0,704	0,711
22	28.07.62	64	21,5	32,8	65,8	0,499	0,658
23	07.12.63	38	10,2	16,1	60,5	0,266	0,634
24	02.10.64	46	13,3	21,0	63,5	0,331	0,633
25	21.02.65	289	184	189	73,2	2,58	0,974
26	22.02.65	263	156	170	72,1	2,36	0,918
27	15.02.67	295	186	193	73,4	2,63	0,964
28	15.02.67	278	172	181	72,8	2,49	0,950
29	18.11.68	90	34,4	50,0	66,4	0,753	0,688
30	20.06.69	63	18,1	32,1	65,7	0,489	0,564
31	17.12.70	104	42,2	59,3	66,8	0,888	0,712

TABELA A1.2 - CONTINUAÇÃO...

Nr	Data	Cota Associada cm	Descarga m3/s	Área Molhada m2	Largura m	Profundid. Média m	Velocidade m/s
32	10.11.71	103	38,9	58,6	66,8	0,877	0,664
33	25.01.72	126	54,3	74,1	67,6	1,10	0,733
34	28.03.72	181	84,3	112	69,7	1,81	0,753
35	22.09.72	83	18,8	32,1	65,7	0,489	0,523
36	15.12.72	181	70,5	97,9	68,8	1,42	0,720
37	12.03.73	154	70,4	93,1	68,6	1,36	0,758
38	15.01.74	142	62,4	84,9	68,1	1,25	0,735
39	18.05.74	81	31,2	44,0	66,2	0,885	0,709
40	13.11.74	63	23,5	32,1	65,7	0,489	0,732
41	13.02.75	175	82,7	108	69,4	1,56	0,766
42	13.04.75	102	38,3	58,0	66,8	0,868	0,660
43	11.12.75	87	27,6	48,0	66,3	0,724	0,575
44	27.07.76	55	15,9	26,9	64,9	0,415	0,591
45	16.03.77	106	42,4	60,6	66,9	0,906	0,700
46	23.11.77	173	83,0	106	69,3	1,530	0,783
47	18.02.78	235	131	150	71,4	2,10	0,873
48	17.08.78	108	42,7	62,0	67,0	0,925	0,689
49	08.08.79	102	38,3	58,0	66,8	0,868	0,626
50	18.03.80	111	43,4	64,0	67,1	0,954	0,678
51	24.09.81	55	15,4	26,9	64,9	0,415	0,573
52	22.11.81	246	138	158	71,6	2,21	0,873
53	09.01.82	167	76,6	102	69,1	1,48	0,751
54	23.05.82	117	48,1	68,0	67,3	1,01	0,707
55	19.01.83	237	141	151	71,4	2,11	0,934
56	17.03.83	155	68,4	93,8	68,8	1,37	0,729
57	20.09.83	213	107	134	71,0	1,89	0,799
58	17.12.83	236	131	151	71,4	2,11	0,868
59	23.02.84	125	50,5	73,4	67,5	1,09	0,688
60	23.02.85	221	122	140	71,2	1,97	0,871
61	23.02.85	263	162	170	72,1	2,36	0,953
62	26.09.85	89	32,3	49,3	66,4	0,743	0,655
63	23.09.86	80	26,0	43,3	66,2	0,654	0,601
64	02.12.86	61	15,2	30,8	65,7	0,469	0,494

**TABELA A1.3 - ESTAÇÃO DE DOIS RIOS
 RELAÇÃO DAS MEDIÇÕES DE DESCARGA
 POR ORDEM CRESCENTE DAS COTAS**

Nr	Data	Cota	Descarga	Velocidade	Raio Hidráulico	$K\sqrt{J}$
		cm	m ³ /s	m/s	m	
23	07.12.83	38	10,2	0,634	0,259	1,58
07	04.09.38	43	14,2	0,744	0,299	1,68
24	02.10.84	48	13,3	0,633	0,327	1,33
14	30.09.39	51	17,8	0,733	0,375	1,41
17	10.10.48	51	18,1	0,745	0,375	1,43
44	27.07.76	55	15,9	0,573	0,413	1,03
51	24.09.81	55	15,4	0,591	0,413	1,07
04	17.11.35	58	18,8	0,653	0,441	1,13
08	27.05.38	60	20,2	0,669	0,460	1,12
64	02.12.86	61	15,2	0,494	0,470	0,82
20	20.03.55	62	20,9	0,664	0,479	1,08
08	24.11.38	63	20,3	0,632	0,489	1,02
30	20.08.89	63	18,1	0,584	0,489	0,91
35	22.09.72	63	16,8	0,523	0,489	0,84
40	13.11.74	63	23,5	0,732	0,489	1,18
22	28.07.62	64	21,5	0,658	0,498	1,06
01	09.08.33	70	26,5	0,722	0,555	1,07
63	23.09.86	80	26,0	0,601	0,650	0,80
12	30.09.38	81	31,0	0,705	0,660	0,93
39	18.05.74	81	31,2	0,709	0,660	0,94
11	28.10.37	82	29,4	0,658	0,669	0,88
03	21.06.35	84	29,8	0,648	0,688	0,83
10	23.05.37	84	31,6	0,687	0,688	0,88
21	21.11.57	85	33,2	0,711	0,698	0,90
43	11.12.75	87	27,6	0,575	0,717	0,71
62	26.09.85	89	32,3	0,655	0,736	0,80
29	18.11.68	90	34,4	0,688	0,745	0,84
05	17.03.38	95	34,9	0,655	0,793	0,76
42	13.04.75	102	38,3	0,660	0,859	0,73
49	08.06.79	102	36,3	0,626	0,859	0,69
32	10.11.71	103	38,9	0,664	0,869	0,72
31	17.12.70	104	42,2	0,712	0,878	0,78

TABELA A1.3 - CONTINUAÇÃO...

Nr	Data	Cota	Descarga	Velocidade	Razo Hidráulico	$K\sqrt{J}$
---	-----	cm	m ³ /s	m/s	m	---
45	16.03.77	106	42,4	0,700	0,897	0,75
18	13.05.51	108	39,9	0,644	0,916	0,68
48	17.08.78	108	42,7	0,689	0,916	0,73
50	18.03.80	111	43,4	0,678	0,945	0,70
02	20.12.34	114	44,7	0,677	0,973	0,69
09	01.03.37	117	47,6	0,700	1,00	0,70
54	23.05.82	117	48,1	0,707	1,00	0,71
19	12.04.53	123	48,6	0,674	1,06	0,65
59	23.02.84	125	50,5	0,688	1,08	0,65
33	25.01.72	126	54,3	0,733	1,08	0,70
13	06.02.39	140	60,6	0,725	1,21	0,64
38	15.01.74	142	62,4	0,735	1,23	0,64
37	12.03.73	154	70,4	0,756	1,34	0,62
56	17.03.83	155	68,4	0,729	1,35	0,60
36	15.12.72	161	70,5	0,720	1,40	0,58
53	09.01.82	167	76,6	0,751	1,45	0,59
46	23.11.77	173	83,0	0,783	1,50	0,60
41	13.02.75	175	82,7	0,766	1,52	0,58
34	28.03.72	181	84,3	0,753	1,57	0,56
15	27.01.40	194	103	0,851	1,69	0,60
57	20.09.83	213	107	0,799	1,85	0,53
61	23.02.85	221	122	0,871	1,92	0,56
16	27.01.40	229	134	0,912	1,99	0,58
47	18.02.78	235	131	0,873	2,04	0,54
58	17.12.83	236	131	0,868	2,05	0,53
55	19.01.83	237	141	0,934	2,06	0,58
50	22.11.81	246	138	0,873	2,14	0,53
26	22.02.85	263	156	0,918	2,29	0,53
61	23.02.85	263	162	0,953	2,29	0,55
28	15.02.67	278	172	0,950	2,41	0,53
25	21.02.85	289	184	0,974	2,50	0,53
27	15.02.67	295	186	0,964	2,55	0,52

TABELA A1.4 - ESTAÇÃO DE DOIS RIOS

CÁLCULO DE $S \sqrt{R}$

Cota cm	Descarga m ³ /s	Área Molhada m ²	Ralo Hidráulico m	$S \sqrt{R}$
38	10,2	16,1	0,259	8,19
51	17,8	24,3	0,375	14,9
60	20,2	30,2	0,460	20,5
70	26,5	36,7	0,555	27,3
80	26,0	43,3	0,650	34,9
90	34,4	50,0	0,745	43,2
102	38,3	58,0	0,859	53,8
111	43,4	64,0	0,945	62,2
117	48,1	68,0	1,00	68,0
126	54,3	74,1	1,08	77,0
140	60,6	83,6	1,21	92,0
154	70,4	93,1	1,34	108
161	70,5	97,9	1,40	116
173	83,0	106	1,50	130
181	84,3	112	1,57	140
194	103	121	1,69	157
213	107	134	1,85	182
221	122	140	1,92	194
229	134	146	1,99	206
237	141	151	2,08	217
246	138	158	2,14	231
263	156	170	2,29	257
278	172	181	2,41	281
289	184	189	2,50	299
295	186	193	2,55	308
350		234	2,95	402
400		274	3,35	502
450		313	3,76	607
500		354	4,13	719
550		396	4,34	825
600		441	4,53	939
654		493	4,80	1080

TABELA A1.5 - ESTAÇÃO DE DOIS RIOS CÓDIGO: 58874000
TABELA DE CALIBRAGEM
VALIDADE: DE 09.08.33 a 02.12.86

Gota cm	Descarga m3/s	Gota cm	Descarga m3/s	Gota cm	Descarga m3/s
20	6,00	290	183	560	586
30	8,50	300	197	570	605
40	11,6	310	208	580	625
50	15,2	320	220	590	647
60	19,4	330	233	600	669
70	23,6	340	243	610	686
80	28,2	350	255	620	707
90	33,0	360	269	630	730
100	38,3	370	280	640	750
110	43,1	380	292	650	771
120	48,7	390	306	660	795
130	54,2	400	320		
140	60,1	410	335		
150	66,4	420	350		
160	73,0	430	364		
170	79,9	440	379		
180	87,0	450	392		
190	94,5	460	409		
200	103	470	425		
210	110	480	440		
220	118	490	458		
230	124	500	474		
240	137	510	493		
250	146	520	510		
260	156	530	529		
270	165	540	548		
280	176	550	567		

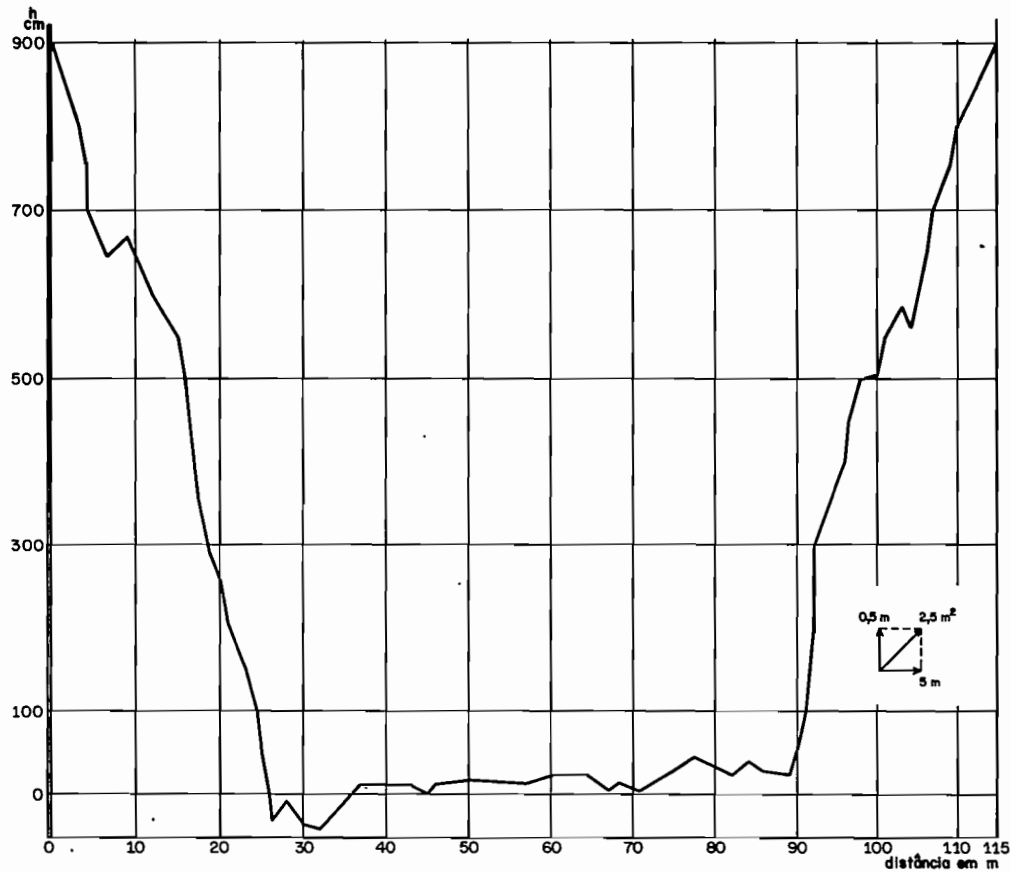
TABELA A1.8 - ESTAÇÃO DE DOIS RIOS CÓDIGO: 58874000
 DESVIO ENTRE AS DESCARGAS MEDIDA NO CAMPO
 E DA TABELA DE CALIBRAGEM EM PORCENTAGEM

Nr	Data	Cota cm	Desc.Medida m3/s	Desc.Tabela m3/s	Desvio %
23	07.12.63	38	10,2	10,9	-6,9
07	04.09.36	43	14,2	12,6	+11,3
24	02.10.64	46	13,3	13,7	-3,0
14	30.09.39	51	17,8	15,6	+12,4
17	10.10.46	51	18,1	15,6	+13,8
44	27.07.76	55	15,9	17,2	-8,2
51	24.09.81	55	15,4	17,2	-11,7
04	27.05.36	60	20,2	19,4	+4,0
64	02.12.86	61	15,2	19,7	-29,6
20	20.03.55	62	20,9	20,2	+3,3
08	24.11.36	63	20,3	20,6	-1,5
30	20.06.69	63	18,1	20,6	-13,8
35	22.09.72	63	16,8	20,6	-22,6
40	13.11.74	63	23,5	20,6	+12,3
22	28.07.62	64	21,5	21,1	+1,9
01	09.08.33	70	26,5	23,6	+10,9
63	23.09.86	80	26,0	28,2	-8,5
12	30.09.38	81	31,0	28,6	+7,7
39	18.05.74	81	31,2	28,6	+8,3
11	26.10.37	82	29,4	29,1	+1,0
03	21.06.35	84	28,8	30,0	-4,2
10	23.05.37	84	31,6	30,0	+5,1
21	21.11.57	85	33,2	30,5	+8,1
43	11.12.75	87	27,6	31,5	-14,1
62	26.09.85	89	32,3	32,5	-0,6
29	18.11.68	90	34,4	33,1	+3,8
05	17.03.36	95	34,8	35,4	-1,4
42	13.04.75	102	38,3	38,6	-0,8
49	08.06.79	102	36,3	38,6	-6,3
32	10.11.71	103	38,9	38,9	0
31	17.12.70	104	42,2	40,1	+5,0
45	16.03.77	106	42,4	41,2	+2,8
18	13.05.51	108	39,9	42,5	-6,5
48	17.08.78	108	42,7	42,5	+0,5
					Total - 251,9
					Média - 7,4

TABELA A1.6 - CONTINUAÇÃO ...

Nr	Data	Cota cm	Desc. Medida m3/s	Desc. Tabela m3/s	Desvio %	
50	18.03.80	111	43,4	43,4	0	
02	20.12.34	114	44,7	45,1	-0,9	
09	01.03.37	117	47,6	47,0	+1,3	
54	23.05.82	117	48,1	47,0	+2,3	
19	12.04.53	123	48,6	50,0	-2,9	
59	23.02.84	125	50,5	51,0	-1,0	
33	25.01.72	126	54,3	51,9	+4,4	
13	06.02.39	140	60,6	60,5	+0,2	
38	15.01.74	142	62,4	61,2	+1,9	
37	12.03.73	154	70,4	68,7	+2,4	
56	17.03.83	155	68,4	69,5	-1,6	
36	15.12.72	161	70,5	73,4	-4,1	
53	09.01.82	167	76,6	77,1	-0,7	
46	23.11.77	173	83,0	82,0	+1,2	
41	13.02.75	175	82,7	83,5	-1,0	
34	28.03.72	181	84,3	87,3	-3,6	
15	27.01.40	194	103	97,4	+5,4	
57	20.09.83	213	107	113	-5,6	
61	23.02.85	221	122	121	+0,8	
16	27.01.40	229	134	126	+6,0	
47	18.02.78	235	131	131	0	
58	17.12.83	236	131	132	-0,8	
55	19.01.83	237	141	133	+5,7	
50	22.11.81	246	138	143	-3,6	
26	22.02.65	263	156	158	-1,3	
61	23.02.85	263	162	158	+2,5	
28	15.02.67	278	172	172	0	
25	21.02.65	289	184	184	0	
27	15.02.67	295	186	191	-2,7	
					Total -	63,9
					Média -	2,2

Fig. A1.2 - ESTAÇÃO DE DOIS RIOS - PERFIL TRANSVERSAL



DES: DANIEL de SOUZA VIGO

Fig. A1.3 - ESTAÇÃO DE DOIS RIOS - CURVA-CHAVE

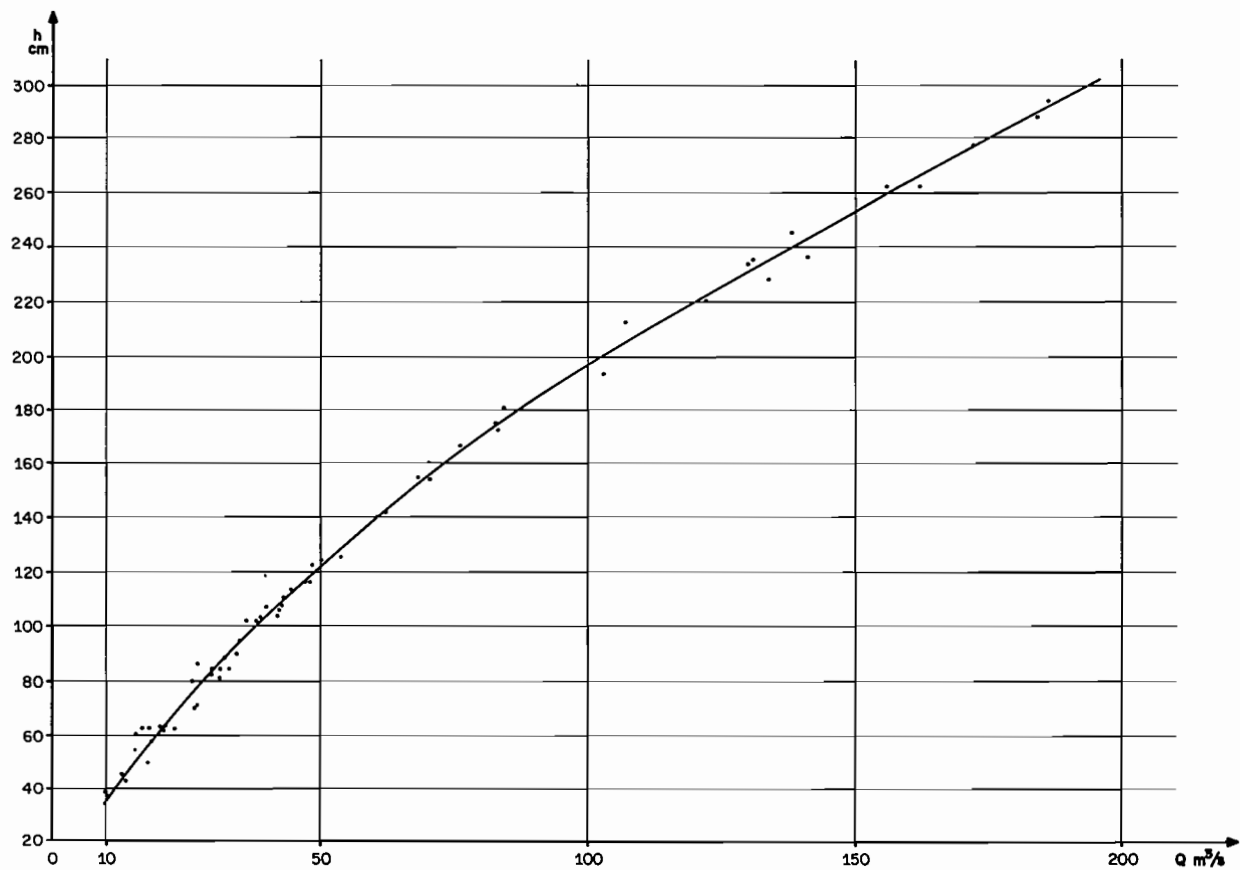
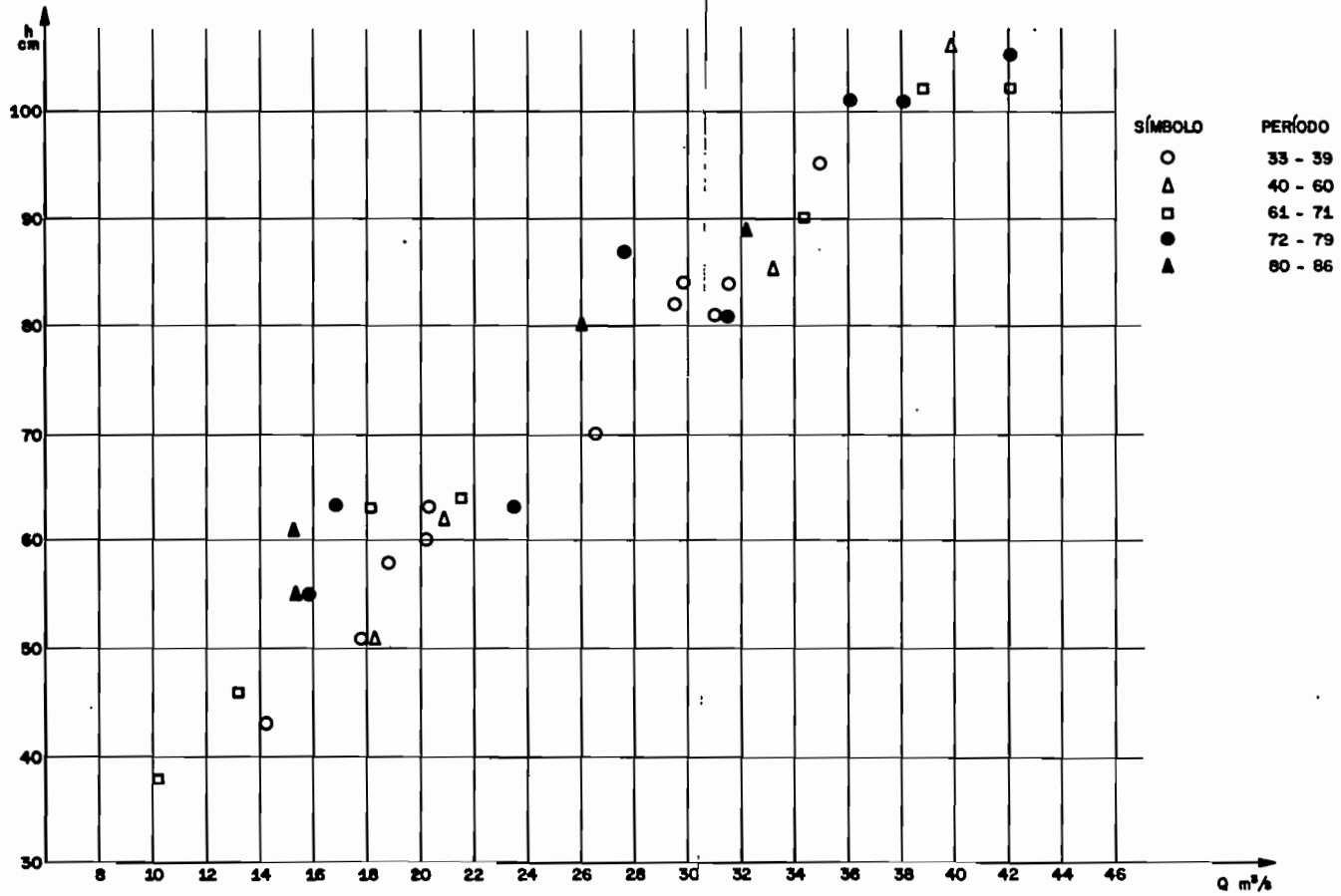


Fig.A1.4 - ESTAÇÃO DE DOIS RIOS - DISPERSÃO DAS MEDIÇÕES



DESJ DANIEL de SOUZA VASO

Fig. A1.5 - ESTAÇÃO DE DOIS RIOS - EXTRAPOLAÇÃO LOGARÍTMICA

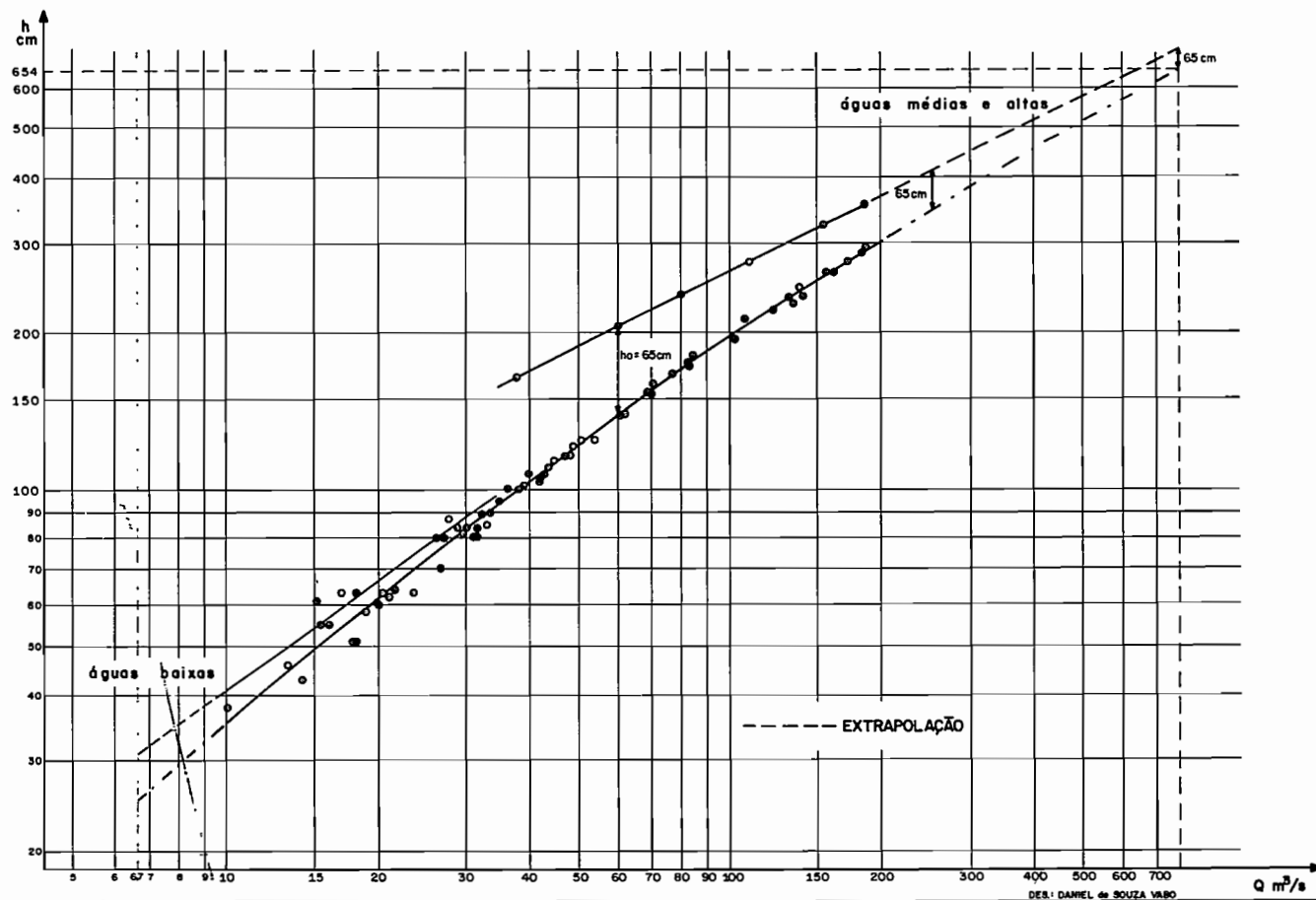
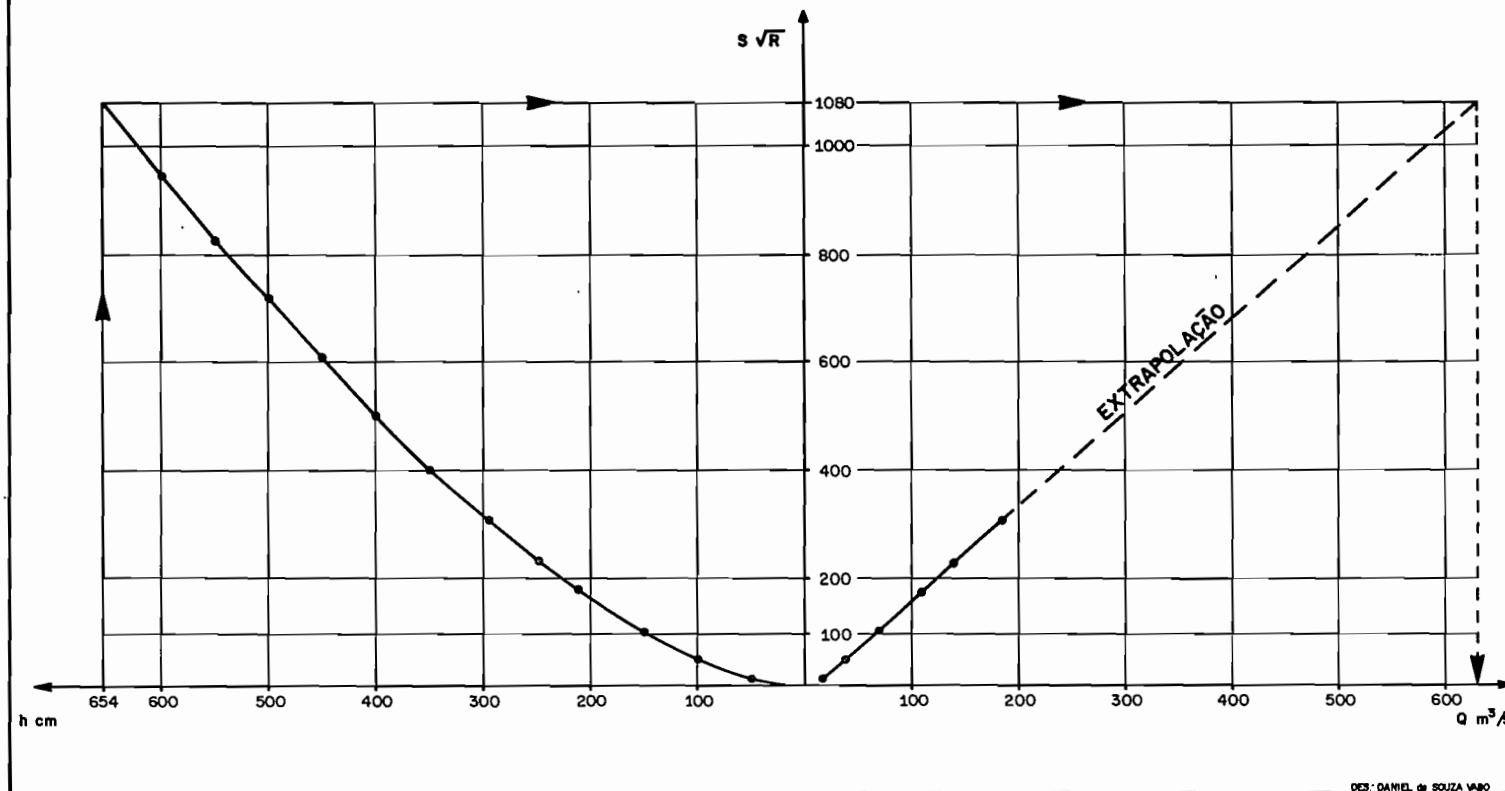


Fig. A1.6 - ESTAÇÃO DE DOIS RIOS - EXTRAPOLAÇÃO PELO MÉTODO DE STEVENS



DES. DAMB. de SOUZA VARGAS

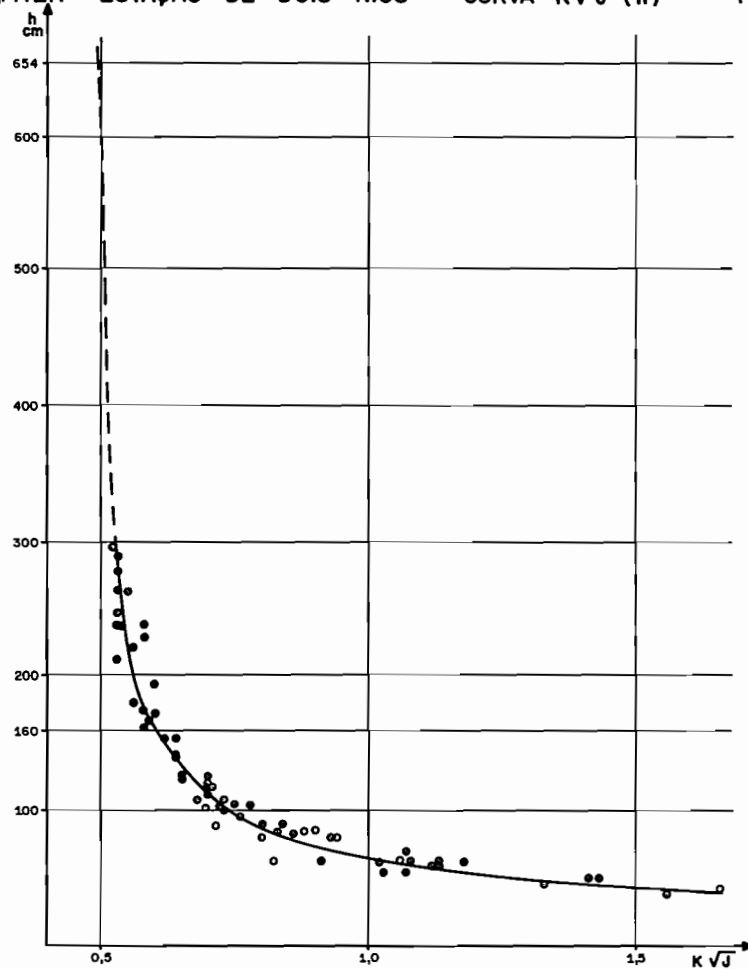
Fig. A1.7 - ESTAÇÃO DE DOIS RIOS - CURVA $K\sqrt{J}$ (h)

Fig. A1.8 - ESTAÇÃO DE DOIS RIOS - EXTRAPOLAÇÃO POR MEIO DE ÁREA MOLHADA E VELOCIDADE DE MÉDIA

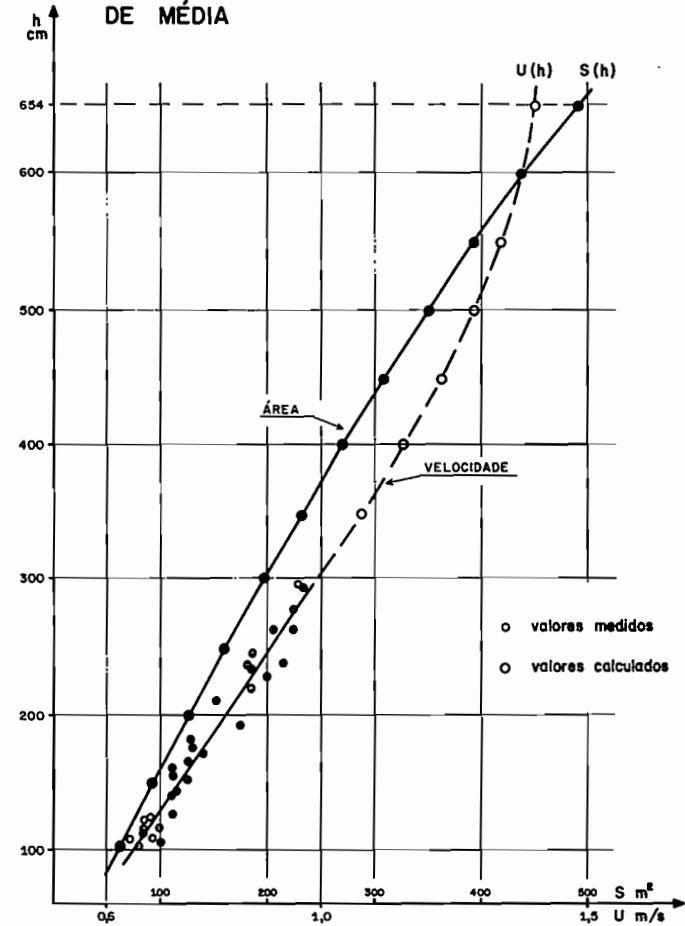
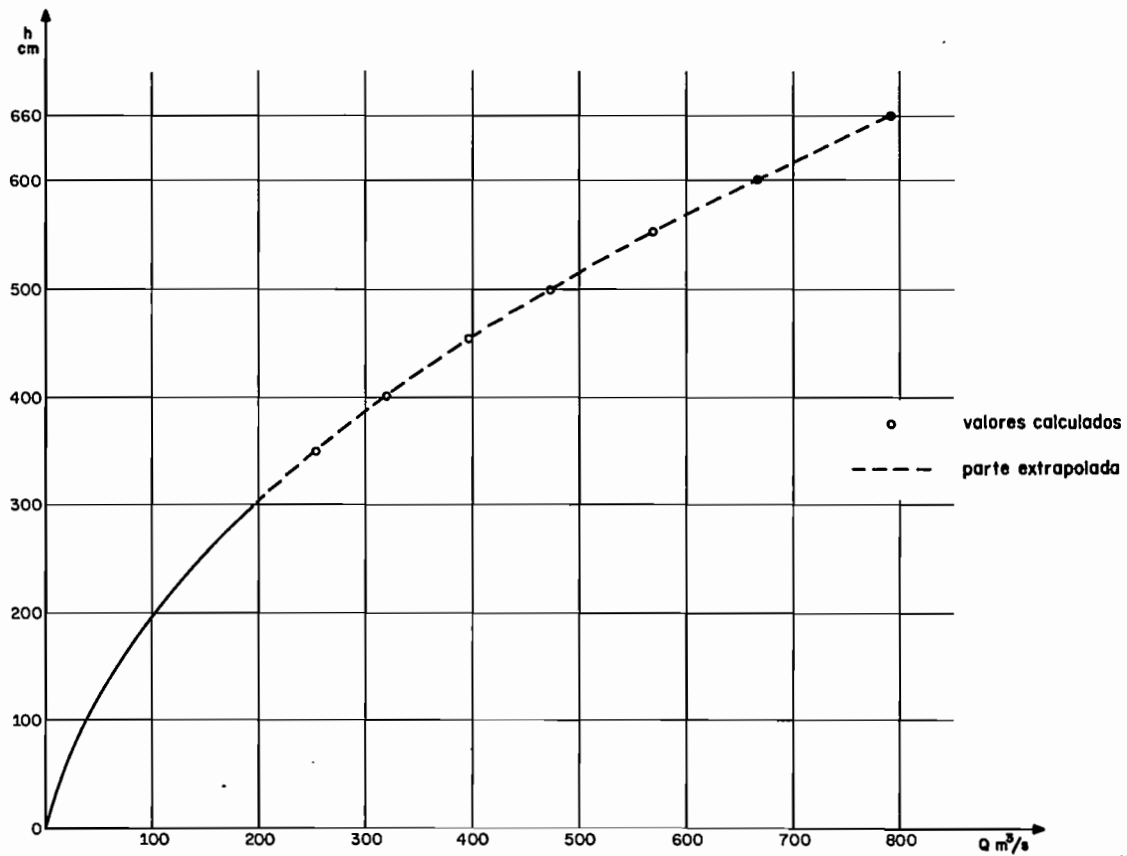


Fig. A1.9 - ESTAÇÃO DE DOIS RIOS - CURVA DE CALIBRAGEM



DES.: DANIEL DE SOUZA VASO

A N E X O A2

RIO IGUAÇU EM PORTO AMAZONAS

TIPO DE CURVA-CHAVE: BIUNÍVOCA ESTÁVEL

PONTOS DE INTERESSE:

1. Duplo controle
2. Inexistência de medições em cotas médias altas
3. Extrapolação: Divergência dos 3 métodos.

FONTES:

1. Arquivo do 2º Distrito/DNAEE
2. Relatório Anual da SUREHMA
3. Sistema de Informações Hidrometeorológicas - SIH/DNAEE.

1. LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA

O rio Iguazu é formado pelos rios Irapé e Piraquara. Toma a direção sudoeste até União da Vitória e após, a direção oeste até a desembocadura na margem esquerda do rio Paraná.

A estação fluviométrica está localizada na margem direita do rio Iguazu, 300 m a jusante da ponte da rodoviária no município de Porto Amazonas, estado do Paraná.

A figura A2.1 apresenta a situação e o croqui de localização do posto cuja instalação da seção de réguas e a primeira medição de descarga líquida foram feitas em 06 de agosto de 1935.

Código: 85035000

Coordenadas geográficas: 25 33'S e 49 53'W

Altitude do zero: 754,07 metros

Área de drenagem: 3862 km²

2. DESCRIÇÃO DO POSTO

O trecho hidrométrico é retilíneo entre a ponte e a ilha (ver croqui de localização, fig. A2.1) com aproximadamente 600 m de extensão e 70 m de largura na seção escolhida para implantar as réguas.

A escolha deste trecho foi resultante da existência de uma corredeira. Como a mesma tem uma formação rochosa resistente, passa a se constituir em um excelente controle estável no tempo.

Nesse trecho rochoso de maior declividade o leito do rio se divide em dois braços formando uma ilha, sendo o braço direito o prolongamento do trecho de seção de réguas e de maior importância do que o braço esquerdo.

O perfil transversal da seção de réguas é de forma regular até a cota 854 cm, contudo, o extravasamento ocorre na margem esquerda na cota 780 cm. As margens apresentam uma estabilidade relativamente boa e praticamente cobertas por capim e culturas sazonais. No trecho da corredeira, as margens e a ilha são cobertas por vegetação natural (arbustos). Observa-se na figura A2.2, a presença de um canal na margem direita que melhora a sensibilidade do posto em águas baixas. Os perfis transversais

comprovam que o canal é permanente com pequena variação de profundidade entre os períodos de cheia e estiagem.

A régua limnométrica é composta de seis lances, alinhados na margem direita: o lance 0-3m, implantado no canal com estelo de ferro e os lances 3-4m; 4-6m e 6-7m; 7-9m e 9-10m todos fixados em estelos de madeira.

Não encontramos no histórico do posto nenhuma menção de mudança de local desde a instalação do posto em 1935.

Na margem esquerda do rio foi instalado em 14.12.76 um limnógrafo numa seção distante 150 m a montante da seção de régua: não foi mencionado no dossiê a razão para tal localização. A escolha inicial foi por problemas de construção do poço para a bóia do limnógrafo, contudo, devido a erosão, a manutenção passou a ser muito difícil a partir de 1983. Finalmente; em 28.06.85, o Stevens foi substituído por um limnógrafo de pressão LNG-16, quando o posto passou a fazer parte da rede telemétrica do DNAEE.

As medições são feitas com barco numa seção próxima à seção de régua. O método utilizado é o de dois pontos.

3. LEVANTAMENTO DE COTAS

Desde a instalação do posto, as cotas foram lidas por duas observadoras, Djanira Cassou que mais tarde passou a tarefa para a sua filha Rosa. Este fato, pouco comum, merece ser mencionado porque é um fator de maior confiabilidade nas observações.

As únicas lacunas ocorreram durante 4 dias na cheia de setembro de 1935 (cota máxima: 640 cm) e dois dias em águas baixas nos meses de novembro de 1937, junho de 1980 e setembro de 1981.

As cotas mínimas e máximas são as seguintes: 76 cm em 11.05.78 e 915 em 11.07.83.

4. LEVANTAMENTO E CRÍTICA DAS MEDIÇÕES

No período de 1939 a 1986 foram realizadas 385 medições de descarga mas muitas delas, realizadas no mesmo dia ou com intervalo de um dia, correspondem a uma mesma cota e algumas apresentam valores com diferença entre si de mais de 10%, discrepância esperada visto os métodos de medição e cálculo utilizados.

Nesses casos, consideramos uma única medição tomando as médias aritméticas.

As repartições, cronológica e no intervalo de cotas observadas, aparecem na tabela seguinte:

Período	Nr med.	h mín. med.	h máx. med.	h máx. obs.
1935 - 1946	65	88	354	594
1947 - 1956	29	93	581	612
1957 - 1966	11	98	189	640
1967 - 1976	40	79	387	644
1977 - 1986	53	88	449	915

A repartição cronológica não é uniforme. No período de 1955 a 1970 era quase comum realizar anualmente apenas uma medição.

No intervalo de cotas, a repartição também não é uniforme, principalmente no último período em que poderiam ter sido feitas algumas medições em cotas médias altas visto a ocorrência das cotas máximas (de 650 a 915).

Para o presente exercício, como não foi possível utilizar todas as medições, decidimos escolher 30 das 67 medições realizadas no período de setembro de 1972 a julho de 1983. Esta escolha foi feita tomando em conta o critério da melhor repartição no período e melhor distribuição no intervalo de cotas.

Lembramos que para resolver o problema da calibragem é necessário considerar todas as medições. Conseqüentemente, os resultados obtidos não representam a solução para o posto.

A relação das medições em ordem cronológica é apresentada na tabela A2.2, sendo que os valores de área molhada e largura foram obtidos a partir da tabela A2.1.

5. ANÁLISE DA REPARTIÇÃO DOS PONTOS E TRAÇADO DA CURVA

As 30 medições foram plotadas num gráfico em coordenadas aritméticas conforme apresentado na figura A2.3. Observa-se nesta figura:

- 1 - uma dispersão muito pequena e ausência nítida de instabilidade no período de 72 a 83;
- 2 - apesar de alguma deficiência de medições acima da cota 250 cm não há maior problema para o traçado da curva, observando os critérios de igual repartição e minimização dos desvios: o traçado é preciso;

- 3 - a forma em "S" pouco freqüente mostra que a seção é estável e com dois controles. (veja ítem 1.4212, pg.56 e fig. 1.28 pg. 57).

A explicação para este fato é de que o controle exercido pela corredeira é:

- 1 - completo até a cota 160 cm (vazão 90 m³/s);
- 2 - parcial e decrescente no intervalo de cotas 160 a 300 cm (90 a 170 m³/s) por causa do afogamento;
- 3 - totalmente afogado para cota superior a 340cm, passando o controle localizado a jusante sem identificação precisa (vegetação arbustiva, curva a jusante e o canal).

8. EXTRAPOLAÇÃO

A cota máxima observada é de 915 cm e na tabela A2.3 dispomos de medições até a cota 449 cm, isto é, precisamos complementar o traçado na direção superior para o intervalo de cotas em que não há medições de descarga.

Neste exemplo, também vamos recorrer aos métodos logarítmico, Stevens e área/velocidade para observar as possíveis discrepâncias quanto à utilização dos métodos sem respeitar as restrições de uso.

8.1 - Método logarítmico

Na figura A2.4 foram plotados somente os valores das medições superiores a cota 130 cm.

A aplicação do método supõe que as condições hidráulicas permanecem as mesmas em águas altas, isto é, com influência do segundo controle.

Nestas condições, temos 6 medições superiores a cota 340 (ver tabela A2.3) e parecem ser bem alinhadas (portanto $h_0 = 0$). Se não admitirmos este fato, não podemos aplicar o método, porque o segmento é muito curto para permitir que se determine o valor de h_0 . Traçando a reta com estes 6 pontos, encontramos até as cotas desejadas os valores seguintes:

$$h_{780} = 755 \text{ m}^3/\text{s}$$

$$h_{915} = 1010 \text{ m}^3/\text{s}$$

Visto a imprecisão do traçado, os valores esperados podem encontrar-se na faixa de:

h780 = de 720 a 790 m³/s

h915 = de 950 a 1070 m³/s

A extrapolação até a cota 915 cm foi feita sem levar em consideração a descontinuidade do perfil transversal. Isto quer dizer, que o valor encontrado corresponde ao leito médio.

6.2 - Método de Stevens

Com os dados calculados na tabela A2.4 é construído o gráfico (fig. A2.5) relativo às curvas $Q = f(S R)$ e $h = f(S R)$.

Como temos poucas medições e a ausência de um bom alinhamento dos pontos para definir a reta, o método de extrapolação não é aplicável. Apesar disso (desconsiderando as restrições do método) tentamos ajustar duas retas considerando apenas as últimas 7 e 5 medições respectivamente, e extrapolamos até a cota 780 cm. Da mesma forma, não tomando em consideração a descontinuidade de forma do perfil transversal, extrapolamos as retas até a cota 915 cm. Os resultados obtidos foram os seguintes:

Q780 = de 620 a 700 m³/s

Q915 = de 740 a 850 m³/s

6.3 - Método área/velocidade

A descontinuidade de forma do perfil transversal obriga a considerar separadamente o leito médio e a zona de extravasamento da margem esquerda.

6.3.1 - Extrapolação do leito médio até a cota 915 cm

Neste caso o traçado da margem esquerda foi prolongado até a cota 915 cm conforme mostra a fig. A2.2 e calculados (tabela abaixo) novamente os elementos geométricos entre as cotas 780 e 915 cm.

h cm	S m ²	P m	l m	R m	hm m
780	680	119	116	5.70	5.85
790	692	120	117	5.74	5.90
800	704	122	118	5.79	5.94
810	716	123	120	5.83	5.99
820	728	124	121	5.87	6.03

h cm	S m ²	P m	l m	R m	hm m
830	740	125	122	5.90	6.06
840	752	127	123	5.94	6.09
850	765	128	125	5.97	6.13
860	777	129	126	6.01	6.16
870	790	135	132	5.86	6.00
880	803	136	133	5.88	6.03
890	816	138	135	5.91	6.05
900	830	140	137	5.94	6.08
910	844	141	138	5.96	6.11
915	850	143	139	5.99	6.14

A tabela já apresenta os valores da área molhada, logo, a extrapolação só se resume à curva de velocidade média.

A figura A2.7 apresenta a repartição das velocidades médias para as 30 medições. Observa-se que a forma estranha da curva não favorece uma extrapolação segura.

Apolando-se na fórmula de Manning foram considerados separadamente o raio hidráulico, já calculado na tabela acima até a cota 915, e o fator hidráulico $K\sqrt{J}$, calculado para as 30 medições.

A repartição dos pontos lembra a forma da figura anterior com a diferença de que a disposição dos 9 valores superiores permitem extrapolar a curva de forma linear, ou seja, conforme a teoria, o produto $K\sqrt{J}$ atinge um valor constante para águas médias e altas. Nestas condições, a extrapolação de $K\sqrt{J}$, tem realmente o menor risco no cálculo das velocidades médias em cotas médias e altas.

Admitindo o valor constante para $K\sqrt{J}$ igual 0,35, é fácil calcular os valores da velocidade média para as cotas superiores a 450 cm. Estes valores calculados foram plotados na figura A2.7 e a extrapolação da curva $U(h)$ resume-se no traçado sobre estes pontos.

Neste caso, a relação $Q(h)$ do leito médio é definida pelas duas curvas $S(h)$ e $U(h)$ da fig. A2.7.

Por exemplo:

h780 : S = 680 m² U = 1,117 m/s Q = 759 m³/s

h915 : S = 850 m² U = 1,154 m/s Q = 981 m³/s

6.3.2 - Extravasamento da margem esquerda

A área molhada correspondente a margem esquerda é de

50 m² (diferença de valores de S das duas tabelas, para a cota 915 cm).

Nesta zona, não há no dossiê nenhuma informação de velocidade de escoamento. Ela pode variar muito, dependendo do tipo e desenvolvimento da vegetação nas margens. Por exemplo, velocidades médias na área, de 0,20 a 0,60 m/s. Se aceitarmos esta faixa de variação, teremos uma vazão de 10 a 30 m³/s. Isto corresponde a um acréscimo na descarga de 1,2 a 3,1%. Finalmente, teremos como resultado final, a descarga extrapolada para a cota 915 cm:

h915 = de 991 a 1010 m³/s

6.4 - Comparação dos resultados

Os valores das descargas obtidos pelos três métodos são:

Método	Cota 780 cm	Cota 915 cm
Logarítmico	: Q = 755 ± 35 m ³ /s	Q = 1010 ± 60 m ³ /s
Stevens	: Q = 660 m ³ /s	Q = 795 m ³ /s
Área/Velocidade	: Q = 759 m ³ /s	Q = 1000 ± 20 m ³ /s

Com estes resultados podemos confirmar que houve uma boa convergência dos valores obtidos pelos métodos logarítmico e área/velocidade, o que poderia ser esperado, considerando a presença da corredeira. Contudo, o ajuste da reta na presente situação (poucos pontos), poderia ser outro, implicando em uma variação de até 60 m³/s para a cota 915 cm. Tal diferença é minimizada quando da aplicação do método área/velocidade.

O método de Stevens dá um resultado muito impreciso visto que o número de medições para a cota superior a 350 cm, é insuficiente.

Os valores das descargas calculados pelos 3 métodos poderiam ter sido bem mais próximos se tivéssemos medições em cotas médias altas. Na verdade, em 1954 foram realizadas 6 medições consecutivas no mês de maio entre as cotas de 547 e 581 cm. Contudo a dispersão das mesmas é tão grande que não vieram a contribuir no sentido de uma melhor definição das extrapolações. É lamentável que num posto operado desde 1935, as equipes de hidrometria não tenham realizado algumas medições em cotas médias altas, pelo menos das velocidades superficiais ou da declividade da linha d'água.

7. TABELA DE CALIBRAGEM

A tabela de calibragem (tabela A2.5) foi preparada com intervalos de 20 cm, entre as cotas extremas observadas. As descargas foram lidas na curva de calibragem (fig. A2.8) que foi traçada, para cotas acima de 450 cm, sobre valores de descarga calculados pelo método área/velocidade.

A tabela A2.6 apresenta, por ordem crescente de cota, os valores de descargas medidas e lidas na curva de calibragem e o desvio relativo $\Delta Q\%$. Constata-se, pela alternância dos desvios, que houve uma boa repartição dos pontos e a convergência das médias relativas (-2,25 e +1,8%) comprova que os desvios à curva de calibragem foram minimizados.

TABELA A2.1 - RIO IGUAÇU EM PORTO AMAZONAS
CÁLCULO DOS ELEMENTOS GEOMÉTRICOS

h cm	S m ²	P m	l m	R m	hm m
000	14.64	31.77	31.55	0.46	0.46
020	22.63	46.72	46.39	0.48	0.49
040	33.06	58.71	58.30	0.58	0.59
060	45.10	63.27	62.81	0.71	0.72
080	58.19	67.71	67.20	0.86	0.87
100	71.84	69.79	69.21	1.03	1.04
120	85.85	71.23	70.57	1.21	1.22
140	100.03	72.01	71.23	1.39	1.40
160	114.34	72.79	71.90	1.57	1.59
180	128.78	73.46	72.44	1.75	1.78
200	143.31	74.04	72.86	1.94	1.97
220	157.93	74.63	73.29	2.12	2.18
240	172.62	75.21	73.71	2.30	2.34
260	187.41	75.79	74.13	2.47	2.53
280	202.29	76.56	74.78	2.64	2.71
300	217.33	77.43	75.55	2.81	2.88
320	232.54	78.74	76.78	2.95	3.03
340	248.09	81.01	79.00	3.06	3.14
360	264.18	83.99	81.94	3.15	3.22
380	280.87	87.99	85.90	3.19	3.27
400	298.28	90.11	87.98	3.31	3.39
420	316.06	92.08	89.90	3.43	3.52
440	334.24	94.02	91.79	3.56	3.64
460	352.76	95.58	93.28	3.69	3.78
480	371.55	97.00	94.63	3.83	3.93
500	390.57	98.20	95.18	3.98	4.10
520	409.58	99.19	94.94	4.13	4.31
540	428.54	100.18	94.69	4.28	4.53
560	447.45	101.16	94.44	4.42	4.74
580	466.57	103.47	96.88	4.51	4.83
600	486.12	105.78	98.91	4.60	4.92
620	506.13	108.13	101.20	4.68	5.00
640	526.54	109.80	102.81	4.80	5.12
660	547.26	111.44	104.41	4.91	5.24
680	568.31	113.23	106.14	5.02	5.35
700	589.72	115.03	107.90	5.13	5.47
720	611.49	117.02	109.84	5.23	5.57
740	633.66	119.09	111.87	5.32	5.66
760	656.23	121.15	113.87	5.42	5.76
780	679.18	122.97	115.65	5.52	5.87
800	703.24	137.63	130.27	5.11	5.40
820	730.86	153.30	145.89	4.77	5.01
840	761.52	168.35	160.90	4.52	4.73
860	796.06	188.44	180.97	4.23	4.40
880	833.24	197.93	190.45	4.21	4.38
900	871.90	203.26	195.76	4.29	4.45
920	911.45	207.31	199.79	4.40	4.56
940	952.21	218.93	211.39	4.35	4.50
960	995.61	230.09	222.54	4.33	4.47
980	1040.97	238.12	230.56	4.37	4.52
1000	1087.85	246.17	238.61	4.42	4.56

TABELA A2.2 - RIO IGUAÇU EM PORTO AMAZONAS
 RELAÇÃO CRONOLÓGICA DAS MEDIÇÕES DE DESCARGA

Nr	Data	Cota Associada cm	Descarga m3/s	Área Molhada m2	Largura m	Profundid. Média m	Velocidade Média m/s
01	07.09.72	338	174	247	79,2	3,12	0,704
02	07.09.72	346	178	253	80,0	3,16	0,704
03	07.11.72	138	58,6	98,7	71,0	1,39	0,573
04	17.01.73	224	130	161	73,4	2,19	0,807
05	05.07.73	320	188	233	77,5	3,01	0,721
06	07.05.73	141	63,2	101	71,1	1,42	0,626
07	08.07.74	114	33,8	81,7	69,9	1,17	0,414
08	05.09.74	179	104	128	72,3	1,77	0,813
09	07.11.74	130	48,4	93,0	70,8	1,32	0,520
10	05.12.74	115	35,9	82,4	69,9	1,18	0,436
11	06.01.75	148	71,8	106	71,5	1,48	0,675
12	08.05.75	110	30,7	78,9	69,7	1,13	0,389
13	05.07.75	120	39,6	86,0	70,1	1,23	0,460
14	25.09.75	260	140	187	74,2	2,52	0,749
15	02.12.75	381	193	265	82,0	3,23	0,728
16	07.04.76	124	45,8	88,8	70,3	1,26	0,518
17	10.04.78	88	12,7	65,0	68,0	0,96	0,195
18	26.10.78	105	27,2	75,4	69,4	1,09	0,361
19	12.02.79	104	23,1	74,7	69,4	1,08	0,309
20	13.08.79	95	17,8	70,9	68,7	1,03	0,248
21	22.01.81	249	134	179	73,9	2,42	0,749
22	25.01.82	91	14,2	65,7	68,3	0,96	0,216
23	10.02.82	162	88,8	116	71,9	1,61	0,766
24	02.10.82	156	81,0	112	71,7	1,58	0,723
25	13.12.82	208	118	149	73,0	2,04	0,792
26	11.06.83	399	231	297	87,8	3,38	0,778
27	12.06.83	443	287	337	90,2	3,74	0,852
28	21.07.83	449	272	343	90,6	3,79	0,793
29	22.07.83	420	250	316	89,0	3,55	0,791
30	23.07.83	394	229	293	87,1	3,36	0,782

**TABELA A2.3 - RIO. IGUAÇU EM PORTO AMAZONAS
 RELAÇÃO DAS MEDIÇÕES DE DESCARGA POR
 ORDEM CRESCENTE DAS COTAS ASSOCIADAS**

Nr	Data	Cota Associada cm	Descarga m ³ /s	Velocidade m/s	Ralo Hidráulico m	K/\sqrt{J}
17	10.04.78	88	12,7	0,195	0,928	0,205
22	25.01.82	91	14,2	0,216	0,954	0,223
20	13.08.79	95	17,6	0,248	0,988	0,250
19	12.02.79	104	23,1	0,309	1,07	0,295
18	26.10.78	105	27,2	0,361	1,08	0,343
12	08.05.75	110	30,7	0,389	1,12	0,361
07	08.07.74	114	33,8	0,414	1,16	0,375
10	05.12.74	115	35,9	0,436	1,17	0,393
13	05.07.75	120	39,8	0,460	1,21	0,405
16	07.04.76	124	45,8	0,516	1,25	0,445
09	07.11.74	130	48,4	0,520	1,30	0,437
03	07.11.72	138	56,6	0,573	1,37	0,465
06	07.05.73	141	63,2	0,626	1,40	0,500
11	06.01.75	148	71,6	0,675	1,46	0,524
24	02.10.82	158	81,0	0,723	1,54	0,542
23	10.02.82	162	88,8	0,766	1,59	0,562
08	05.09.74	179	104	0,813	1,74	0,562
25	13.12.82	208	118	0,792	2,00	0,499
04	17.01.73	224	130	0,807	2,15	0,484
21	22.01.81	249	134	0,749	2,38	0,420
14	25.09.75	260	140	0,749	2,47	0,410
05	05.07.73	320	168	0,721	2,95	0,351
01	07.09.72	338	174	0,704	3,05	0,335
02	07.09.72	346	178	0,704	3,09	0,332
15	02.12.75	361	193	0,728	3,15	0,339
30	23.07.83	394	229	0,782	3,27	0,355
26	11.08.83	399	231	0,778	3,31	0,350
29	22.07.83	420	250	0,791	3,43	0,348
27	12.06.83	443	287	0,852	3,58	0,364
28	21.07.83	449	272	0,793	3,62	0,336

TABELA A2.4 - RIO IGUAÇU EM PORTO AMAZONAS
CÁLCULO DE $S\sqrt{R}$

Gota cm	Descarga m ³ /s	Área Molhada m ²	Raio Hidráulico m	$S\sqrt{R}$
88	12,7	65,0	0,928	62,6
95	17,6	70,9	0,988	70,5
110	30,7	78,9	1,12	83,5
120	39,6	85,9	1,21	94,5
130	48,4	93,0	1,30	106
148	71,6	106	1,46	128
156	81,0	112	1,54	139
162	88,8	116	1,59	146
179	104	128	1,74	169
208	118	149	2,00	211
224	130	161	2,15	236
249	134	179	2,38	276
260	140	187	2,47	294
320	168	233	2,95	400
346	178	253	3,09	445
394	229	293	3,27	530
420	250	316	3,43	585
449	272	343	3,62	653
500		391	3,98	780
550		439	4,35	916
600		486	4,60	1042
650		537	4,86	1184
700		590	5,13	1336
750		645	5,37	1495
800		703	5,11	1589
850		779	4,38	1630
900		872	4,29	1806
915		902	4,37	1886

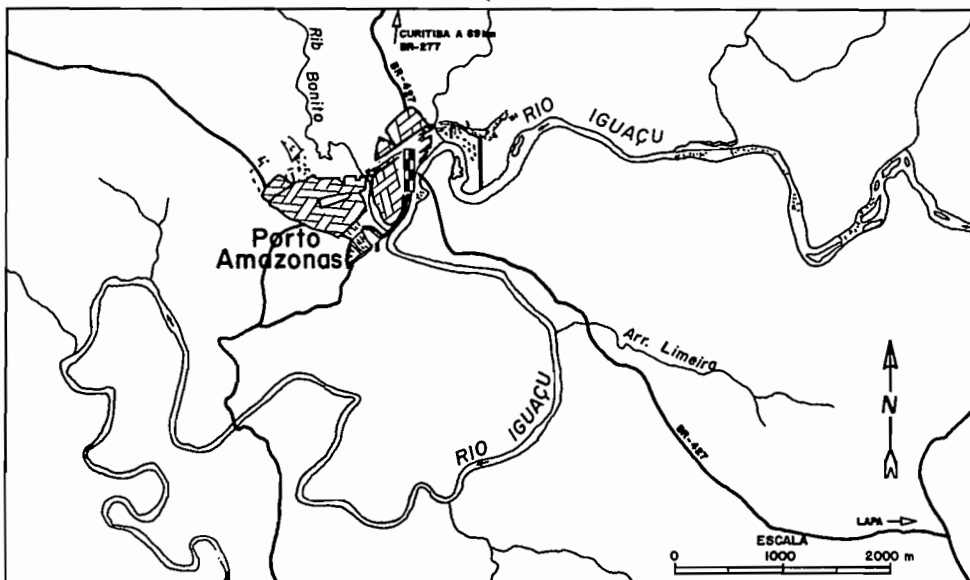
TABELA A2.5 - ESTAÇÃO DE PORTO AMAZONAS
TABELA DE CALIBRAGEM
VALIDADE DE 10.04.78 a 21.07.83

Cota cm	Descarga m ³ /s	Cota cm	Descarga m ³ /s
80	7,0	520	370
100	21,5	540	396
120	39,5	560	420
140	62,5	580	446
160	86,5	600	471
180	105,0	620	496
200	116,0	640	527
220	125,0	660	556
240	134,0	680	584
260	142,0	700	614
280	150,0	720	647
300	158,0	740	680
320	167,0	760	713
340	176,0	780	745
360	191,0	800	778
380	211,0	820	812
400	232,0	840	846
420	252,0	860	880
440	271,0	880	920
460	296,0	900	964
480	320,0	915	1000
500	344,0		

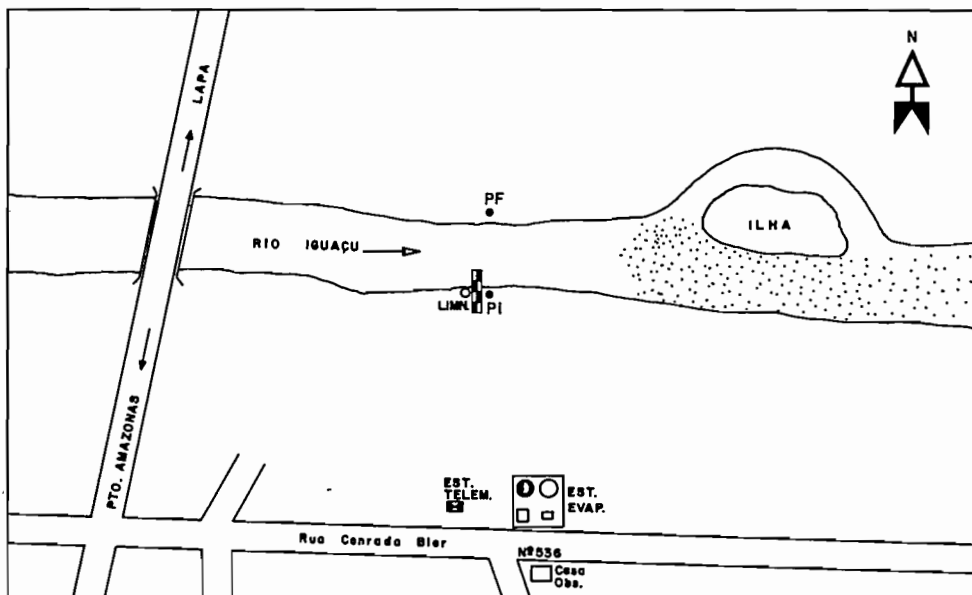
TABELA A2.6 - ESTAÇÃO DE PORTO AMAZONAS
 DESVIO ENTRE AS DESCARGAS LIDAS NA CURVA
 DE CALIBRAGEM E AS MEDIDAS NO CAMPO

Nr	Data	Cota cm	Desc.Medida m3/s	Desc.Lida m3/s	Desvio %	
17	10.04.78	88	12,7	12,5		+1,6
22	25.01.82	91	14,2	14,5	-2,1	
20	13.08.79	95	17,6	17,5		+0,6
19	12.02.79	104	23,1	25,0	-8,2	
18	26.10.78	105	27,2	26,0		+4,4
12	08.05.75	110	30,7	30,5		+0,7
07	08.07.74	114	33,8	34,0	-0,6	
10	05.12.74	115	35,9	35,0		+2,5
13	05.07.75	120	39,6	40,0	-1,0	
16	07.04.78	124	45,8	43,5		+5,0
09	07.11.74	130	48,4	49,5	-2,3	
03	07.11.72	138	56,6	59,0	-4,2	
06	07.05.73	141	63,2	63,0		+0,3
11	06.01.75	148	71,6	71,0		+0,8
24	02.10.82	156	81,0	81,0	0	
23	10.02.82	162	88,8	88,5		+0,3
08	05.09.74	179	104	104	0	
25	13.12.82	208	118	119	-0,8	
04	17.01.73	224	130	127		+2,3
21	22.01.81	249	134	137	-2,2	
14	25.09.75	260	140	141	-0,7	
05	05.07.73	320	168	166		+1,2
01	07.09.72	338	174	175	-0,6	
02	07.09.72	346	178	180	-1,1	
15	02.12.75	361	193	192		+0,5
30	23.07.83	394	229	226		+1,3
26	11.06.83	399	231	231	0	
29	22.07.83	420	250	252	-0,8	
27	12.06.83	443	287	275		+4,2
28	21.07.83	449	272	281	-3,3	
				Média	-2,2	+1,8

Fig.A2.1 - ESTAÇÃO DE PORTO AMAZONAS
SITUAÇÃO



CROQUI DE LOCALIZAÇÃO



DES.: DANIEL de SOUZA VIBRO

Fig. A2.2- RIO IGUAÇU EM PORTO AMAZONAS - PERFIL TRANSVERSAL

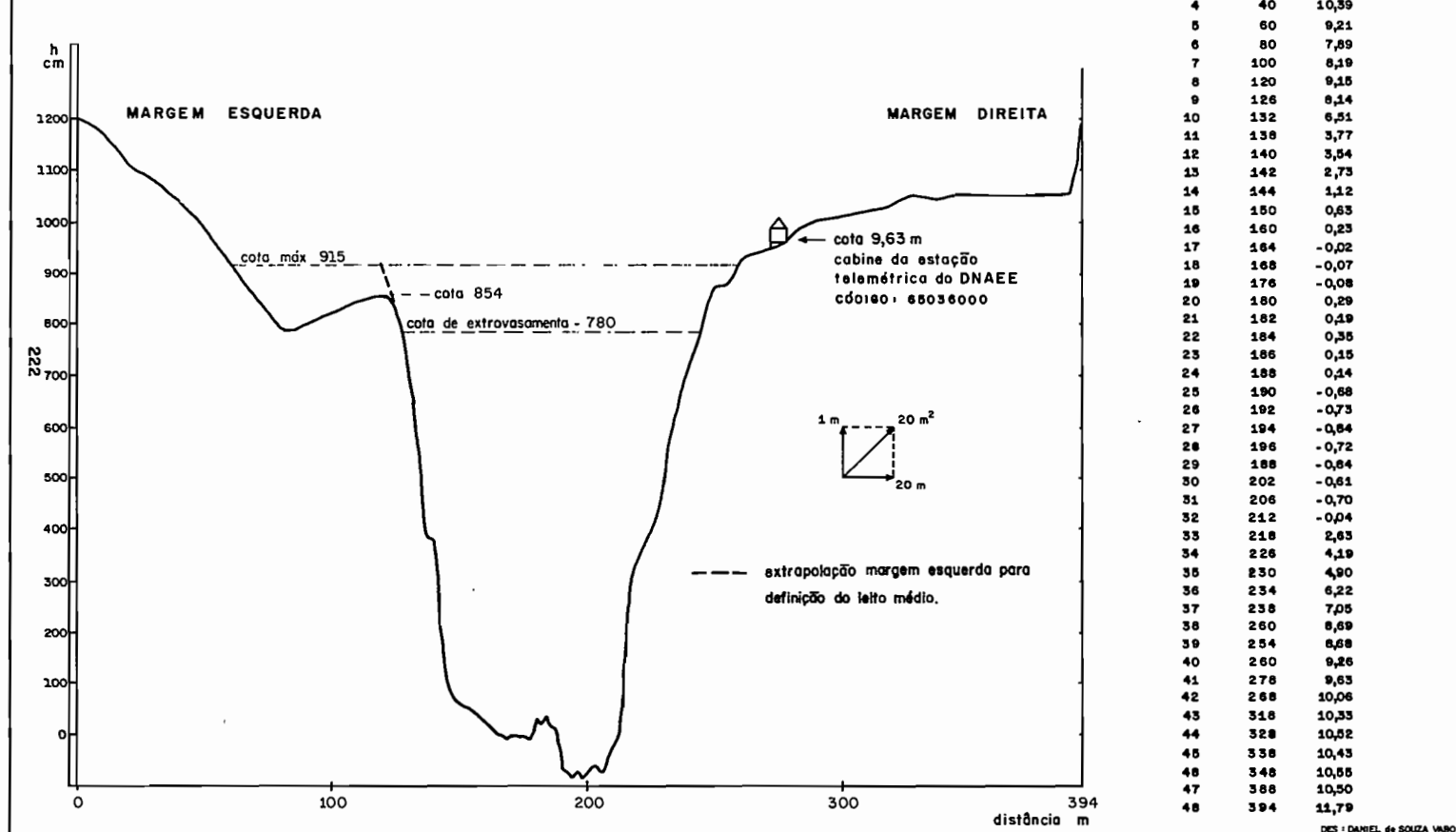
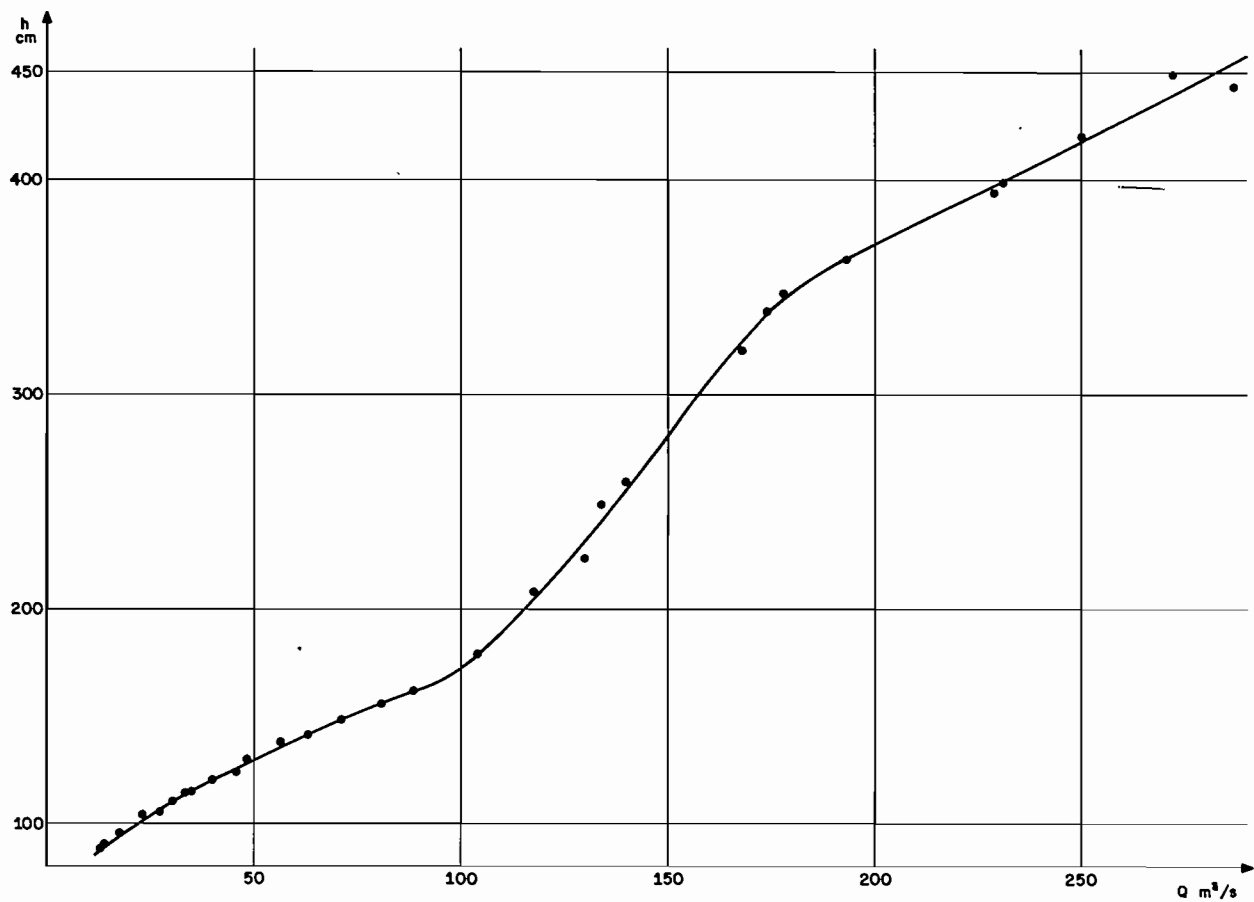


Fig. A2.3 - ESTAÇÃO DE PORTO AMAZONAS - CURVA-CHAVE



DES.: DANIEL de SOUZA VARGAS

Fig. A2.4 ESTAÇÃO DE PORTO AMAZONAS — EXTRAPOLAÇÃO LOGARÍTMICA

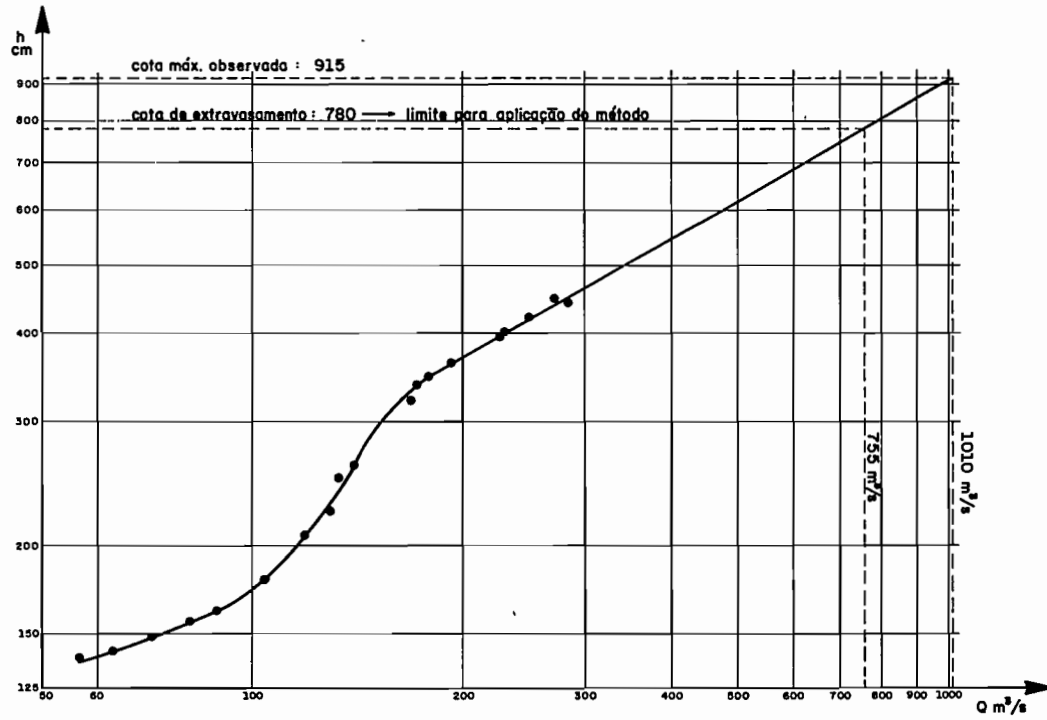
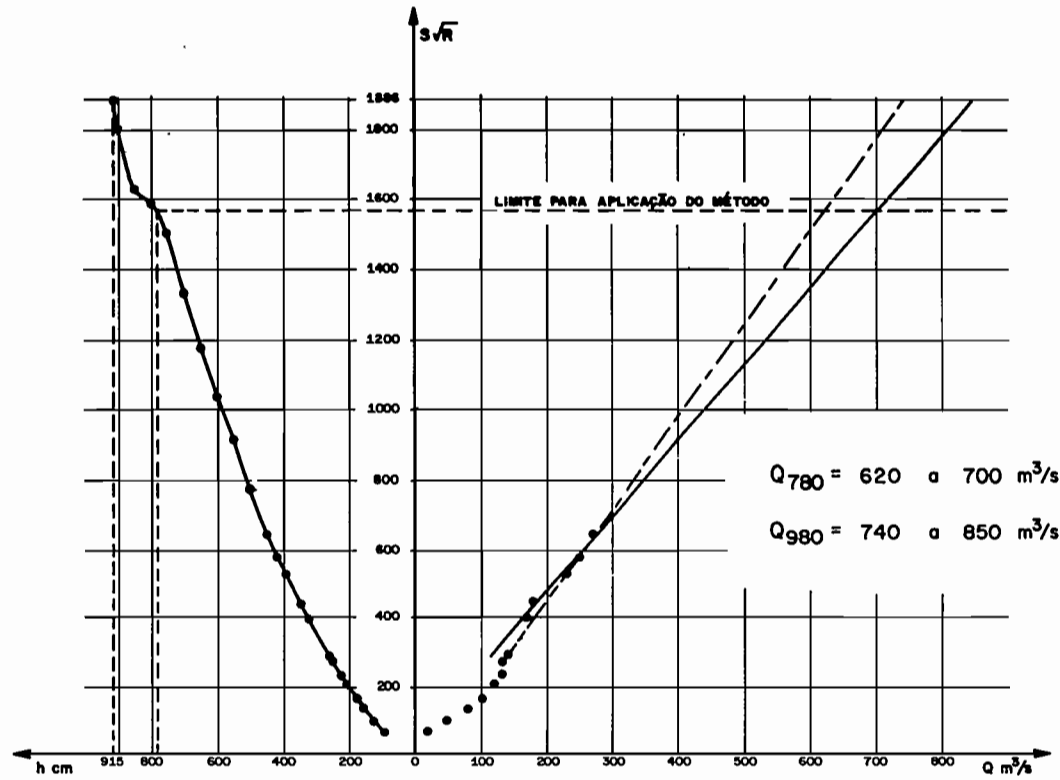


Fig. A2.5 - ESTAÇÃO DE PORTO AMAZONAS - EXTRAPOLAÇÃO PELO MÉTODO DE STEVENS



DES. DANIEL DE SOUZA VASCO

Fig.A2.6 - ESTAÇÃO DE PORTO AMAZONAS - CURVA $K\sqrt{J}(h)$

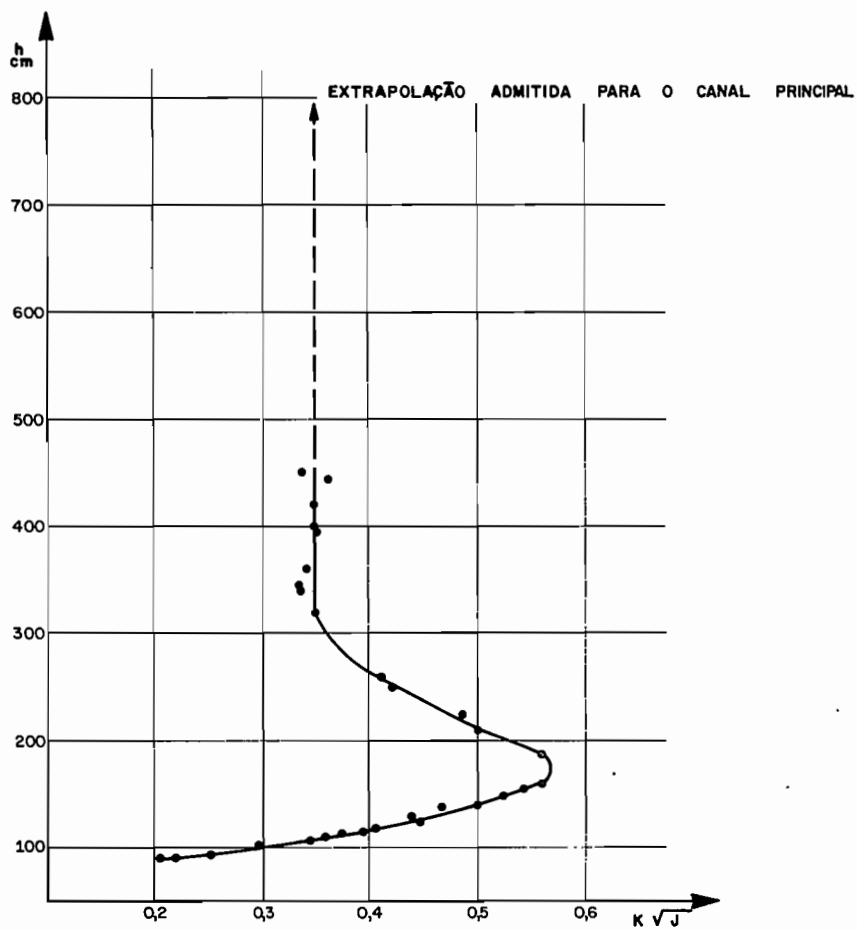
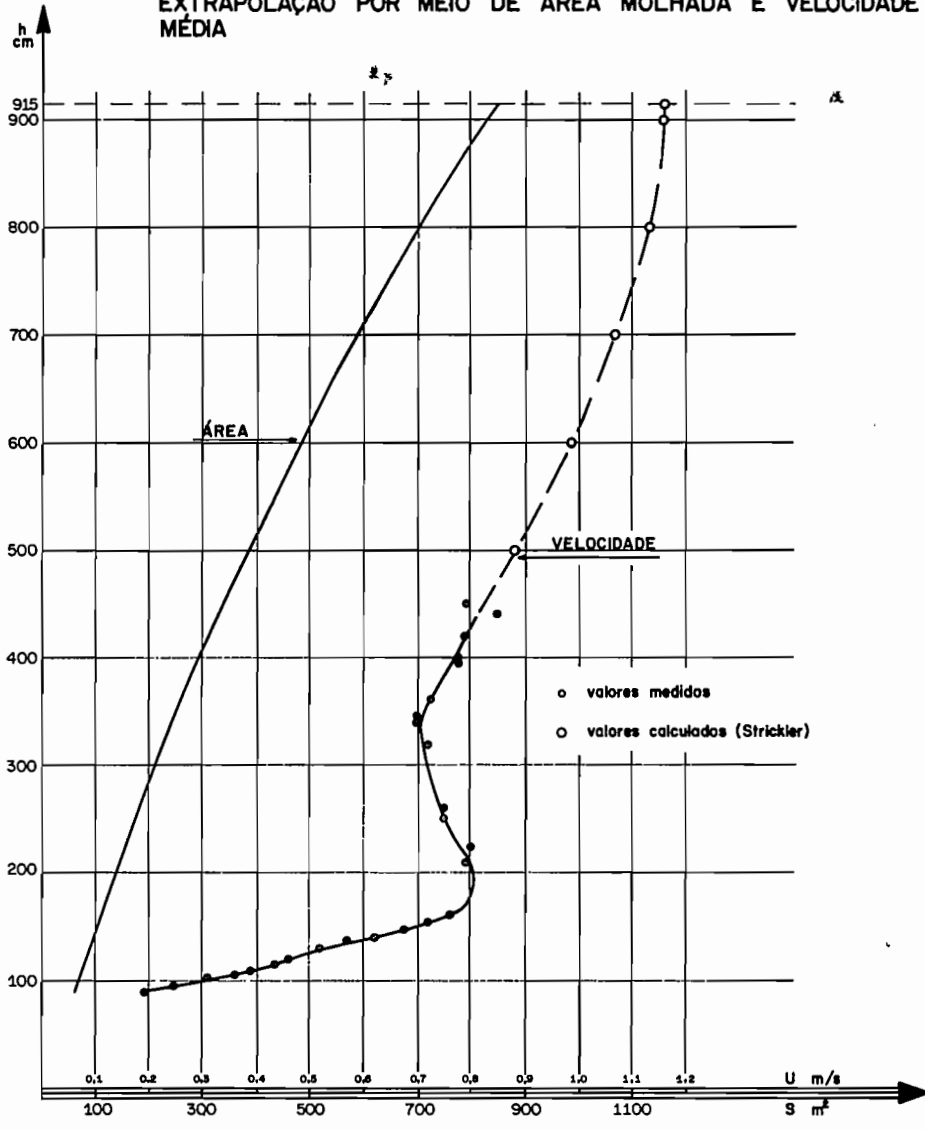
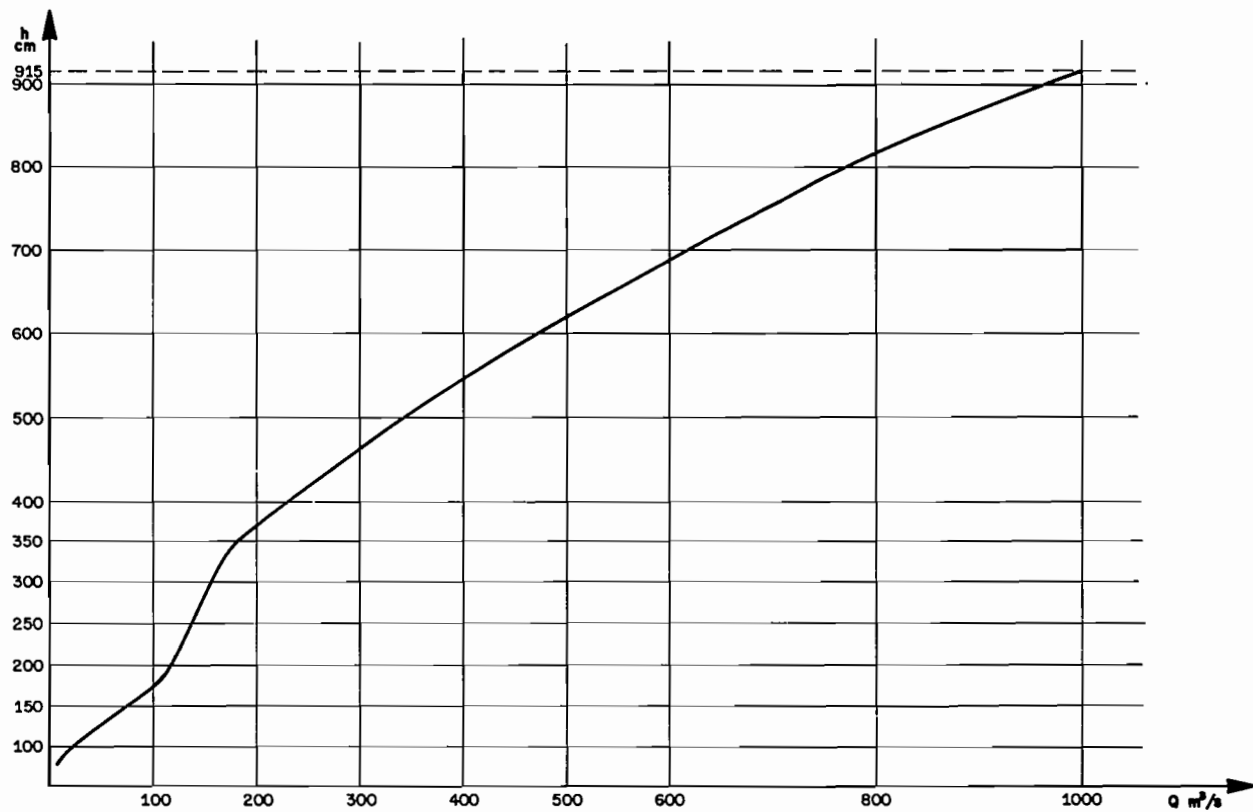


Fig.A2.7 - ESTAÇÃO DE PORTO AMAZONAS
 EXTRAPOLAÇÃO POR MEIO DE ÁREA MOLHADA E VELOCIDADE
 MÉDIA



DES. DANIEL DE SOUZA VASO

Fig. A2.8 - ESTAÇÃO DE PORTO AMAZONAS - CURVA DE CALIBRAGEM



A N E X O A3

RIO SOLIMÕES EM MANACAPURU

TIPO DE CURVA-CHAVE : NÃO-UNÍVOCA

PONTOS DE INTERESSE:

1. Baixa declividade
2. Instabilidade hidráulica
3. Representação da superfície de calibragem

FONTES:

1. Arquivo de microfichas do DNAEE/DCRH.
2. Estudo da Curva-chave do Posto de Manacapuru no rio Solimões. JACCON,G. - 1986.
3. Sistema de Informações Hidrometeorológicas - SIH/DNAEE.
4. Relatórios Técnicos sobre Medição de Descarga Líquida em Grandes Rios. JACCON,G. CUDO,K.J. e GEOTTO,F. 1984, 1985, 1986 e 1987.

1. LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA

O rio Amazonas com 6.577 km é o segundo rio em extensão, vindo logo após o rio Nilo (6.696 km), é o maior rio do mundo em descarga líquida, com vazão média três vezes superior às do Mississipi-Missouri. Nasce nos Andes - Peru e entra no Brasil a partir da confluência com o rio Javari, sendo então chamado de Solimões. A partir da confluência com o rio Negro passa a ser denominado Amazonas até a foz com o Oceano Atlântico.

O posto de Manacapuru está situado na margem esquerda do rio Solimões, a jusante da cidade de Manacapuru e distante 80 Km de Manaus.

A figura A3.1 apresenta o croqui de localização do posto. A seção de réguas foi instalada em 28 de junho de 1972 e as medições de descarga líquida iniciaram em maio de 1973.

Código : 14100000

Coordenadas geográficas: 3 19' S e 60 35' W

Altitude do "zero" da régua: desconhecida

Área de drenagem: 2.150.000 km²

2. DOSSIÊ TÉCNICO

A seção de réguas limnimétricas fica situada a 3 km a jusante da cidade de Manacapuru. Apresenta 12 lances com 100 cm cada, sendo as réguas de alumínio fixadas em estelos de madeira. Em 28.02.83 foi instalado um pluviógrafo e em 05.05.84 um limnógrafo.

O trecho hidrométrico não é retilíneo como pode-se observar na figura A3.1. A seção de medição fica situada a menos de 10 km a jusante de uma curva acentuada, isto é, menos de 3 vezes a largura da seção. O leito é rochoso-arenoso e as margens são formadas de solo areno-argiloso com pouca declividade, contudo, sujeitas a intensa erosão nos períodos de cheia.

A seção de medição de descarga líquida fica situada aproximadamente 6 km a jusante da seção de réguas. O perfil transversal é bastante acidentado (figura 1.9, pg. 21), com distância PI-PF de 3.228 m e profundidade média de 11 metros abaixo do "zero" da régua limnimétrica.

Os levantamentos batimétricos anuais da seção de medição constataam um contínuo acréscimo da largura e uma variação do fundo do leito, devido ao movimento de dunas, que pode alterar o valor da área molhada em mais de 3% entre os períodos de vazante e cheia.

A tabela A3.1 apresenta as características do perfil da seção de medição de 0,40 em 0,40 m, a partir do levantamento batimétrico realizado em 08.06.87 com apoio de dois teodolitos e posicionamento do barco de 30 em 30 segundos. A partir da cota 18,0 m as margens são alagadas e a contribuição do canal, situado na margem direita, sobre a descarga total é desprezível (aproximadamente 0,05%).

As medições de descarga líquida são realizadas de forma rotineira pelo método do "Barco não Ancorado" ("Grandes Rios"). A figura A3.2 apresenta a disposição dos alvos para o alinhamento e posicionamento do barco e das plataformas para a instalação de teodolitos.

3. LEVANTAMENTO DE COTAS

A série de cotas não apresenta lacunas desde a instalação e a sua homogeneidade foi verificada com as cotas do posto limnimétrico do porto de Manaus, conforme correspondência observada, fig. A3.3-A.

A relação entre as cotas dos postos de Manacapuru e Manaus, no mesmo dia, é a seguinte:

$$hMRU = hMUS - 930 \quad \text{sendo}$$

$hMRU$ = cota em Manacapuru em cm

$hMUS$ = cota em Manaus em cm

As cotas mínimas e máximas foram as seguintes:

cota mínima observada - 748 cm em 19.10.83

cota máxima observada - 1999 cm em 20.06.76

4. LEVANTAMENTO E CRÍTICA DAS MEDIÇÕES DE DESCARGA

A primeira medição de descarga líquida foi feita em 11 de maio de 1973. Até dezembro de 1987 foram realizadas 106 medições sendo 100, pelo método "Barco não Ancorado". Apenas 6 medições foram realizadas pelo método "Barco em Movimento" em operações de rotina.

A partir de 1984, sete medições foram realizadas fora da

programação normal de operação. Três em campanhas específicas e quatro durante os cursos de 1984 a 1987, empregando três métodos de medição

Para as medições até nº99 e realizadas pelo método grandes rios, com excessão de 5 que estão com os originais incompletos, foi feita uma crítica por computador com critérios e resultados constantes da publicação "Estudo da curva-chave do posto de Manacapuru no rio Solimões" (JACCON,1986, bibli.31). A mesma crítica foi aplicada às medições restantes (até número 106) de modo que a análise do tipo de relação cota x descarga foi realizada com base num conjunto de 41 medições classificadas como boas e/ou regulares.

Sendo DX o deslocamento transversal e DY o deslocamento longitudinal, o resultado final da crítica, sobre as 95 medições, apresentou a classificação seguinte:

- 12 na classe A (BOA-13%): DX e DY não superiores a 4,0 metros e nenhum defeito notável;
- 29 na classe B (REGULAR-31%): DX e DY dentro da faixa 4,1 - 6,0 metros, alinhamento do barco regular e mais de 50 tomadas de velocidade válidas;
- 28 na classe C (DUVIDOSA-29%): DX e DY dentro da faixa 6,1 - 8,0 metros, alinhamento do barco regular e mais de 40 tomadas de velocidade válidas;
- 26 na classe D (RUIM-27%): DX e DY superiores a 8,1 metros ou defeitos notáveis.

Nesta crítica observa-se a presença de uma repartição cronológica das classes das medições, isto é, grupos de medições de uma determinada classe, em períodos distintos. Este fato é bastante curioso mas perfeitamente explicável, seja devido à falta de rigor na execução das medições, utilização de equipamentos não aferidos ou ambas as causas.

As cotas mínima e máxima medidas de 780 e 1999 cm, respectivamente, são muito próximas das cotas extremas observadas não trazendo problemas para sua extrapolação.

5. ANÁLISE DA REPARTIÇÃO DOS PONTOS E DA RELAÇÃO COTA-DESCARGA

Como o ciclo hidrológico anual do rio Solimões é muito bem caracterizado, poucas medições (4 a 6 por ano) de boa qualidade são suficientes para definir a relação cota/descarga.

A tabela A3.2 apresenta o número de medições por ano, a

cota máxima medida e os métodos utilizados. Observa-se que há uma boa repartição no tempo assim como no intervalo de cotas: a cota máxima observada (1999 cm) coincide com a cota máxima medida (dia 23 de junho de 1976) e a cota mínima medida (780 cm) fica a 32 cm somente acima da cota mínima registrada (748 cm).

Para a análise da relação cota-descarga foram consideradas as 41 medições de classe A e B de 1973 e 1987 com as vazões corrigidas. Mesmo assim, ainda há uma grande dispersão que tem como causa provável a imprecisão das medições. O acréscimo de largura, apesar de ser um fenômeno contínuo e marcante em alguns períodos, é insuficiente para explicar de forma isolada a dispersão dos pontos. Contudo, é nítida a tendência das descargas medidas durante a subida do rio serem maiores que as descargas medidas durante a descida, isto é, a relação não é unívoca. A não-univocidade causada pela variação contínua da declividade superficial durante o ciclo hidrológico é uma característica de quase todos os grandes rios com pouca declividade natural e encontra-se em todos os postos fluviométricos do rio Solimões/Amazonas.

Considerando este fato, foi aplicado o método da raiz quadrada do desnível normal (Jacon, 1986, bibl.31) em que constatou-se a presença de dois grupos, antes e depois de 1979, não havendo argumentação lógica para esta diferença aparente.

6. TRAÇADO DA CURVA-CHAVE

Para o presente exercício utilizaremos somente as medições do segundo grupo.

Com referência às medições de classe A e B, somente a medição número 82 apresentou claramente um déficit de velocidade, que pode ser atribuído a um problema com o molinete ou um erro de equação. Com a sua eliminação, permaneceram 18 medições e complementamos a série com as medições 73, 95, 96, 97 da classe C e 98 (não criticada por falta de dados de campo). A tabela A3.3 apresenta a relação das medições de descarga por ordem crescente das cotas, numeradas conforme a seqüência cronológica da série completa e com as informações seguintes:

- colunas 1 e 2 - número e data da medição;
- coluna 3 - cota associada: média das cotas no início e fim da medição em cm;
- coluna 4 - cota média em Manaus no dia da medição em cm;
- coluna 5 - descarga: valor da descarga em m³/s;
- coluna 6 - área molhada: calculada a partir da cota associada e perfil da seção de medição (régua) em m²;

- coluna 7 - velocidade média: razão entre a descarga e área molhada, m/s;
- coluna 8 - método de medição: grandes rios (2 ou 5 pontos) ou barco ancorado (Anc.);
- coluna 9 - classe da medição:
A = boa B = regular C = duvidosa.

6.1 - Método da raiz quadrada do desnível

O método é utilizado como um teste antes da aplicação do método do desnível normal.

Os valores das descargas medidas "Q" são plotados num gráfico e os valores "Qm" são lidos sobre o traçado de uma curva média (fig. A3.4).

Os valores das descargas corrigidas $Q_c = Q/\sqrt{D}$ são plotados na figura A3.5. Observa-se que ocorreu uma boa redução da dispersão, não havendo maiores dificuldades para o traçado da curva de calibragem.

Os desvios das descargas medidas "Q" e das descargas corrigidas "Qc" em relação as descargas em regime uniforme "Qr" estão apresentadas nas colunas 9 e 10 da tabela A3.4. A eficiência do método é comprovada pelos valores finais das médias dos desvios que passa de 6,7% para 2,5%, isto é, uma redução da dispersão de 63%.

Neste caso, não há dúvida de que o desnível é um bom indicador das variações da declividade hidráulica.

A relação cota-descarga é definida:

- pela curva de calibragem da figura A3.5;
- pelo fator de correção de descarga, definido pela relação:

$$Q = Q_r \sqrt{D}, \text{ sendo}$$

- Qr - descarga lida na curva de calibragem;
- D - desnível entre Manacapuru e Manaus.

6.2 - Método do desnível normal

A descrição detalhada do método encontra-se no capítulo III, pg. 130. Na prática, procura-se definir:

- a. a curva de calibragem para o desnível normal, de equação:

$$Q_n = f(h, D_n) \text{ com } D_n = \text{constante}$$

- b. a curva de correção de descarga (isto é, a correção que deve ser aplicada a Q_n para se obter a vazão real - descarga Q - correspondente a um desnível D), de equação:

$$Q/Q_n = a (D/D_n)^n \quad \text{ou} \quad Q = KcQ_n \quad \text{onde:}$$

"a" e "n" são coeficientes calculados a partir das medições disponíveis.

$$Kc = a(D/D_n)^n \quad \text{é o coeficiente de correção.}$$

A relação do desnível entre Manacapuru e Manaus foi estabelecida graficamente (fig.A3.3-A) a partir das cotas da tabela A3.5. A relação entre as duas séries é a seguinte:

$$h \text{ Manacapuru(cm)} = h \text{ Manaus(cm)} - 930$$

Esta relação não representa a altitude relativa das duas réguas (elas não estão instaladas em um lago) e o desnível exato entre Manacapuru e Manaus é desconhecido.

Como o cálculo de um desnível é indispensável para a aplicação do método, é necessário escolher um valor médio (realista) para a declividade da linha d'água. Foi escolhido o valor de 170 cm entre Manacapuru e a confluência com o rio Negro, correspondendo aproximadamente a uma declividade de 2cm/km.

Desta forma, o desnível é definido pela relação:

$$D(\text{cm}) = h \text{ Manacapuru}(\text{cm}) + 1100 - h \text{ Manaus}(\text{cm})$$

sendo a constante 1100 igual a soma do desnível médio (170 cm) e o fator de correspondência entre as duas réguas (930 cm).

É importante frisar que o valor de "D" é um simples índice do desnível real e a validade desta relação deve ser comprovada quando da aplicação do método.

6.2.1 - Escolha do desnível normal - D_n

Toma-se como desnível normal o valor mais freqüente e melhor representado na relação de medições de descarga, escolhido no histograma de um conjunto de valores. Utilizaremos 74 valores da tabela A3.5-A (37 de 1982 e 37 de 1985) e as 23 medições da tabela A3.3, num total de 97 valores cuja repartição em classes é dada na figura A3.3-B. A classe modal é perfeitamente vislumbrada no intervalo de 140-150 com 22 valores, entre os quais se integram 4 medições. Tomaremos então o valor médio da classe, isto é, $D_n = 145$ cm.

Lembramos que este valor foi obtido, utilizando-se a

repartição dos desníveis somente para os anos de 1982 e 1985 que apresentam duas repartições bem diferentes (observar os números abaixo da figura A3.3-B).

Para se ter certeza da representatividade do valor do desnível, seria conveniente utilizar uma amostra de valores igualmente distribuída no período.

6.2.2 - Aplicação do método

- Traçado da curva de calibragem com desnível normal (145 cm).

Este primeiro traçado é feito de forma intuitiva, apoiando-se nas medições em que foram realizadas com desnível próximo a 145 cm, fig. A3.4. Os símbolos (+) e (-) representam as medições com declividade superior ou inferior a 145 cm, respectivamente.

- Cálculo de Q/Q_n e D/D_n

Com os dados da coluna 5 - desnível entre Manacapuru e Manaus e da coluna 7 - descargas Q_n lidas na curva, calculam-se as razões das colunas 6 e 8.

- Traçado da curva de correção de descarga

Os valores Q/Q_n e D/D_n são plotados num gráfico e traçada a curva de correção, fig. A3.5.

A equação é obtida pelo ajuste de uma função exponencial sobre as 24 duplas (D/D_n , Q/Q_n), por meio do programa 1 da HP 15-C, anexo ao exercício. Obtém-se:

$$Q/Q_n = 1,017(D/D_n)^{0,371}$$

com um coeficiente de correlação de 0,932.

Observa-se que a curva não passa pelo ponto de coordenadas (1,1) e que o valor do expoente é bem diferente de 0,5.

É possível também, sem que se cometa um grande erro, ajustar uma reta e utilizar a equação:

$$Q/Q_n = 0,42 D/D_n + 0,58$$

válida para a razão Q/Q_n , somente no intervalo (0,6 - 1,3): neste caso é mais correto utilizar a primeira equação.

Os valores do coeficiente de correção (k_c) da descarga

corrigida (Q_c) e dos desvios $\Delta Q\%$ e $\Delta Q_c\%$ em relação a descarga em regime uniforme (Q_n), são calculados por meio do programa 2.

Os resultados estão apresentados na tabela A3.6. Nesta primeira iteração (primeiro traçado) obteve-se uma redução do desvio médio absoluto de 68%: de 6,9% para 2,2%.

Observa-se na fig. A3.4 que é bastante reduzida a dispersão dos valores das descargas corrigidas permitindo melhorar o ajuste da curva de calibragem na parte inferior.

O segundo traçado é utilizado para a leitura das descargas Q_n com desnível normal e o processo é retomado.

Na figura A3.5 (segundo traçado) constata-se que a dispersão dos valores das razões Q/Q_n é um pouco menor mas a curva praticamente não é alterada e o desvio absoluto médio relativamente ao segundo traçado, tabela A3.7, não é reduzido. A equação correspondente, pelo método dos mínimos quadrados, é a seguinte:

$$Q/Q_n = 1,007(D/D_n)^{0,389}$$

A relação cota-vazão é então definida pelas:

- curva de calibragem, segundo traçado da figura A3.4, para a leitura das descargas com desnível normal ($D_n = 145$ cm):

- curva de correção de descarga, figura A3.5 (segundo traçado) que na prática, sem incorrer em erro significativo, pode ser admitida a relação:

$$Q/Q_n = (D/145)^{0,4}$$

6.3 - Método do gradiente limnimétrico

O método é desenvolvido de forma semelhante ao método do desnível normal com a vantagem de não necessitar de um posto de apoio para o cálculo do índice de declividade.

- Cálculo do gradiente

Para o cálculo do gradiente, foi utilizada a fórmula da pg. 149, com 8 desvios à cota média relativa ao dia da medição. A tabela A3.8 apresenta as cotas médias diárias em ordem cronológica a partir de 4 dias antes até 4 dias depois do dia da medição e na coluna 5 da tabela A3.9 estão apresentados os valores do gradiente, calculados com o apoio do programa 3.

- Traçado da curva de calibragem

As medições são plotadas com símbolos (+) gradiente positivo (cheia) ou (-) gradiente negativo (depleção). Observa-se de forma nítida que as descargas medidas nos períodos de cota crescente são maiores do que as descargas medidas nos períodos de cota decrescente, evidenciando que a relação não é unívoca. Em seguida é traçada a curva de calibragem em regime uniforme, procurando passar entre os pontos (+) e (-) de forma a levar em conta também o valor absoluto do gradiente: maior valor de G , maior a distância da curva ao ponto correspondente.

O traçado não é tão simples, sobretudo na parte inferior, visto que as medições 96, 97 e 106 estão em posição anormal, como pode se constatar na fig. A3.6.

- Cálculo das quantidades $(y^2 - 1)$

Os valores de Q_0 - descarga em regime uniforme (gradiente = 0) - são lidos na curva média, coluna 6 da tabela A3.7 e as quantidades $(y^2 - 1)$ são calculadas, coluna 7 da mesma tabela.

- Traçado da reta de correção

Os pares $(G, y^2 - 1)$ são plotados no papel milimetrado e é feito o ajuste gráfico da reta de correção de descarga considerando que ela passa pela origem dos eixos. Este ajuste é suficiente nesta fase exploratória do trabalho. Teoricamente não deve ocorrer medições nos quadrantes 2 e 4, como no caso das medições 96, 97 e 106.

Com o valor de K , declividade da reta de correção, igual a 0,024 e apoio do programa 4, calculam-se as descargas corrigidas " Q_c " de cada medição e os desvios $\Delta Q\%$ e $\Delta Q_c\%$ em relação a descarga em regime uniforme (Q_0).

Os desvios relativos à curva de calibragem dos valores brutos Q e dos valores corrigidos Q_c estão apresentados nas colunas 9 e 10. O desvio médio absoluto é de 6,7 para os valores brutos e 4,8 para os valores corrigidos, ou seja, uma redução de apenas 28%.

- Eficácia do método

Após a plotagem das descargas corrigidas sobre o gráfico de calibragem, observa-se que a dispersão dos pontos é pouco alterada e em alguns casos, até aumentou como para as medições números 96, 97 e 106 ou não diminuiu como para as medições 67 e 105.

Neste caso, não temos mais condição de melhorar o traçado, a não ser se desprezásemos as referidas medições, ou seja, é o argumento suficiente para mostrar que o método do gradiente não funciona no presente posto.

Mesmo tentando aprimorar o ajuste, realizando o segundo traçado, o ganho final não é superior a 35%.

6.4 - Conclusão

Se compararmos os ganhos obtidos com os dois métodos (68% para o desnível normal e 28% para o gradiente limnimétrico) é obvio que a vantagem do desnível normal é indiscutível.

Tudo isto, simplesmente vem comprovar que a estação de Manacapuru é muito influenciada em águas baixas e médias pelas variações rápidas dos níveis d'água de dois importantes afluentes a jusante: o rio Negro (bacia com 700.000 km² e pico de cheia em setembro) e o rio Madeira (bacia com 1.500.000 km² e pico de cheia em abril). Os picos de cheia do rio Solimões ocorrem geralmente em junho.

O gradiente limnimétrico não traduz corretamente as variações da declividade superficial, variações muito pequenas (alguns milímetros por quilômetro) mas suficientes para influenciar as velocidades de escoamento.

O exemplo da medição número 96 é muito significativo: com um gradiente negativo de -4,4 cm/dia, o desnível que lhe é associado (168 cm) é muito superior ao desnível normal. Isto significa que neste período de novembro de 1985, o nível do rio Solimões baixa muito mais em razão do rápido decréscimo dos níveis do rio Negro (e sem dúvida do rio Madeira) do que em virtude da diminuição da sua própria descarga, que parece elevada em relação à cota mas que é muito bem explicada pela alta declividade da linha d'água caracterizada pelo desnível bem superior ao desnível normal.

TABELA A3.1 - ESTAÇÃO DE MANACAPURU
CÁLCULO DOS ELEMENTOS GEOMÉTRICOS

h m	S m ²	P m	l m	R m	hm m
0.00	35288	3085	3079	11.4	11.4
0.40	36521	3087	3082	11.8	11.8
0.80	37754	3090	3084	12.2	12.2
1.20	38988	3093	3087	12.6	12.6
1.60	40224	3095	3089	13.0	13.0
2.00	41460	3097	3091	13.3	13.4
2.40	42697	3099	3093	13.7	13.8
2.80	43935	3102	3095	14.1	14.1
3.20	45173	3104	3097	14.5	14.5
3.60	46413	3106	3099	14.9	14.9
4.00	47653	3109	3102	15.3	15.3
4.40	48895	3111	3104	15.7	15.7
4.80	50137	3113	3106	16.1	16.1
5.20	51380	3115	3108	16.4	16.5
5.60	52623	3118	3110	16.8	16.9
6.00	53868	3120	3112	17.2	17.3
6.40	55113	3123	3115	17.6	17.6
6.80	56360	3127	3119	18.0	18.0
7.20	57609	3132	3123	18.3	18.4
7.60	58860	3136	3128	18.7	18.8
8.00	60112	3140	3132	19.1	19.1
8.40	61366	3145	3137	19.5	19.5
8.80	62621	3149	3141	19.8	19.9
9.20	63879	3154	3146	20.2	20.3
9.60	65138	3157	3148	20.6	20.6
10.00	66398	3160	3151	21.0	21.0
10.40	67659	3162	3153	21.4	21.4
10.80	68921	3164	3155	21.7	21.8
11.20	70184	3167	3158	22.1	22.2
11.60	71447	3169	3160	22.5	22.6
12.00	72712	3172	3162	22.9	22.9
12.40	73978	3174	3165	23.3	23.3
12.80	75244	3177	3167	23.6	23.7
13.20	76511	3179	3169	24.0	24.1
13.60	77780	3182	3172	24.4	24.5
14.00	79049	3184	3174	24.8	24.9
14.40	80320	3187	3177	25.2	25.2
14.80	81591	3190	3180	25.5	25.6
15.20	82864	3193	3182	25.9	26.0
15.60	84137	3196	3185	26.3	26.4
16.00	85412	3199	3188	26.7	26.7
16.40	86688	3202	3191	27.0	27.1
16.80	87966	3205	3194	27.4	27.5
17.20	89244	3209	3198	27.8	27.9
17.60	90524	3212	3201	28.1	28.2
18.00	91805	3215	3204	28.5	28.6
18.40	93089	3239	3227	28.7	28.8

**TABELA A3.2 - ESTAÇÃO DE MANACAPURU
REPARTIÇÃO CRONOLÓGICA DAS MEDIÇÕES**

ANO	NR. MEDIÇÕES	h máx.med. cm	MÉTODO
1973	5	1859	Grandes Rios - 5 pontos nos. 1 e 5 Smoot - nos. 2, 3 e 4
1974	7	1895	Grandes Rios - 5 pontos nos. 6 a 12
1975	13	1972	Grandes Rios - 5 pontos nos. 13 a 16 , 20 a 25 Smoot - nos. 17, 18 e 19
1976	13	1999	Grandes Rios - 5 pontos nos. 26 a 38
1977	12	1907	Grandes Rios - 5 pontos nos. 39 a 50
1978	12	1868	Grandes Rios - 5 pontos nos. 51 a 62
1979	6	1793	Grandes Rios - 5/2 pontos nos. 63 a 68
1980	6	1616	Grandes Rios - 2 pontos nos. 69 a 74

TABELA A3.2 - CONTINUAÇÃO...

ANO	NR. MEDIÇÕES	h máx.med. cm	MÉTODO
1981	5	1733	Grandes Rios - 2 pontos nos. 75 e 79, 1 ponto nr. 77 Integração nrs. 76 e 78
1982	4	1943	Grandes Rios - 2 pontos nos. 80 a 83
1983	4	1538	Grandes Rios - 2 pontos nos. 84 a 87
1984	8	1843	Grandes Rios - 2 pontos nos. 88 a 92 Barco Ancorado - nos. 881,90, 911 e 921 Smoot - nr. 90
1985	4	1568	Grandes Rios - 2 pontos nos. 93 a 96 Barco Ancorado e Smoot nr. 94
1986	5	1788	Grandes Rios - 2 pontos nos. 97 a 101 Barco Ancorado e Smoot nr. 99
1987	6	1863	Grandes Rios - 2 pontos nos. 102 a 105 5 pontos nr. 106 Barco Ancorado e Smoot nr.104

TABELA A3.3 - ESTAÇÃO DE MANACAPURU
 RELAÇÃO DAS MEDIÇÕES POR ORDEM
 CRESCENTE DAS COTAS

Nr.	Data	Cotas		Descarga (m ³ /s)	Área (m ²)	Vel. (m/s)	Mét.	Clas.
		MANC cm	MAUS cm					
106	02/11/87	855	1807	60.500	62.300	0,972	5 p.	A
68	13/11/79	862	1838	50.800	48.150	1,055	2 p.	B
73	11/09/80	985	1997	58.400	58.500	0,984	2 p.	C
921	16/11/84	1049	2004	68.700	62.900	1,092	Anc.	B
96	12/11/85	1094	2026	78.300	85.700	1,192	2 p.	C
67	14/09/79	1131	2122	72.600	85.800	1,103	2 p.	B
69	20/01/80	1146	2075	88.900	85.300	1,332	2 p.	B
97	11/02/86	1277	2229	86.900	71.230	1,220	2 p.	C
88	18/01/84	1297	2225	99.300	72.600	1,367	2 p.	B
93	13/02/85	1384	2359	90.100	70.600	1,276	2 p.	B
911	12/09/84	1393	2395	84.900	75.600	1,123	Anc.	B
102	08/02/87	1462	2376	117.600	80.100	1,468	2 p.	A
95	15/08/85	1515	2498	99.800	78.300	1,272	2 p.	C
105	11/08/87	1549	2514	106.900	84.300	1,268	2 p.	A
94	30/05/85	1588	2517	116.200	81.900	1,418	Anc.	A
72	06/07/80	1616	2596	106.200	83.400	1,274	2 p.	A
89	13/04/84	1670	2597	128.700	82.700	1,557	2 p.	B
98	18/05/86	1754	2688	135.300	85.900	1,575	2 p.	
99	12/08/86	1767	2738	128.200	91.000	1,387	Anc.	A
91	11/07/84	1832	2785	135.800	89.200	1,557	2 p.	B
90	07/06/84	1843	2781	139.000	82.700	1,557	Anc.	A
103	21/05/87	1850	2775	146.500	91.800	1,596	2 p.	A
104	08/06/87	1863	2790	148.000	93.800	1,578	Anc.	A

Mét. = método utilizado: 2 pontos, 5 pontos ou Ancorado
 Clas. = qualidade: A = boa, B = regular, C = duvidosa

TABELA A3.4 - MÉTODO DA RAÍZ QUADRADA DO DESNÍVEL

Nr.	Data	Cota cm	Q m ³ /s	D m	Qm m ³ /s	Qc m ³ /s	Qr m ³ /s	ΔQ %	ΔQc %
106	11/87	855	60500	1,48	57000	49730	47800	+ 6,1	+4,0
88	11/79	862	50800	1,24	57500	45620	48100	-11,7	-3,1
73	09/80	985	56400	0,88	65200	60120	56200	-13,5	+7,0
921	11/84	1049	68700	1,45	70000	57050	60100	- 1,9	-5,1
98	11/85	1094	78300	1,68	73100	60410	62800	+ 7,1	-3,8
87	09/79	1131	72800	1,09	75900	69540	65400	- 4,3	+6,3
69	01/80	1146	86900	1,71	77300	66450	66400	+12,4	+0,1
97	02/86	1277	86900	1,48	86900	71430	74600	0	-4,2
88	01/84	1297	99300	1,72	88000	75720	75700	+12,8	0
93	02/85	1384	90100	1,25	96800	80590	80900	- 6,9	-0,4
911	09/84	1393	85800	0,98	97500	86670	82000	-12,0	+6,7
102	02/87	1462	117600	1,86	103000	86230	86200	+14,2	0
95	08/85	1515	99600	1,17	108000	92080	89700	- 7,8	+2,7
105	08/87	1549	106900	1,35	111000	92000	92000	- 3,7	0
94	05/85	1568	116200	1,51	113000	94560	93300	+ 2,8	+1,4
72	07/80	1616	106300	1,20	117000	97040	96100	- 9,1	+1,0
89	04/84	1670	128700	1,73	122000	97850	101000	+ 5,5	-3,1
98	05/86	1754	135300	1,66	129000	105000	105000	+ 4,9	0
99	08/86	1767	126200	1,29	130000	111100	106000	- 2,9	+4,8
91	07/84	1832	135800	1,47	136000	112000	110000	- 0,1	+1,8
90	06/84	1843	139000	1,62	137500	109200	111000	+ 1,1	-1,6
103	05/87	1850	148500	1,75	138500	110700	111000	+ 5,8	-0,3
104	06/87	1863	148000	1,73	139000	112500	112000	+ 6,5	+0,4
							Total	153	
							Media	6,7	56,8
									2,5

Qm = descargas relativas a uma curva média

Qc = descargas corrigidas $Qc = Q/\sqrt{D}$

Qr = descarga em regime uniforme

ΔQ e ΔQc são os desvios de Q e Qc relativos a Qr

TABELA A3.5 - COTAS E DESNÍVEIS

A - DESNÍVEIS DECENDIAIS

Dia/Mes	ANO 1982			ANO 1985		
	MANAC.	MANAUS	Desn.	MANAC.	MANAUS	Desn.
01/01	1108	2011	197	1248	2166	182
11/01	1240	2153	187	1325	2251	174
21/01	1320	2245	175	1416	2356	160
31/01	1375	2307	168	1442	2396	146
11/02	1406	2348	158	1400	2370	130
21/02	1441	2389	152	1342	2317	125
01/03	1483	2428	155	1328	2301	127
11/03	1519	2473	146	1336	2302	134
21/03	1547	2503	144	1352	2317	135
31/03	1589	2540	149	1388	2335	153
11/04	1647	2604	143	1390	2345	143
21/04	1717	2674	143	1394	2338	156
01/05	1775	2727	148	1418	2356	162
11/05	1833	2788	145	1466	2401	165
21/05	1871	2826	145	1531	2474	157
31/05	1904	2862	142	1570	2520	150
11/06	1927	2889	138	1611	2563	148
21/06	1942	2896	146	1644	2606	138
01/07	1940	2891	149	1660	2627	133
11/07	1919	2861	158	1648	2614	134
21/07	1875	2815	160	1622	2588	134
31/07	1824	2764	160	1583	2550	133
11/08	1743	2687	156	1534	2512	122
21/08	1663	2613	150	1482	2470	112
31/08	1584	2529	155	1435	2426	109
11/09	1452	2409	143	1371	2368	103
21/09	1308	2274	134	1290	2291	99
01/10	1149	2129	120	1199	2200	99
11/10	1021	1988	133	1132	2102	130
21/10	941	1893	148	1082	2038	144
31/10	889	1833	156	1098	2033	165
11/11	909	1849	160	1100	2029	171
21/11	959	1880	179	1045	1997	148
01/12	1033	1944	189	1058	1990	168
11/12	1138	2033	205	1162	2086	176
21/12	1214	2113	201	1238	2174	164
31/12	1279	2175	204	1261	2205	156

B - COTAS MÁXIMAS E MÍNIMAS ANUAIS

Ano	MÁXIMAS		MÍNIMAS		Ano	MÁXIMAS		MÍNIMAS	
	MANC	MAUS	MANC	MAUS		MANC	MAUS	MANC	MAUS
1973	1922	2857	1145	2116	1980	1627	2600	845	1768
1974	1909	2846	1251	2184	1981	1745	2685	774	1724
1975	1972	2911	1003	1932	1982	1944	2897	876	1828
1976	1999	2961	884	1932	1983	1713	2897	748	1828
1977	1909	2845	1125	2068	1984	1857	2803	991	1958
1978	1875	2811	1101	2032	1985	1660	2627	1030	1974
1979	1870	2823	789	1744	1986	1859	2814	1182	2140
					1987	1863	2791	-	-

TABELA A3.6 - MÉTODO DO DESNÍVEL NORMAL (PRIMEIRO TRAÇADO)

Nr.	Data	Cota cm	Q m3/s	D cm	D/Dn	Qn m3/s	Q/Qn	Kc	Qc m3/s	ΔQ %	ΔQc %
106	11/87	855	80500	148	1,021	56500	1,071	1,025	59000	+ 7,1	+4,5
68	11/79	862	50800	124	0,855	56600	0,898	0,957	53100	-10,2	-6,2
73	09/80	985	58400	88	0,607	64000	0,881	0,837	67400	-11,9	+5,2
921	11/84	1049	88700	145	1,000	88700	1,000	1,017	67600	0	-1,7
96	11/85	1094	78300	168	1,159	72600	1,079	1,077	72700	+ 7,9	+0,1
67	09/79	1131	72800	109	0,752	75500	0,962	0,910	79800	- 3,8	+5,7
69	01/80	1148	86900	171	1,179	78900	1,130	1,084	80100	+13,0	+4,2
97	02/86	1277	86900	148	1,021	87600	0,992	1,025	84800	- 0,8	-3,2
88	01/84	1297	99300	172	1,286	89500	1,109	1,087	91400	+11,0	+2,1
93	02/85	1384	90100	125	0,862	98800	0,931	0,960	93900	- 6,9	-3,0
911	09/84	1393	85800	98	0,678	97400	0,881	0,873	98300	-11,9	+0,9
102	02/87	1462	117600	186	1,283	103000	1,142	1,120	105000	+14,2	+1,9
95	08/85	1515	99600	117	0,807	107000	0,931	0,936	106000	- 6,9	-0,5
105	08/87	1549	106900	135	0,931	110000	0,972	0,989	108000	- 2,8	-1,7
94	05/85	1568	116200	151	1,041	112000	1,038	1,033	112000	+ 3,8	+0,4
72	07/80	1618	108300	120	0,828	116000	0,916	0,945	113000	- 8,4	-3,0
89	04/84	1670	128700	173	1,193	120000	1,073	1,089	118000	+ 7,3	-1,5
98	05/86	1754	135300	168	1,145	127000	1,065	1,072	126000	+ 6,5	-0,6
99	08/86	1767	126200	129	0,890	128000	0,986	0,972	130000	- 1,4	+1,5
91	07/84	1832	135800	147	1,014	133000	1,021	1,022	133000	+ 2,1	-0,1
90	06/84	1843	139000	162	1,117	134000	1,037	1,062	131000	+ 3,7	-2,3
103	05/87	1850	146500	175	1,207	135000	1,085	1,094	134000	+ 8,5	-0,8
104	06/87	1863	148000	173	1,193	136000	1,088	1,089	138000	+ 8,8	-0,1
									Total	158,9	51,4
									Desvio médio absoluto	6,9	2,2

Qn = descarga em regime uniforme, valor lido na curva

Kc = coeficiente de correção calculado pela fórmula $Kc = a (D/Dn)^n$

Qc = descarga corrigida, calculada pela fórmula $Qc = Q / Kc$

ΔQ e ΔQc são os desvios de Q e Qc relativos a Qn

TABELA A3.7 - MÉTODO DO DESNÍVEL NORMAL (SEGUNDO TRAÇADO)

Nr.	Data	Cota cm	Q m ³ /s	D cm	D/Dn	Qn m ³ /s	Q/Qn	Kc	Qc m ³ /s	ΔQ %	ΔQc %
106	11/87	855	60500	148	1,021	58400	1,036	1,015	59600	+ 3,6	+2,1
68	11/79	862	50800	124	0,855	58600	0,867	0,948	53600	-13,3	-8,5
73	09/80	985	56400	88	0,607	66400	0,849	0,829	68000	-15,1	+2,4
921	11/84	1049	68700	145	1,000	71100	0,966	1,007	68200	- 3,4	-4,0
98	11/85	1094	78300	188	1,159	74500	1,051	1,088	73400	+ 5,1	-1,4
67	09/79	1131	72600	109	0,752	77300	0,939	0,901	80600	- 6,1	+4,2
69	01/80	1148	86900	171	1,179	78500	1,107	1,074	80900	+10,7	+3,1
97	02/86	1277	86900	148	1,021	88700	0,980	1,015	85600	- 2,0	-3,5
88	01/84	1297	99300	172	1,186	90400	1,098	1,076	92300	+ 9,8	+2,1
93	02/85	1384	90100	125	0,862	96900	0,930	0,951	94800	- 7,0	-2,2
911	09/84	1393	85800	98	0,676	97400	0,881	0,865	99200	-11,9	+1,9
102	02/87	1462	117600	186	1,283	103000	1,142	1,109	106000	+14,2	+2,9
95	08/85	1515	99600	117	0,807	107000	0,931	0,926	108000	- 6,9	+0,5
105	08/87	1549	106900	135	0,931	110000	0,972	0,979	109000	- 2,8	-0,8
94	05/85	1568	116200	151	1,041	112000	1,038	1,023	114000	+ 3,8	+1,4
72	07/80	1616	106300	120	0,828	116000	0,916	0,936	114000	- 8,4	-2,0
89	04/84	1670	128700	173	1,193	120000	1,073	1,079	119000	+ 7,3	-0,6
98	05/86	1754	135300	166	1,145	127000	1,065	1,061	127000	+ 6,5	+0,4
99	08/86	1767	128200	129	0,890	128000	0,986	0,962	131000	- 1,4	+2,5
91	07/84	1832	135800	147	1,014	133000	1,021	1,012	134000	+ 2,1	+0,9
90	06/84	1843	139000	162	1,117	134000	1,037	1,051	132000	+ 3,7	-1,3
103	05/87	1850	146500	175	1,207	135000	1,085	1,083	135000	+ 8,5	+0,2
104	06/87	1863	148000	173	1,193	136000	1,088	1,079	137000	+ 8,8	+0,9
Total										162,4	49,7
Desvio médio absoluto										7,1	2,2

Qn = descarga em regime uniforme, valor lido na curva
Kc = coeficiente de correção calculado pela fórmula $Kc = a (D/Dn)^n$
Qc = descarga corrigida, calculada pela fórmula $Qc = Q / Kc$
ΔQ e ΔQc são os desvios de Q e Qc relativos a Qn

TABELA A3.8 - ESTAÇÃO DE MANACAPURU - COTAS MÉDIAS DIÁRIAS (cm)

SET./79		NOV./79		JAN./80		JUL./80		SET./80		JAN./84	
DIA	COTA	DIA	COTA	DIA	COTA	DIA	COTA	DIA	COTA	DIA	COTA
10	1183	09	885	16	1136	02	1622	07	1036	14	1276
11	1166	10	884	17	1138	03	1621	08	1014	15	1284
12	1152	11	879	18	1140	04	1619	09	1003	16	1287
13	1138	12	873	19	1143	05	1615	10	996	17	1292
14	1129	13	857	20	1147	06	1617	11	984	18	1296
15	1118	14	849	21	1151	07	1615	12	969	19	1299
16	1108	15	847	22	1157	08	1611	13	953	20	1304
17	1098	16	839	23	1161	09	1608	14	939	21	1308
18	1088	17	835	24	1165	10	1605	15	921	22	1310
ABR./84		JUN/84		JUL/84		SET./84		NOV./84		FEV./85	
DIA	COTA	DIA	COTA	DIA	COTA	DIA	COTA	DIA	COTA	DIA	COTA
09	1662	03	1835	07	1840	08	1436	12	1042	09	1409
10	1664	04	1837	08	1838	09	1426	13	1044	10	1404
11	1666	05	1839	09	1836	10	1418	14	1048	11	1400
12	1668	06	1840	10	1834	11	1407	15	1049	12	1393
13	1670	07	1843	11	1832	12	1399	16	1050	13	1386
14	1672	08	1845	12	1830	13	1390	17	1048	14	1381
15	1672	09	1847	13	1827	14	1380	18	1046	15	1375
16	1674	10	1848	14	1824	15	1370	19	1044	16	1369
17	1676	11	1850	15	1822	16	1357	20	1042	17	1362
MAI./85		JUN./85		AGO./85		NOV./85		FEV./86		MAI./86	
DIA	COTA	DIA	COTA	DIA	COTA	DIA	COTA	DIA	COTA	DIA	COTA
26	1553	01	1574	11	1534	08	1106	07	1246	12	1743
27	1556	02	1577	12	1532	09	1106	08	1253	13	1745
28	1562	03	1580	13	1527	10	1104	09	1260	14	1748
29	1565			14	1521	11	1100	10	1268	15	1751
30	1568			15	1516	12	1094	11	1278	16	1755
31	1570			16	1511	13	1091	12	1286	17	1757
				17	1504	14	1087	13	1292	18	1759
				18	1498	15	1082	14	1299	19	1760
				19	1494	16	1078	15	1304	20	1762
AGO./86		FEV./87		MAI./87		JUN./87		AGO./87		OUT/NOV./87	
DIA	COTA	DIA	COTA	DIA	COTA	DIA	COTA	DIA	COTA	DIA	COTA
08	1787	04	1452	17	1842	03	1862	07	1586	29	871
09	1784	05	1454	18	1844	04	1862	08	1578	30	869
10	1780	06	1457	19	1847	05	1862	09	1569	31	864
11	1773	07	1460	20	1849	06	1862	10	1559	01	859
12	1769	08	1462	21	1850	07	1863	11	1548	02	856
13	1762	09	1464	22	1852	08	1863	12	1540	03	852
14	1755	10	1467	23	1854	09	1863	13	1528	04	849
15	1749	11	1472	24	1857	10	1863	14	1518	05	849
16	1741	12	1478	25	1858	11	1862	15	1510	06	850

TABELA A3.9 - MÉTODO DO GRADIENTE LIMNIMÉTRICO (PRIMEIRO TRAÇADO)

Nr.	Data	Cota cm	Q m3/s	Grad. cm/dia	Qo m3/s	y ² - 1	Qc m3/s	ΔQ %	ΔQc %
106	11/87	855	60500	- 3,5	58000	+0,088	63200	+ 4,3	+ 9,0
88	11/79	862	50800	-10,5	58300	-0,241	58700	-12,9	+ 0,7
73	09/80	985	56400	-13,2	66200	-0,274	68200	-14,8	+ 3,1
921	11/84	1049	68700	- 1,7	71000	-0,064	70100	- 3,2	- 1,2
96	11/85	1094	78300	- 4,4	74600	+0,102	82800	+ 5,0	+11,0
67	09/79	1131	72600	-10,4	77700	-0,127	83800	- 6,6	+ 7,9
69	01/80	1146	86900	+ 4,1	79000	+0,210	82900	+10,0	+ 5,0
97	02/86	1277	86900	+ 8,6	90400	-0,076	79100	- 3,9	-12,5
88	01/84	1297	99300	+ 3,8	91800	+0,170	95100	+ 8,2	+ 3,6
93	02/85	1384	90100	- 6,1	99000	-0,172	97500	- 9,0	- 1,5
911	09/84	1393	85800	- 8,9	100000	-0,264	96800	-14,2	- 3,2
102	02/87	1462	117600	+ 2,2	105800	+0,236	114600	+11,2	+ 8,3
95	08/85	1515	99600	- 5,3	110000	-0,180	106600	- 9,5	- 3,1
105	08/87	1549	106900	- 9,7	112700	-0,100	122000	- 5,1	+ 8,3
94	05/85	1588	116200	+ 2,7	114500	+0,030	112600	+ 1,5	- 1,7
72	07/80	1616	106300	- 0,7	118400	-0,194	107200	-10,2	- 9,5
89	04/84	1670	128700	+ 1,8	123000	+0,095	126000	+ 4,6	+ 2,4
98	05/86	1754	135300	+ 2,9	130600	+0,073	130800	+ 3,6	+ 0,17
99	08/86	1767	162200	- 5,7	131100	-0,073	135800	- 3,7	+ 3,6
91	07/84	1832	135800	- 2,1	137000	-0,017	139400	- 0,9	+ 1,7
90	06/84	1843	139000	+ 2,3	137600	+0,020	135300	+ 1,0	- 1,7
103	05/87	1850	146500	+ 1,6	138200	+0,124	143800	+ 6,0	+ 4,0
104	06/87	1863	148000	+ 0,4	139800	+0,121	147300	+ 5,9	+ 5,4
							Total	155,0	110,0
							Desvio médio absoluto	6,7	4,8

Qo = descarga em regime uniforme (G=D), valor lido na curva

y² - 1 = (Q/Qo)² - 1

Qc = descarga corrigida

ΔQ e ΔQc são os desvios de Q e Qc relativos a Qo

Fig.A3.2 ESTAÇÃO DE MANACAPURU - DISPOSIÇÃO DOS ALVOS NA SEÇÃO DE MEDIÇÃO

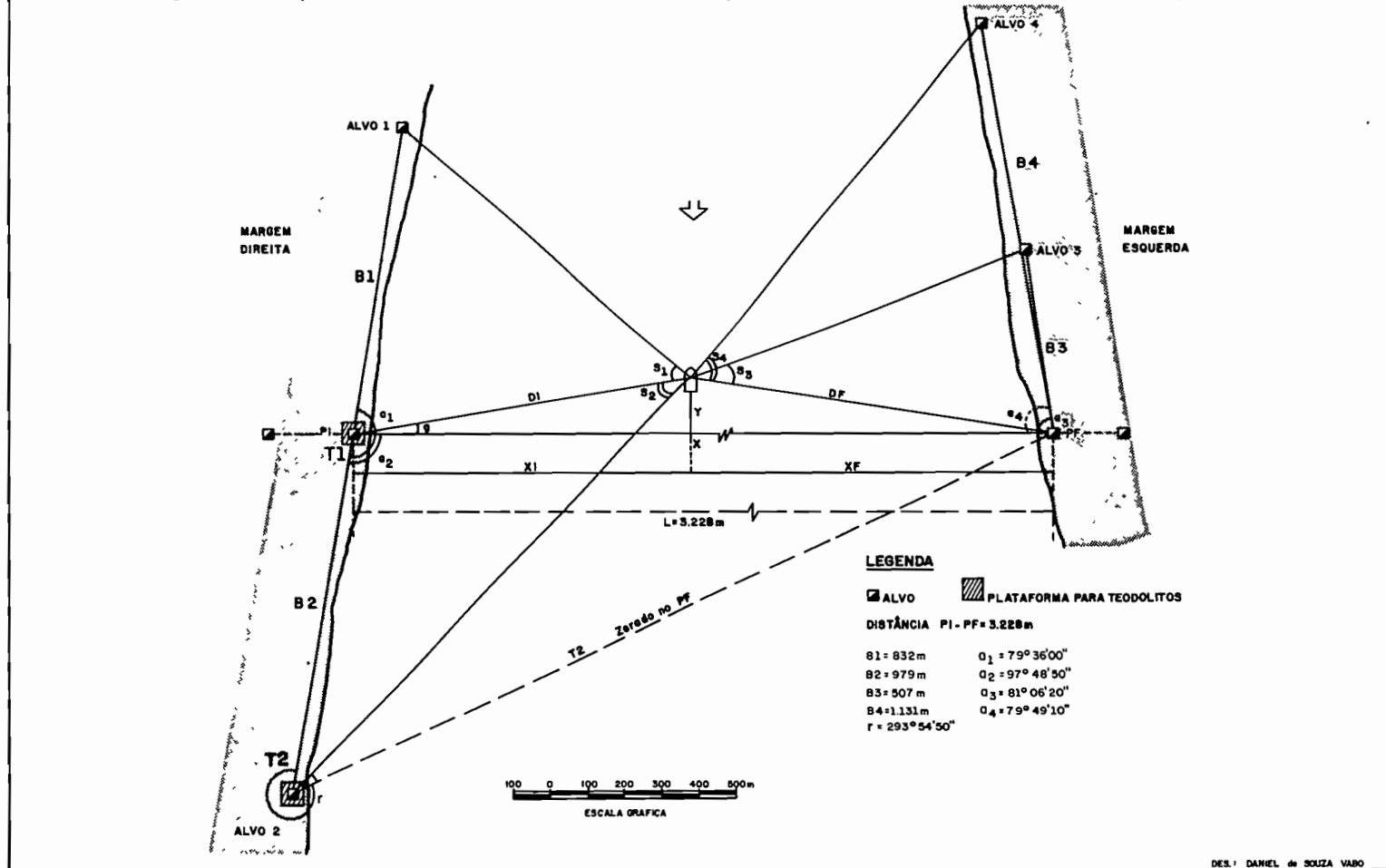
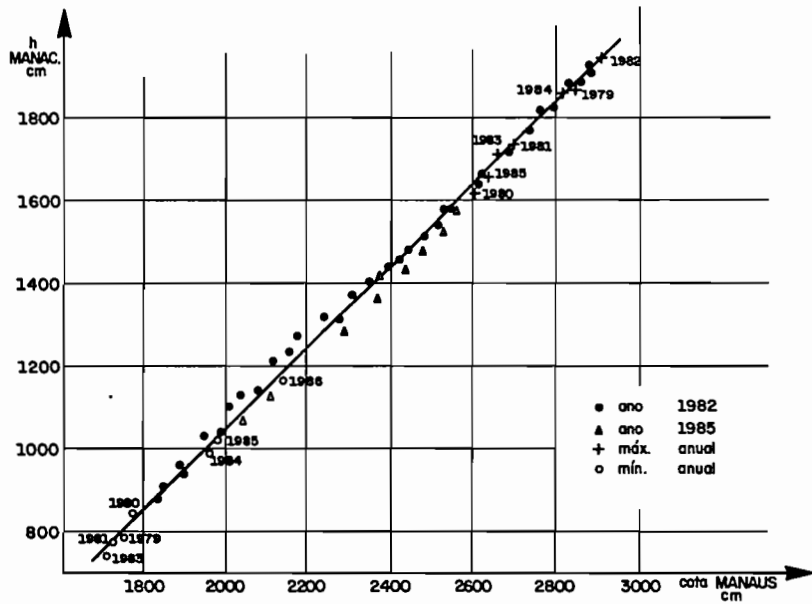
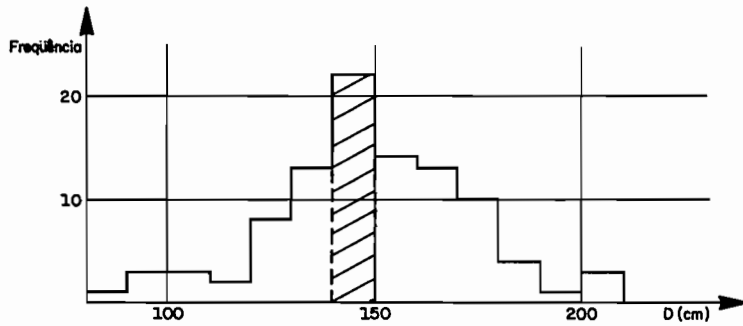


Fig. A3.3 ESTAÇÃO DE MANACAPURU

A - CORRESPONDÊNCIA ENTRE COTAS MANACAPURU E MANAUS

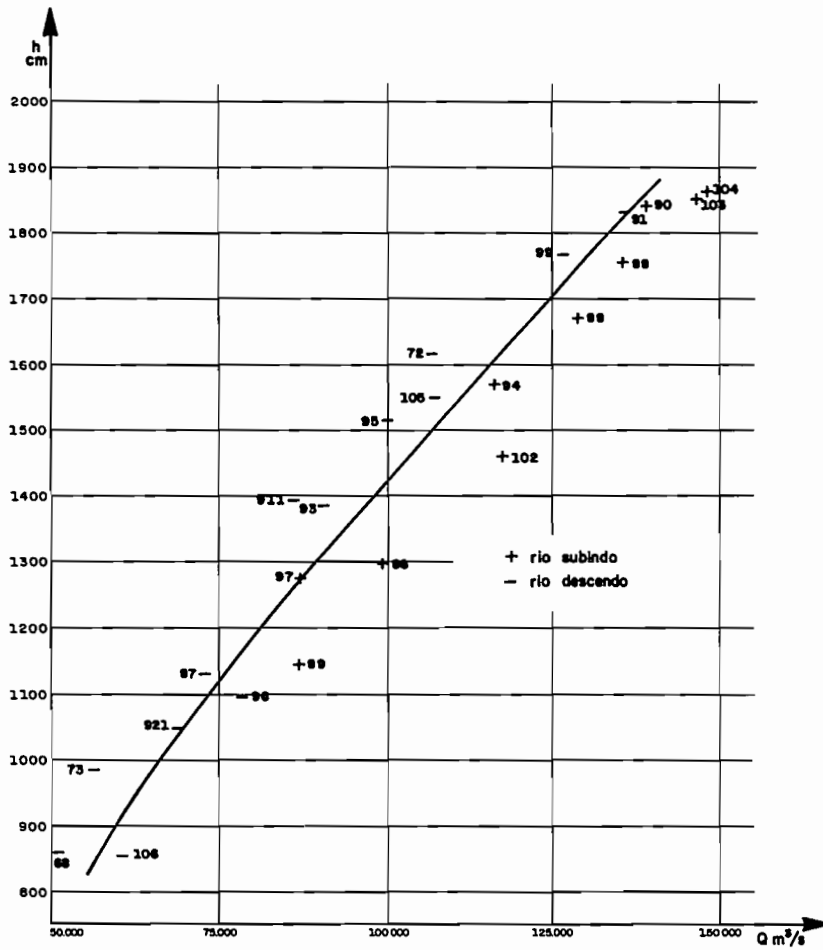


B - HISTOGRAMA DOS DESNÍVEIS (97 valores)



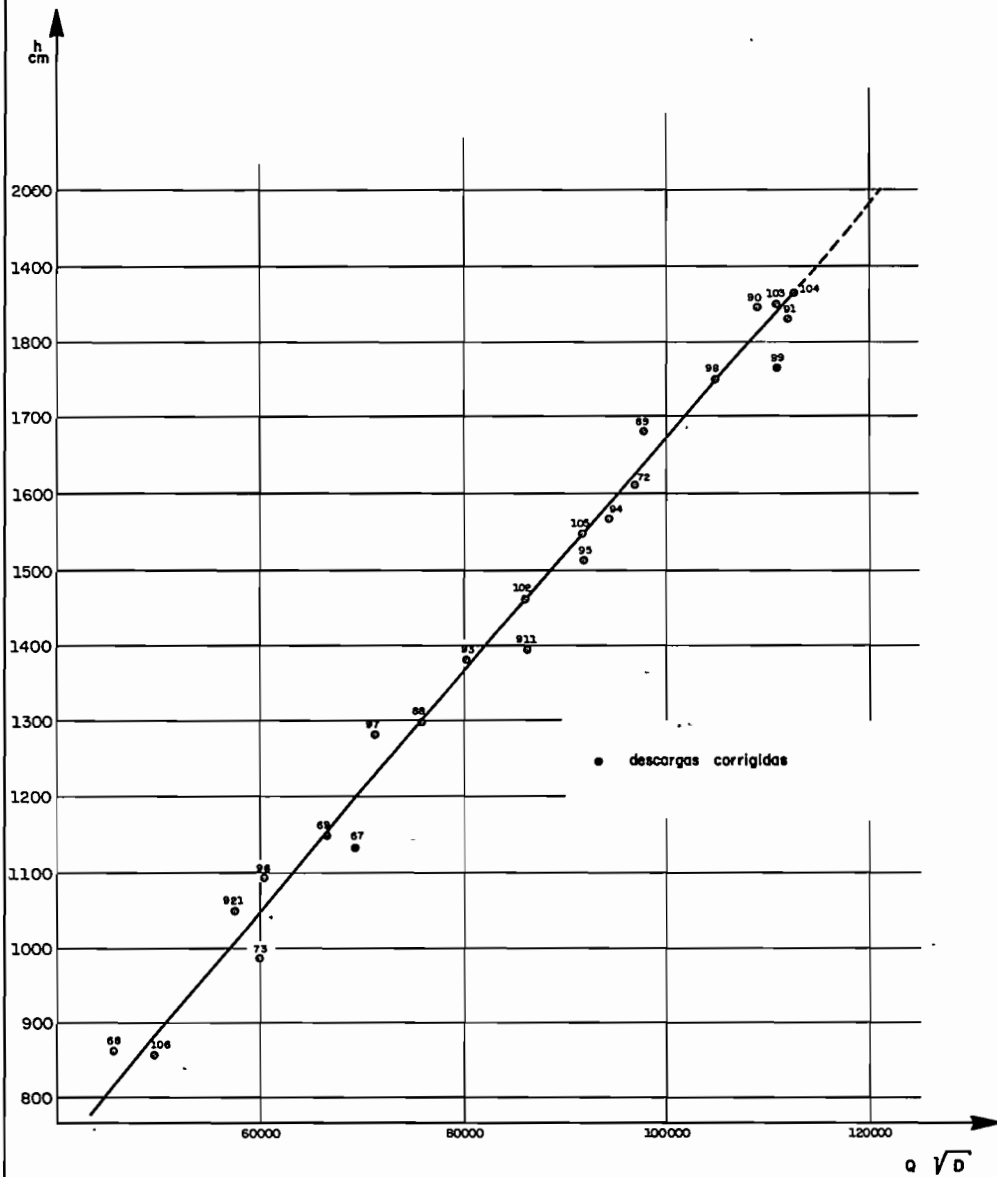
1982					1	3	13	8	4	2	2	1	3
1985		2	2	1	3	9	5	5	6	3	1		
medições	1	1	1	1	4	1	4	1	3	5	1		

Fig. A3.4 RIO SOLIMÕES EM MANACAPURU
MÉTODO DA RAIZ QUADRADA DO DESNÍVEL
CURVA MÉDIA



DES.: DANIEL DE SOUZA VASCO

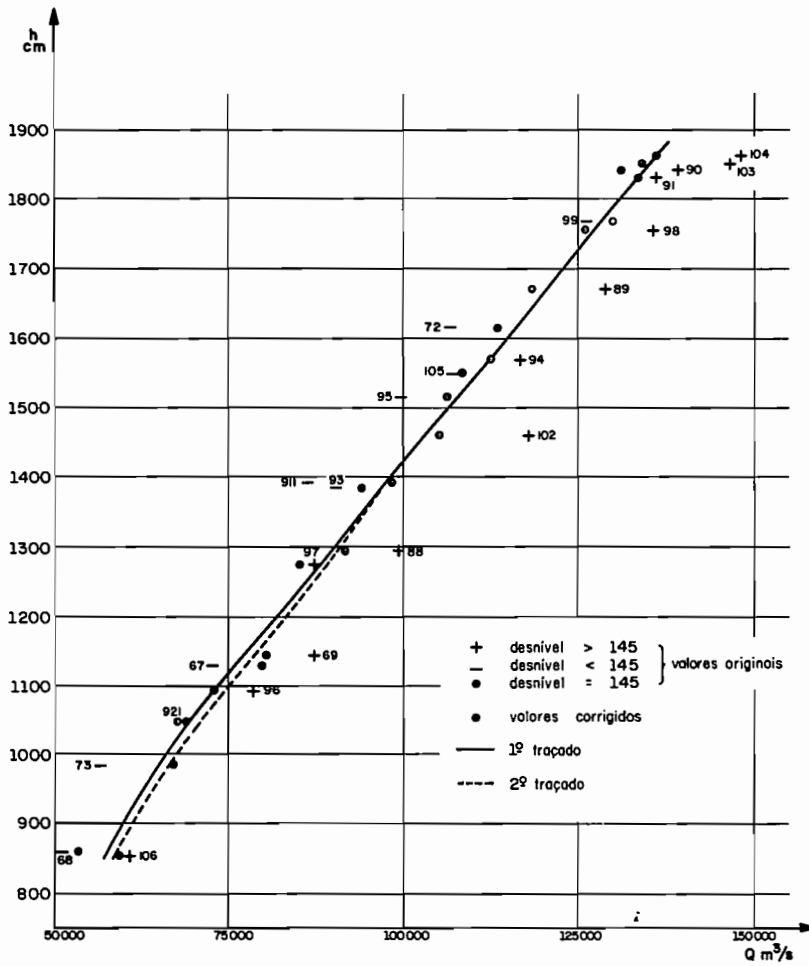
Fig.A3.5 RIO SOLIMÕES EM MANACAPURU
MÉTODO DA RAIZ QUADRADA DO DESNÍVEL
CURVA DE CALIBRAGEM



DES. DANIEL DE SOUZA VALE

Fig. A3.6 RIO SOLIMÕES EM MANACAPURU

CURVA DE CALIBRAGEM (desnível normal = 145 cm)



DES. DANIEL DE SOUZA VABO

Fig. A3.7 RIO SOLIMÕES EM MANACAPURU
MÉTODO DO DESNÍVEL NORMAL
CURVAS DE CORREÇÃO DE DESCARGA

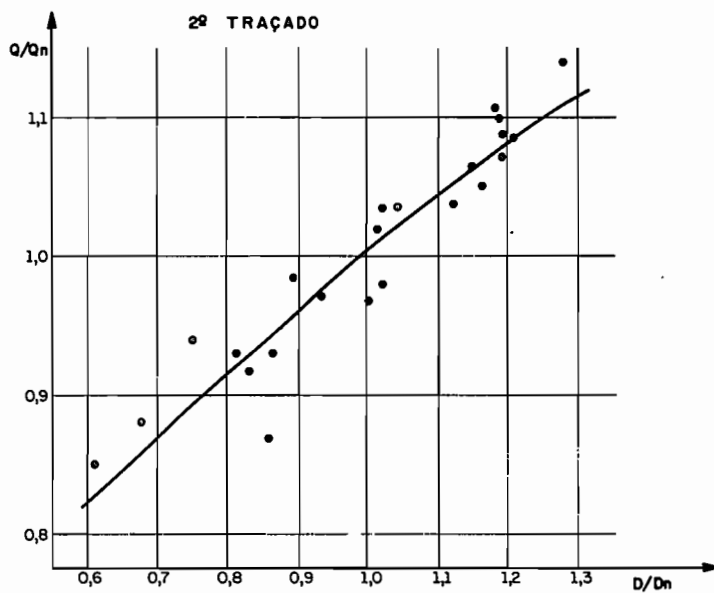
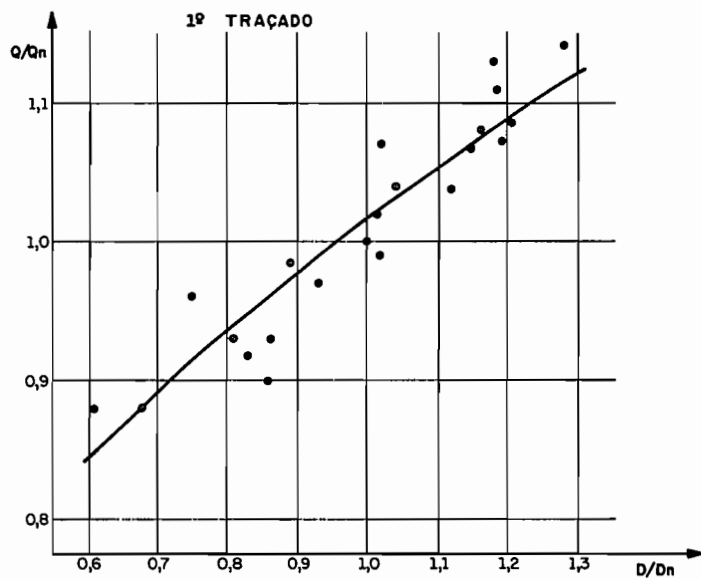
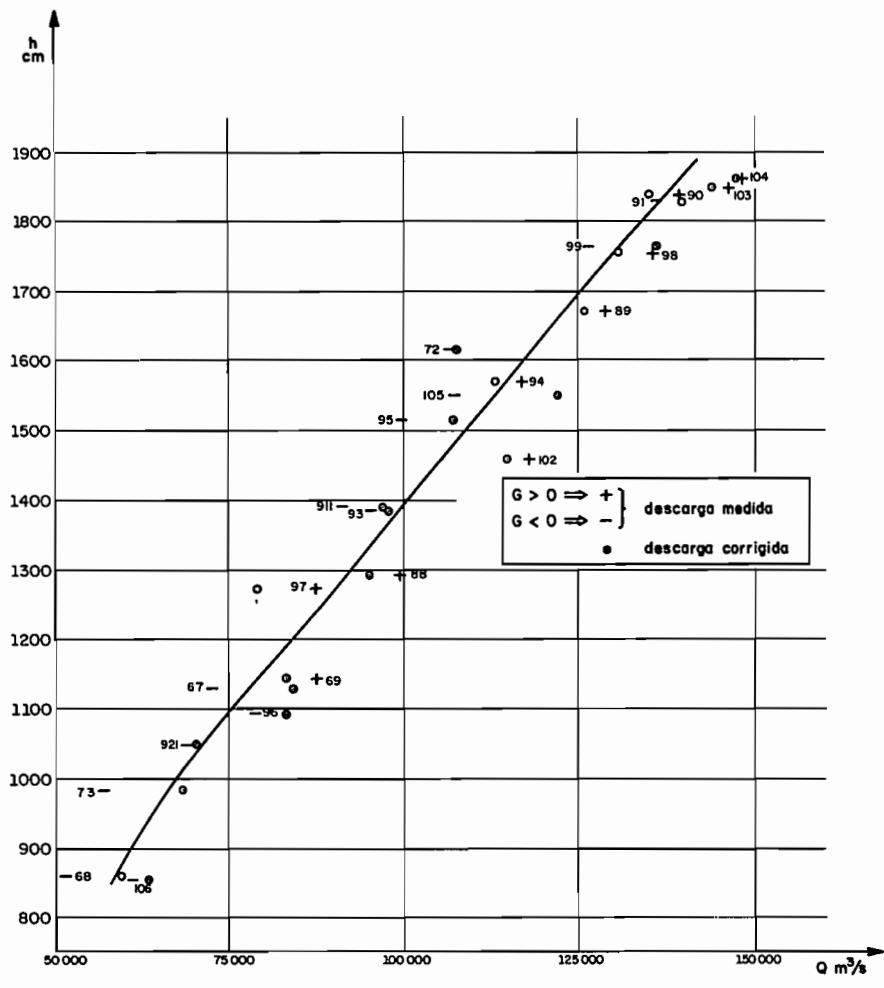


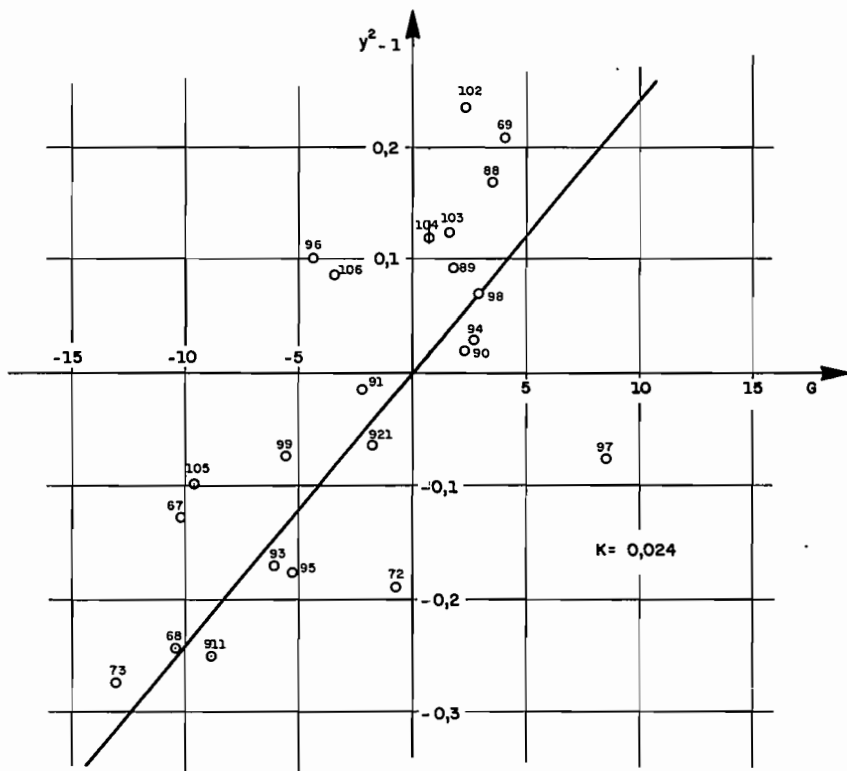
Fig. A3.8 RIO SOLIMÕES EM MANACAPURU

CURVA DE CALIBRAGEM (método do gradiente limnimétrico)



DES DANIEL de SOUZA VASO

Fig. A3.9 ESTAÇÃO DE MANACAPURU
MÉTODO DO GRADIENTE LIMNIMÉTRICO
RETA DE CORREÇÃO DE DESCARGA



PROGRAMA 1 : AJUSTE DE UMA CURVA "POTÊNCIA" com CALCULADORA HP15C

1. PROGRAMA

2. OBJETIVO

V	S	O	R	COMANDO	!	Calcular as constantes a e n da relação:
No	Código				!	
001	42.21.11	f	LBL	A	!	$y = ax^n$
2	42 34	f	CLEAR	REG	!	pele método dos mínimos quadrados
3	42.21. 0	f	LBL	0	!	(R = coeficiente da regressão)
4	45 2	RCL	2		!	
005	1	1			!	3. TESTE DO PROGRAMA
6	40	+			!	
7	31	R/S			!	Dados:
8	43 12	g	LN		!	D/Dn
9	34	x><y			!	Q/Qn
010	43 12	g	LN		!	
1	49	Σ+			!	
2	22 0	GTO	0		!	
3	42.21.12	f	LBL	B	!	Operação:
4	42 49	f	L.R.		!	
015	12	e ⁿ			!	
6	31	R/S			!	- teclar f A, aparece 1,000 no visor
7	34	x><y			!	- teclar 1,159 ENTER 1,071 R/S
8	31	R/S			!	aparece 2,000 no visor
9	42 48	f	ŷ,r		!	- ... prosseguir até aparecer 5,000
020	34	x><y			!	no visor
1	31	R/S			!	- teclar f B e ler os resultados:
2	22 11	GTO	A		!	
3					!	a = 1,006
4					!	n = 0,382
025					!	R = 0,994
6					!	
7					!	
8					!	
9					!	
030					!	
1					!	
2					!	
3					!	
4					!	
035					!	
6					!	
7					!	
8					!	
9					!	
040					!	4. LABELS UTILIZADOS: A, B e 0
1					!	
2					!	5. MEMORIAS RESERVADAS:
3					!	2 = número de duplas
4					!	3 = Σ x
045					!	4 = Σ x2
6					!	5 = Σ y
7					!	6 = Σ y2
8					!	7 = Σ xy
9					!	
050					!	
1					!	

PROGRAMA 2 : DESNÍVEL NORMAL - Cálculo de Kc, Qc, ΔQ e ΔQc com HP15C

1. PROGRAMA

2. OBJETIVO

V I S O R	COMANDO	
No	Código	
001	42.21.13	f LBL C
2	0	0
3	44 4	STO 4
4	44 8	STO 8
005	44 9	STO 9
6	42.21. 1	f LBL 1
7	1	1
8	44.40. 4	STO +4
9	45 4	RCL 4
010	31	R/S
1	44 5	STO 5
2	33	R↓
3	44 6	STO 6
4	33	R
015	45 0	RCL 0
6	10	÷
7	45 2	RCL 2
8	14	y ⁿ
9	45 1	RCL 1
020	20	x
1	31	R/S
2	45 8	RCL 8
3	34	x><y
4	10	÷
025	31	R/S
6	44 7	STO 7
7	45 5	RCL 5
8	45 6	RCL 6
9	43 15	g Δ%
030	31	R/S
1	43 16	g ABS
2	44.40. 8	STO +8
3	45 5	RCL 5
4	45 7	RCL 7
035	43 15	g Δ%
6	31	R/S
7	43 16	g ABS
8	44.40. 9	STO +9
9	22 1	GTO 1
040	42.21. 2	f LBL 2
1	45 8	RCL 8
2	45 4	RCL 4
3	1	1
4	30	-
045	44 4	STO 4
6	10	÷
7	31	R/S
8	45 9	RCL 9
9	45 4	RCL 4
050	10	÷
1	31	R/S
2	22 13	GTO C

Calcular os valores das 4 dítimas
colunas da tabela do Desnível Norma

$Kc = a (D/Dn)^n$ coeficiente de correção
 $Qc =$ descarga corrigida = $Q * Kc$
 ΔQ e $\Delta Qc =$ desvios de Q e Qc relativos a Qn

3. TESTE DO PROGRAMA

Dados: D = 148 Constantes: Dn = 145
 Q = 60500 a = 1,010
 Qn = 57500 n = 0,40

Operação :

- ANTES DE ATIVAR O PROGRAMA, entrar com as
3 constantes nos registradores alocados:
145 STO 0 1.010 STO 1 0.4 STO 2

- teclar f'G, aparece 1,000 no visor
 - teclar 148 ENTER 60500 ENTER 57500 R/S
 - LER os resultados : 1,018 ==> Kc R/S
 59.412,321 ==> Qc R/S
 5,217 ==> ΔQ R/S
 3,328 ==> ΔQc R/S

- aparece 2,000 no visor
 - entrar com os dados da segunda medição...

- QUANDO TERMINAR de preencher as quatro
colunas da tabela, aparece o valor N+1
no visor, sendo N o número de medições.
Para calcular as médias dos desvios,
teclar GSB 2

As somas dos desvios podem ser conseguidas com o comando RCL :
 RCL 8 para a soma dos ΔQ
 RCL 9 para a soma dos ΔQc

4. LABELS UTILIZADOS: C, 1 e 2

5. MEMÓRIAS RESERVADAS:

- 0 = Dn
- 1 = a
- 2 = n
- 4 = contador de medições
- 5 = Qn
- 6 = Q
- 7 = Qc
- 8 = soma dos ΔQ
- 9 = soma dos ΔQc

PROGRAMA 3 : CÁLCULO DO GRADIENTE LIMNIMÉTRICO com CALCULADORA HP15C

1. PROGRAMA

2. OBJETIVO

V I S O R	COMANDO	! Calcular o Gradiente Limnimétrico no período de n dias, antes e após o dia da medição.	
No Código			
001 42.21.14	f LBL 0	3. TESTE DO PROGRAMA	
2 1	1		
3 40	+		
4 44 3	STO 3		
005 42.21. 3	f LBL 3	Dados : Dia Cota	
8 0	D		-----
7 31	R/S		
8 44 7	STO 7		
9 0	0	D-2 1327	
010 44 5	STO 5	D-1 1323	
1 44 6	STO 6	D 1318	
2 45 3	RCL 3	D+1 1316	
3 18	CHS	D+2 1315	
4 44 4	STO 4		
015 42.21. 4	f LBL 4	Operação :	
6 45 3	RCL 3		
7 45 4	RCL 4	O gradiente é calculado num período de	
8 1	1	2 dias ANTES e 2 dias DEPOIS (D=dia da	
9 40	+	medição). Então n=2	
020 44 4	STO 4		
1 43.30. 5	g Test 5	- teclar 2 f D	
2 22 5	GTO 5	- aparece 0,000 no visor	
3 43 20	g x=0	- teclar o valor da cota do dia D :1318 R/S	
4 22 4	GTO 4	- aparece -2,000 no visor	
025 43.30. 1	g Test 1	- teclar o valor da cota do dia D-2:1327 R/S	
6 22 6	GTO 6	- aparece -1,000 no visor	
7 40	+	- teclar o valor da cota do dia D-1:1323 R/S	
8 22 7	GTO 7	- ...	
9 42.21. 8	f LBL 8		
030 30	-	- após entrar a última cota, aparece no	
1 42.21. 7	f LBL 7	visor o valor do gradiente.	
2 3	3		
3 14	y ⁿ	no exemplo: -3,444 ==> Gradiente do dia D	
4 44 25	STO 1		
035 44.40. 8	STO +6		
6 45 4	RCL 4		
7 31	R/S		
8 45 7	RCL 7		
9 30	-		
040 45 4	RCL 4	4. LABELS UTILIZADOS : D, 3, 4, 5, 6 e 7	
1 10	÷		
2 45 25	RCL 1	5. MEMÓRIAS RESERVADAS :	
3 20	x	3 = n número de dias antes e/ou depois	
4 44.40. 5	STO +5	4 = i índice variando de -n a +n	
045 22 4	GTO 4	5 = ΣG somatório dos valores parciais de G	
6 42.21. 5	f LBL 5	6 = M somatório dos pesos	
7 45 5	RCL 5	7 = Hd cota do dia D	
8 45 6	RCL 6		
9 10	÷		
050 31	R/S		
1 22 3	GTO 3		

PROGRAMA 4 : GRADIENTE - Cálculo de $Q_c, \Delta Q$ e ΔQ_c com CALCULADORA HP15C

1. PROGRAMA

2. OBJETIVO

V I S O R	COMANDO	!
No Código		nas da tabela do Gradiente Limnométrico.
001 42.21.15	f LBL E	! $Q_c = \text{descarga corrigida} = Q / \sqrt{(K \cdot G + 1)}$
2 0	0	! ΔQ e ΔQ_c são os desvios de Q e Q_c rela-
3 44 4	STO 4	! tivos a Q_n
4 44 8	STO 8	!
005 44 9	STO 9	!
6 42.21. 8	f LBL 8	!
7 1	1	! Dados: $G = + 8,6$ Constante: $K = 0,025$
8 44.40. 4	STO +4	! $Q = 96900$
9 45 4	RCL 4	! $Q_n = 88400$
010 31	R/S	!
1 44 5	STO 5	! Operação :
2 33	R↓	!
3 44 6	STO 6	! - ANTES DE ATIVAR O PROGRAMA, entrar com
4 34	x><y	! o valor de K no registrador 0 (zero) :
015 45 0	RCL 0	! 0,025 STO 0
6 20	x	!
7 1	1	! - teclar f E, aparece 1,000 no visor
8 40	+	! - teclar 8.6 ENTER 96900 ENTER 88400 R/S
9 11	\sqrt{x}	! - LER os resultados: 87.909,485 ==> Q_c R/S
020 10	÷	! 9,615 ==> ΔQ R/S
1 31	R/S	! -0,555 ==> ΔQ_c R/S
2 44 7	STO 7	! - aparece 2,000 no visor
3 45 5	RCL 5	! - entrar com os dados da segunda medição...
4 45 6	RCL 6	!
025 43 15	g $\Delta \%$! - QUANDO TERMINAR de preencher as 3 colunas
6 31	R/S	! da tabela, aparece o valor $N+1$ no visor,
7 43 16	g ABS	! sendo N o número de medições.
8 44.40. 8	STO +8	! Para calcular as médias dos desvios,teclar
9 45 5	RCL 5	! GSB 9
030 45 7	RCL 7	!
1 43 15	g $\Delta \%$! As somas dos desvios podem ser conseguidas
2 31	R/S	! com o comando RCL :
3 43 16	g ABS	! RCL 8 para a soma dos ΔQ
4 44.40. 9	STO +9	! RCL 9 para a soma dos ΔQ_c
035 22 8	GTO 8	!
6 42.21. 9	f LBL 9	!
7 45 8	RCL 8	!
8 45 4	RCL 4	!
9 1	1	!
040 30	-	!
1 44 4	STO 4	! 4. LABELS UTILIZADOS : E, 8 e 9
2 10	÷	!
3 31	R/S	! 5. MEMÓRIAS RESERVADAS :
4 45 9	RCL 9	! 0 = K coeficiente de correção
045 45 4	RCL 4	! 4 = contador de medições
6 10	÷	! 5 = Q_0
7 31	R/S	! 6 = Q
8 22 15	GTO E	! 7 = Q_c
9		! 8 = soma dos ΔQ
		! 9 = soma dos ΔQ_c

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A - LIVROS

- 1 - ALDEGHERI, M. Mesure des débits à partir des vitesses.
In: Manuel d'hydrométrie de l'ORSTOM. s.l., ORSTOM
1979, t.4.
- 2 - CRAUSSE, E. Hydraulique des canaux découverts en régime
permanent. Paris, Editions Eyrolles, 1951. iv.
- 3 - HORST, L. Hydrometry. Delft, Int. Inst. for Hydraulic
and Env. Engineering, 1974. iv.
- 4 - LEBRETON, A. Dynamique fluviale. Paris, Editions Eyrol-
les. 1974. iv.
- 5 - LENCASTRE, A. Manual de hidraulica geral. Lisboa,
A.E.I.S.T. 1958. iv.
- 6 - MESURAGE du débit des liquides dans des canaux découverts:
ISO 772-1975. In: VOCABULAIRE et Symboles. 2.ed. s.l.,
ISO, 1978. iv.
- 7 - REMENIERAS, G. L'hydrologie de l'ingénieur. Paris, Edi-
tions Eyrolles, 1960. iv.
- 8 - ROCHE, M. Hydrologie de surface. Paris, ORSTOM, 1963. iv.
- 9 - SILBER, R. Etude et tracé des écoulements permanents en
canaux et rivières. Paris, Dunod, 1968. iv.
- 10 - TROSKOLANSKY, A. T. Théorie et pratique des mesures hy-
drauliques. Paris, Dunod, 1962. iv.
- 11 - VEN, Te Chow. Handbook of applied hydrology. New York,
McGraw-Hill, 1964. iv.

B - ARTIGOS E RELATÓRIOS

- 12 - BILLON, B. Courbes de tarage de hautes eaux, historique:
Oued Souss à Ait Melloul. s.l., Direction de l'Hydrauli-
que du Maroc, 1977. iv.
- 13 - BRUNET-MORET, Y et aill. Cuvette lacustre et Niger moyen.

In: MONOGRAPHIE hydrologique du Niger. Paris, ORSTOM, 1986. t.2.

- 14 - CARBONNEL, M & GUISCAFRE, J. Etude hydrologique du Grand Lac du Cambodge. s.l., 1964. Iv.
- 15 - COCHONNEAU, G. 'HYDROM-Logiciel de banque de données hydrométriques: s.l., ORSTOM, 1985. Iv.
- 16 - CRUETTE, J & RODIER, J. Mesure de débits de l'oued Zeroud pendant les crues exceptionnelles de l'automne 1969. Paris, Cahiers ORSTOM, 8(1):35-64, 1971.
- 17 - DUBREUIL, P & LAMAGAT, J. & VUILLAUME, G. Tarage et calcul des débits des stations hydrométriques non univoques. Paris, Cahiers ORSTOM, 7(3): 3-72, 1970.
- 18 - GUISCAFRE, J et alii. Les ressources en eau de surface de la Martinique. Paris, 1976. Iv. (Monographies hydrologiques ORSTOM, 4)
- 19 - HLAVEK, R. Généralités sur la mesure des débits dans les cours d'eau. s.l., Polycopié, 1968. Iv.
- 20 - LASZLOFFY, W. Quelques problèmes de l'hydrologie des eaux superficielles. Revue C-Tijdschrift, 3(12), 1965.
- 21 - ROCHE, M. Traitement automatique des données hydrométriques et des données pluviométriques au service hydrologique de l'ORSTOM. Paris, Cahiers ORSTOM, 5(3), 1968.
- 22 - ROCHETE, C, ed. Tarage et calcul des débits des stations hydrométriques non-univoques (application aux stations des fleuves Sénégal et Niger). s.l., ORSTOM, 1981 Iv. (Manuscrit non édité).
- 23 - THEORET, R. Ajustement mathématique d'une courbe de tarage par juxtaposition de Cubiques-Méthode de points pivots. s.l., Min. Richesses Naturelles du Québec, 1968. Iv.

BIBLIOGRAFIA COMPLEMENTAR À EDIÇÃO BRASILEIRA

- 24 - AZEVETO NETTO, J. M. & ALVAREZ, G. A. Manual de hidráulica. São Paulo, 1973. Iv.
- 25 - BANDINI, A. Hidrologia. São Carlos, USP, 1967. Iv.
- 26 - BRASIL. DNAEE. Divisão de Controle de Recursos Hídricos. Bacia do Rio Paraíba do Sul: dados atualizados até 1978. Brasília, 1983. Iv. (Brasil. DNAEE. Divisão de Controle de Recursos Hídricos. Boletim fluviométrico, f-5.02)
- 27 - BRASIL. DNAEE. Divisão de Controle de Recursos Hídricos.

Sistemática para análise de consistência de dados fluviométricos. Brasília, 1983. 127p.

- 28 - BRASIL. SUDAM. Curvas-chave em estações de controle com efeito de remanso: relatório técnico nº 66. Belém, 1980. Iv.
- 29 - GARCEZ, L. N. Hidrologia. São Paulo, 1967. Iv.
- 30 - HIEZ, G. & SANTOS, D.F. dos. Cálculo do Perfil Transversal: programa para microcomputador. Brasília, DNAEE 1987. Iv.
- 31 - JACCON, G. Estudo da Curva-chave do posto de Manacapuru no Rio Solimões. Brasília, DNAEE, 1986. Iv.
- 32 - JACCON, G. & CUDO, K. J. Curso sobre Técnicas de Medição de Descarga Líquida em Grandes Rios: avaliação. Brasília, DNAEE, 1984. Iv.
- 33 - JACCON, G. & CUDO, K. J. Curso sobre Técnicas de Medição de Descarga Líquida em Grandes Rios: relatório técnico. Brasília, DNAEE, 1985. Iv.
- 34 - JACCON, G. & CUDO, K. J. Curso sobre Técnicas de Medição de Descarga Líquida em Grandes Rios: relatório técnico. Brasília, DNAEE, 1986. Iv.
- 35 - JACCON, G. & CEOTTO, F. & CUDO, K. J. Curso sobre Técnicas de Medição de Descarga Líquida em Grandes Rios: relatório técnico. Brasília, DNAEE, 1987. Iv.
- 36 - JACCON, G. & GUIMARÃES, V. S. Calibragem em estações fluviométricas da Bacia Amazônica. Aplicação do método do "gradiente limnimétrico", In: Simpósio Brasileiro de Hidrologia e Recursos Hídricos. 5., Blumenau, 1983. Anais. Blumenau, ABRH, 1983. p.473-481.
- 37 - NEVES, E. Trindade. Curso de hidráulica. Porto Alegre, 1960. Iv.
- 38 - PINTO, N. L. Souza et alii. Hidrologia de superfície. Curitiba, 1967. Iv.
- 39 - VILLELA, S. M. & MATTOS, A. Hidrologia aplicada. São Paulo, 1985. Iv.
- 40 - WISLER, C. D. & BRATER, E. F. Hidrologia. Rio de Janeiro, 1964. Iv.