

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO E CULTURA  
UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA  
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA  
COORDENAÇÃO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

RELAÇÕES DE RESISTÊNCIA E DE TRANSPORTE  
PARA CANAIS ALUVIAIS

por

Janiro Costa Rêgo

CAMPINA GRANDE, PARAÍBA

OUTUBRO - 1981

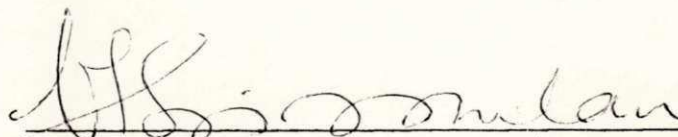
RELAÇÕES DE RESISTÊNCIA E DE TRANSPORTE  
PARA CANAIS ALUVIAIS

JANIRO COSTA RÊGO  
Engenheiro Civil

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

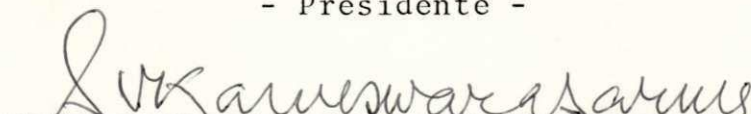
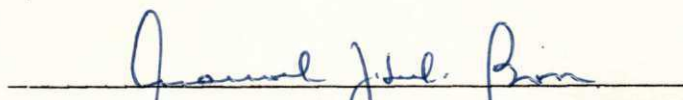
Aprovada por:

COMISSÃO



Prof. VAJAPEYAM SRIRANGACHAR SRINIVASAN

- Presidente -

  
Prof. SARMA KAMESWARA V. SEEMANAPALLI  
Prof. MANOEL GILBERTO DE BARROS

CAMPINA GRANDE  
ESTADO DA PARAÍBA - BRASIL  
NOVEMBRO - 1981



R343r

Rego, Janiro Costa

Relacoes de resistencia e de transporte para canais aluviais / Janiro Costa Rego. - Campina Grande, 1981. 101 f. : il.

Dissertacao (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraiba, Centro de Ciencias e Tecnologia.

1. Hidraulica de Canais Aluviais 2. Transporte de Solo - 3. Aluviao - 4. Canais Aluviais - 5. Canais Erodiveis - 6. Dissertacao I. Srinivasan, Vajapeyam Srirangachar II. Universidade Federal da Paraiba - Campina Grande (PB). III. Título

CDU 556.536(043)



## AGRADECIMENTOS

O autor agradece:

Ao professor Vajapeyam Srirangachar Srinivasan, pela ori  
entação.

Ao Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Fede  
ral da Paraíba, pelo apoio básico.

A Eduardo Eneas de Figueiredo e Paulo Roberto R. Pessoa,  
responsáveis pela apresentação gráfica.

Aos funcionários do Laboratório de Hidráulica do Centro de  
Ciências e Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba, pelo  
apoio durante a realização dos ensaios.

Aos colegas professores da Área de Recursos Hídricos do  
Departamento de Engenharia Civil do CCT/UFPb e a todos que, di  
reta ou indiretamente contribuíram para a realização deste tra  
balho.

## R E S U M O

O presente trabalho analisa o comportamento hidráulico dos canais aluviais com transporte sólido, em termos da resistência ao escoamento e do transporte de sedimentos, tomados conjuntamente como funções simultâneas das mesmas variáveis básicas. Considerando as formas do leito como o fator mais importante entre os que contribuem para as variações da resistência e do transporte, este trabalho trata com essas formas separadamente para evitar os efeitos das interações.

Utilizando-se a análise dimensional os parâmetros influentes foram identificados e a natureza das funções foi estabelecida experimentalmente, utilizando-se um sistema de recirculação em laboratório.

Os resultados demonstram que a metodologia adotada é bastante útil na definição das funções de resistência e transporte e que investigações extensivas cobrindo maior faixa de variação dos parâmetros podem fornecer soluções para as questões fundamentais do escoamento em canais aluviais.

## A B S T R A C T

The present work analyzes the hydraulic relationships of alluvial channels with solid transport, considering the resistance relation and transport relation to be simultaneous functions of the same basic variables. The bed forms are considered to be responsible for the largest variations in resistance and solid transport and as such these are treated separately to avoid the effect of the interactions.

Utilizing the method of Dimensional Analysis the parameters of influence were identified and the functions are established experimentally in a laboratory recirculating system.

The results demonstrate that the methodology adopted is very much useful in the definition of the functions of resistance and transport. A more detailed investigation that would cover a larger range of parameters may provide the answers to the fundamental relationships of the alluvial channels.

## S U M Á R I O

	Página
CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO	01
CAPÍTULO II - HIDRÁULICA DOS CANAIS ERODÍVEIS	04
2.1 - Considerações Gerais	04
2.2 - Alguns Conceitos Genéricos	05
2.3 - A Iniciação do Movimento e a Previsão de Ocorrência das Formas de Leito	10
2.4 - A Resistência ao Escoamento	13
2.5 - O Transporte Sólido	23
CAPÍTULO III - RELAÇÕES SIMULTÂNEAS DE RESISTÊNCIA E DE TRANSPORTE	28
3.1 - Considerações Gerais	28
3.2 - Fatores que Afetam a Resistência e o <u>Trans</u> <u>porte</u>	29
3.3 - Análise Dimensional	31
CAPÍTULO IV - PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL	34
4.1 - Considerações Gerais	34
4.2 - Instalações Experimentais	34
4.3 - As Medições das Quantidades	36
4.3.1 - Vazão	36
4.3.2 - Declividade	39
4.3.3 - Profundidade	40
4.3.4 - Transporte Sólido	42



## Página

4.4 - Os Ensaios	44
4.4.1 - O Plano de Ensaios	44
4.4.2 - A Marcha de Ensaios	47
4.5 - Apresentação dos Dados Medidos	53
4.5.1 - Ensaios com Areia de 0,33 mm e <u>Du</u> nas	53
4.5.2 - Ensaios com Areia de 0,31 mm e rip- ples	56
4.5.3 - Ensaios com Areia de 0,31 mm e <u>Du</u> nas	56
 CAPÍTULO V - RESULTADOS E DISCUSSÕES	 59
5.1 - Considerações Gerais	59
5.2 - Análise dos Dados	59
5.3 - Resultados e Discussões	63
5.3.1 - Dunas	63
5.3.1.1 - Relação de Resistência	63
5.3.1.2 - Relação de Transporte	72
5.3.1.3 - Relações Conjunta de <u>Re</u> sistência e de Transporte	72
5.3.2 - Ripples	78
5.3.2.1 - Relação de Resistência	78
5.3.2.2 - Relação de Transporte	81
5.4 - As Limitações do Estudo	81
5.4.1 - A Influência do fator $gD_m^3/v^2$	81
5.4.2 - A Profundidade Efetiva	85
5.4.3 - Relação de Resistência para Leito Plano	85
 CAPÍTULO VI - CONCLUSÕES	 92
BIBLIOGRAFIA	94
APÊNDICE	97

## LISTA DE SÍMBOLOS

A	= Área da seção transversal
$A_m$	= Amplitude das ondas de areia
$C'$	= Coeficiente de resistência de Chezy
C	= Concentração total, em peso, dos sedimentos no fluxo
$C_B$	= Coeficiente da fórmula de Du Boys
D	= Diâmetro representativo do sedimento
$D_m$	= Diâmetro médio dos sedimentos
$D_{90}$	= Diâmetro da partícula para o qual 90% dos sedimentos da amostra são mais finos
$D_{35}$	= Diâmetro da partícula para o qual 35% dos sedimentos da amostra são mais finos
d	= Profundidade de fluxo
$d_e$	= Profundidade efetiva de Simons e Richardson
$d'$	= Profundidade modificada de Simons e Richardson
$F_1, F_2$	= Funções genéricas
f	= Coeficiente de atrito de Darcy-Weissbach
$f'$	= Coeficiente de atrito para o leito sem deformações
$f''$	= Coeficiente de atrito para as formas de leito
G	= Peso dos sedimentos transportados por unidade de largura por unidade de tempo
g	= Aceleração da gravidade
K	= Constante adimensional
L	= Comprimento
n	= Coeficiente de rugosidade de Manning
P	= Perímetro molhado
Q	= Vazão líquida
$Q_s$	= Vazão sólida

$q_B$	= Taxa de transporte de arraste por unidade de largura
$q$	= Vazão líquida por unidade de largura do escoamento
$q_S$	= Taxa de transporte em suspensão por unidade de largura
$R$	= Raio hidráulico da seção do canal
$R_b$	= Raio hidráulico relativo ao leito
$R'$	= Raio hidráulico correspondente à resistência dos grãos
$R''$	= Raio hidráulico correspondente à resistência das formas
$S$	= Declividade da linha de energia
$S'$	= Declividade da linha de energia para o leito sem deformações
$S''$	= Declividade da linha de energia correspondente às formas de leito
$U$	= Velocidade média do escoamento
$U_e$	= Velocidade efetiva de Simons e Richardson
$U'$	= Velocidade modificada de Simons e Richardson
$U_*$	= Velocidade de cisalhamento ou de atrito
$U_*'$	= Velocidade de atrito dos grãos
$U_*''$	= Velocidade de atrito das formas
$\chi$	= Fator de correção de Einstein
$X_1$	= Fator de forma da seção transversal do canal
$X_2$	= Fator de forma da seção longitudinal do canal
$\gamma$	= Peso específico da água
$\gamma_s$	= Peso específico do sedimento
$\rho$	= Massa específica da água
$\rho_s$	= Massa específica do sedimento
$\theta$	= Fator de porosidade dos sedimentos
$\sigma$	= Fator de distribuição de tamanho dos sedimentos
$\tau_o$	= Tensão de cisalhamento média no fundo do canal
$\tau_o'$	= Tensão de cisalhamento relativa ao grão
$\tau_o''$	= Tensão de cisalhamento média relativa às formas
$\tau_c$	= Tensão de cisalhamento crítica

## CAPÍTULO I

### I N T R O D U Ç Ã O

Para se compreender o comportamento hidráulico dos canais ou condutos livres faz-se necessário dividi-los em duas categorias: Canais Rígidos e Canais Erodíveis. Na primeira estão os canais artificiais, geralmente revestidos ou projetados de forma a evitar a erosão em suas margens e leitos. Os rios e correntes naturais, assim como os canais construídos em solos erodíveis, constituem a segunda categoria.

A presença de material sólido movimentando-se com a corrente líquida influencia fortemente as condições de escoamento nos canais. Os processos de erosão, de transporte e de deposição dos sedimentos acarretam contínuas deformações no leito e na superfície livre, caracterizando como variado e não uniforme o fluxo nos canais erodíveis. O melhor exemplo das dificuldades inerentes ao estudo desse ramo da hidráulica é a constante evolução sofrida pelos rios e canais aluviais, estreitamente vinculada à mecânica do transporte sólido. Saliente-se, ainda, que um curso natural pode sofrer grandes alterações pelas múltiplas interferências do homem no ambiente, tornando imprescindível a clara compreensão dos processos físicos ali envolvidos, a fim de que se possa avaliar com segurança as consequências dessas intervenções.

Grande parte das investigações da hidráulica dos canais erodíveis se concentra, tradicionalmente, nos esforços para o entendimento de dois aspectos desse tipo de escoamento: o transporte de sedimentos e a resistência ao escoamento apresentada

pelas fronteiras móveis de um canal (1, 2, 10, 15). Além do grande interesse prático para os projetos de obras hidráulicas em geral, o correto elucidamento destes processos seria fruto da total compreensão física de um fenômeno de reconhecida complexidade.

Não obstante a experiência do homem com os rios datar de épocas muito remotas e de terem sido iniciadas pesquisas mais ou menos sistemáticas desde o século XVIII (5, 11), crescendo velozmente, até hoje, em volume e qualidade; ainda não se pode afirmar que se tenha atingido um nível satisfatório de conhecimento do assunto. É inegável que algumas observações já estão suficientemente comprovadas, mas existem ainda diversos pontos conflitantes entre as teorias modernas de vários pesquisadores (5, 7, 22), fazendo com que seus resultados finais, em termos das já mencionadas quantidade de sedimentos e resistência ao escoamento, apresentem consideráveis divergências (1, 6, 22).

Dentro desse estágio, pelo qual passa de uma forma ou de outra todos os ramos da ciência, o desenvolvimento científico do tema decorre de um processo cumulativo de contribuições oferecidas por maiores ou menores trabalhos de exploração dos seus variados ângulos. As complexidades do processo de transporte e da evolução da resistência, causadoras das inúmeras divergências nesse campo, justificam um exame mais minucioso de algumas variáveis específicas, ou mesmo testes comprobatórios de teorias já formuladas; que possam oferecer subsídios relevantes para o conhecimento completo almejado.

É intenção desta pesquisa contribuir na forma esboçada acima. Empenhada no objetivo de estabelecer relações de resistência ao escoamento e de transporte de sedimentos nos canais de leitos erodíveis, ela parte da premissa de que essas funções são regidas pelas mesmas variáveis básicas, as quais envolvem características do fluido, do sedimento e do canal, e que devem ser satisfeitas simultaneamente. É dada ênfase especial à influência, sobre o escoamento, das formas adquiridas pelo leito de sedimentos. O tratamento analítico dispensado faz uso principalmente da análise dimensional, e são utilizados dados experimen

tais obtidos de ensaios controlados em laboratório, com objetivo de testar as hipóteses formuladas.

As etapas de desenvolvimento do trabalho estão delimitadas nos capítulos que se seguem. Iniciam-se por um exame da literatura sobre o assunto, com vistas a caracterizar o estágio atual, descrito no Capítulo II. O tratamento teórico propriamente dito, com determinação das variáveis influentes e formulação das equações, é mostrado no Capítulo III. No capítulo IV são detalhados os procedimentos experimentais efetivados, com descrição dos equipamentos, relato e resumo dos ensaios. Os resultados são analisados e discutidos no Capítulo V e as conclusões apresentadas no Capítulo VI.

## CAPÍTULO II

### HIDRÁULICA DOS CANAIS ERODÍVEIS

#### 2.1 - Considerações Gerais

A tendência natural das civilizações se desenvolverem às margens dos rios, nos leva a afirmar que é bastante antiga a consciência dos problemas relacionados com o transporte de sedimentos. Fortes razões para isso teriam sido os seus efeitos imediatos sobre as condições de navegação fluvial, e os danos causados pelas enchentes. As grandes civilizações Egípcia, Chinesa e Mesopotâmica, classicamente citadas como palcos das primeiras obras de aproveitamento de recursos hídricos, com certeza se defrontaram com tais situações e com outras diversas.

Entretanto, no sentido atual de Ciência e Engenharia a questão só foi atacada em épocas muito mais recentes. Em obras de regularização do Rio Amarelo, na China, no século XVI, o problema dos sedimentos começou a ser encarado mais diretamente, provocando as primeiras medidas e observações de campo (5). Alguns trabalhos semelhantes foram realizados na Itália, no século XVIII, destacando-se os de P. Frizi (5), mas os rumos definitivos da moderna hidráulica dos canais surgiram na França, em 1768, com a célebre equação da resistência de Chezy,  $U = C(RS)^{1/2}$ , seguida pelos trabalhos de Du Buat sobre a força de atrito no fundo de um canal, e outros conceitos (5, 11).

A partir de então, e por todo o século XIX, foram feitas muitas medições de campo, já orientadas principalmente para a determinação da quantidade de sedimentos transportada em sus

pensão pelos rios. A formulação teórica se enriqueceu com a introdução do conceito de força de arraste como também por outros trabalhos que se sucediam, cada vez mais rapidamente, em direções variadas. Dessa época, deve-se mencionar os bem sucedidos esforços para uma teoria de projeto de canais sem erosão e sem deposição (5).

Na atualidade, já tendo sido bastante desenvolvido o estudo dos canais rígidos (8, 12), intensificaram-se as pesquisas sobre o escoamento em fronteiras livres. Constituindo um vasto campo científico de tão grandes necessidades práticas, as análises teóricas surgem paralelamente às soluções técnicas aplicadas, permitindo se distinguir três métodos gerais de abordagem dos problemas (22), quais sejam:

a) Métodos Analíticos, baseados no estudo do mecanismo físico geral do transporte de sedimentos, ou na mecânica do problema específico. Esses estudos têm sido desenvolvidos principalmente por pesquisadores europeus e americanos (18, 23);

b) Métodos Empíricos, baseados na experiência adquirida pela observação do comportamento dos canais aluviais, principlmente suas evoluções morfológicas. Esses estudos constituem a Teoria do Regime dos Canais, desenvolvida na Índia por engenheiros ingleses e indianos durante a execução e o acompanhamento de obras de regularização de rios e canais de irrigação (4);

c) Métodos Semi-empíricos, baseados parte nos mecanismos de transporte e parte na experiência prática; comparando resultados teóricos com medidas de escoamento no campo ou em condições de laboratório (13, 14, 22).

Pelo respaldo em considerações físicas e dimensionais e posterior utilização intensiva de dados de laboratório, o presente trabalho evidencia as características do tratamento semi-empírico mencionado.

## 2.2 - Alguns Conceitos Genéricos

Antes de se analisar os estudos específicos mais signifi



cativos sobre resistência e transporte, convém que se trate de alguns conceitos já estabelecidos nesse campo, os quais, pelas reiteradas comprovações e geral aceitação, funcionam como paradigmas científicos da área de transporte sólido. São eles concernentes: ao tipo de sedimento, aos modos de transporte e às formas adquiridas pelo leito da corrente.

Muito embora os sedimentos existentes nas correntes naturais apresentem características as mais variadas, a maioria das pesquisas os considera como de origem mineral e não coesivo (11, 17). Os motivos imediatos para tais simplificações repousam no fato de sedimentos orgânicos serem de presença apenas ocasional nos cursos d'água, além de não interagirem no fluxo de forma tão intensa quanto os fragmentos minerais de diversas fontes. Por sua vez, a influência das forças de coesão apesar de ser objeto de constante estudo, constitui uma grande dificuldade adicional, ainda intransposta, para a análise do mecanismo físico do transporte. Essas limitações, contudo, não se afastam muito da realidade, visto que a maioria e os mais importantes rios do mundo escoam sobre leitos aluviais de areia na maior parte de suas extensões, sendo geralmente, esse material de leito, areia de quartzo com diâmetro médio variando de 0,06 a 2,00 mm (19). Diversas propriedades dos sedimentos relativas a tamanho, forma, densidade e distribuição de tamanho, têm sido definidas e calculadas (5, 6, 17, 19, 20) permanecendo, porém, a dificuldade de quantificar as suas influências no fenômeno como um todo. Diante disso, há uma tendência para admitir o sedimento com forma esférica e densidade constante, e representá-los, nas equações, por um ou mais diâmetros, retirados das distribuições granulométricas de amostras.

Quanto ao modo de transporte de sedimentos em um canal, é bastante antiga a constatação de dois diferentes processos: algumas partículas maiores escorregam ou rolam sobre o leito do canal (carreamento de fundo), enquanto outras, de menores diâmetros, são levadas em suspensão pela corrente (transporte em suspensão). Um terceiro modo de transporte, por saltitação (16), tem sido sugerido, sem muito êxito, para caracterizar o movimento

daquelas partículas que, sucessivamente, são arrancadas do leito, viajam em suspensão um curto espaço a uma pequena altura e retornam novamente ao fundo do canal (5, 18, 19).

Tendo em conta os efeitos diferentes produzidos pelas modalidades de transporte sólido acima referidas, os estudos para a determinação da taxa de sedimentos transportada (a vazão sólida ou carga total) costumam dividir essa quantidade em carga do leito (ou carga de arraste) e carga em suspensão. O material transportado por saltitação pode ser incluído em uma ou outra dessas categorias. Além da carga do leito e da carga em suspensão, uma quantidade de material muito fino, proveniente da bacia de captação e das margens do canal, com diâmetro menor que o do sedimento do leito, constitui a carga de lavagem. Dependendo apenas da disponibilidade local, a carga de lavagem não tem muita influência no mecanismo de transporte, e, por isso, não é levada em consideração na maioria das pesquisas.

O carreamento de fundo é o responsável pelas alterações na configuração do leito de um canal que transporta sedimentos. As partículas do leito, sendo erodidas em um ponto e depositadas a jusante, modificam constantemente o fundo do canal, originando formas de leito variáveis de acordo com as condições de escoamento predominantes. A classificação dessas irregularidades segundo suas formas e dimensões, a determinação exata de como acontecem, bem como suas influências no transporte e como fatores de resistência ao escoamento têm sido alvos de atenções cuidadosas da maioria entre os que se interessam pelo problema do transporte de sedimentos (9, 13, 14, 22, 24, 25). Isso não é menos verdade no caso do trabalho em pauta, principalmente no tocante à influência na resistência e no transporte, conforme se verá mais adiante.

Baseada nos estudos de Gilbert (5, 22) e detalhada pelos de Simons e Richardson (21), a classificação em geral adotada para as configurações assumidas, de acordo com as condições de escoamento, por um leito erodível, são: ripples, dunas, leito-plano e antidunas. O surgimento dessas formas, na ordem apresentada, ocorre com o aumento da tensão de cisalhamento provocada

pelo fluxo num leito inicialmente plano e sem transporte. A Figura 2.1 apresenta um esquema das formas do leito e algumas de suas características principais são descritas a seguir:

Ripples. São pequenas irregularidades de perfil longitudinal triangular, com inclinação suave na face de montante e mais íngreme na de jusante. Têm comprimentos menores do que aproximadamente 30 cm, alturas menores do que aproximadamente 5 cm, e distribuição irregular. Um canal ou trecho de canal com leito de ripples apresenta grande resistência ao escoamento e pequeno carreamento de fundo.

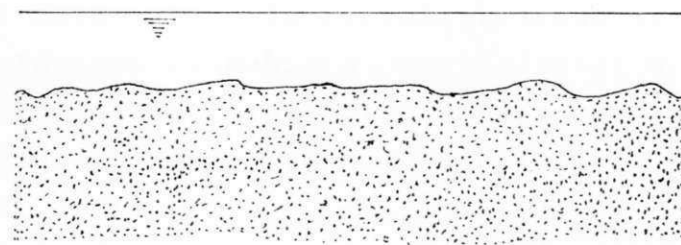
Dunas. São formas triangulares semelhantes aos ripples, porém maiores que estes. Têm comprimento e altura variáveis de acordo com as dimensões do escoamento onde ocorrem, principalmente com a profundidade de fluxo. Um leito de dunas apresenta grande resistência ao escoamento e alta taxa de transporte.

Leito-Plano. É a condição de leito que apresenta uma elevada taxa de transporte e uma resistência mínima, sem qualquer elevação ou depressão que ultrapasse o tamanho dos grãos do material do leito. É importante não confundir essa forma de leito com um leito plano artificialmente produzido e sem transporte.

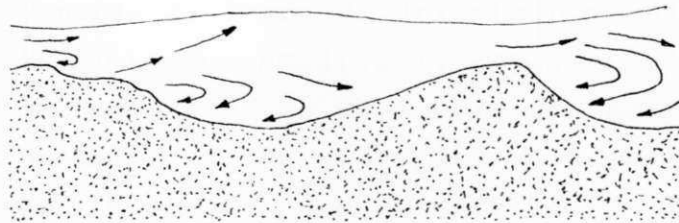
Antidunas. São deformações em forma de ondulações no leito, em fase com as ondulações da superfície livre, e que se movem para jusante, para montante ou permanecem estacionárias. A resistência apresentada pelas antidunas pode ser maior ou igual à do leito-plano, dependendo do seu desenvolvimento.

Além dos modelos acima referido, podem ocorrer outras configurações de leito, mas que denotam situações de transição, tais como os ripples-sobre-dunas; ou casos raros vinculados a alguma propriedade especial de algum trecho de escoamento (acentuada declividade, por exemplo) ou, ainda, formas estacionárias, tipo bancos-de-areia ou deltas.

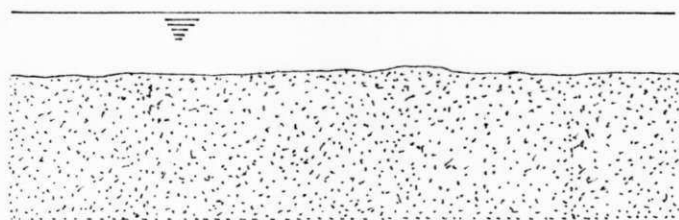
Conforme ficou implícita, a importância fundamental da delimitação dessas formas de leito é que elas têm verdadeiras características de regimes de escoamento, com influências marcadamente diferentes no que diz respeito às condições de transporte



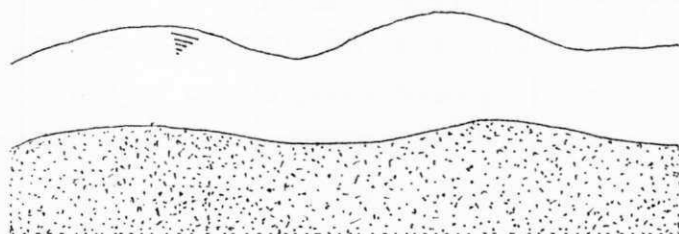
RIPPLES



DUNAS



LEITO PLANO



ANTIDUNAS

FIG. 2.1 - ESQUEMA GERAL DAS FORMAS DO LEITO.

e resistência. Esse fato é de extrema relevância neste trabalho, visto que afasta completamente a possibilidade de serem determinadas relações únicas de transporte e resistência que sejam válidas para qualquer regime (forma de leito).

### 2.3 - A Iniciação do Movimento e a Previsão de Ocorrência das Formas de Leito

A tensão de cisalhamento provocada pelo fluido no fundo do canal, também chamada de força de arraste por unidade de superfície banhada do leito do canal (16), tem, reconhecidamente, importante papel na definição do movimento das partículas do material do leito. As antigas investigações caracterizavam o movimento exclusivamente através desse conceito. Du Buat, e depois Du Boys (5, 11) mostraram que a tensão de cisalhamento média,  $\tau_0$ , no fundo de um canal é:

$$\tau_0 = \gamma RS \quad (2.1)$$

onde  $\gamma$  é o peso específico do fluido, R o raio hidráulico da seção de fluxo e S a declividade da linha de energia do escoamento.

A análise da força de arraste no fundo do canal é bastante adequada para considerações sobre a iniciação do movimento: enquanto aquela força não atinge um valor crítico capaz de mover as partículas do material do leito, o canal se comporta como rígido. Daí decorre que a possibilidade de se determinar o valor da tensão de cisalhamento no leito para o qual o movimento das partículas se inicia assume valiosa importância na predição do comportamento dos canais erodíveis e nos projetos de canais estáveis.

Os estudos nesse sentido, até agora efetivados, têm se valido primordialmente de experiências de laboratório, devido à dificuldade de se observar o movimento nos cursos naturais. A definição das condições críticas envolve, assim, um alto grau de subjetividade, visto que não há uma condição exata para a

qual o movimento se inicie subitamente logo que ela for alcançada.

A consideração analítica do equilíbrio de uma partícula do leito nas condições críticas de iniciação do movimento levou a uma fórmula básica para a tensão de cisalhamento crítica, a qual vem sendo aceita, com algumas modificações introduzidas pelos pesquisadores:

$$\tau_c = K(\gamma_s - \gamma)D \quad (2.2)$$

sendo:

$\tau_c$  = tensão de cisalhamento crítica

K = constante adimensional

$\gamma_s$  = peso específico do sedimento

$\gamma$  = peso específico do fluido

D = diâmetro representativo do sedimento

A constante K, em geral, é expressa em função do ângulo de repouso do material submerso, do tipo de escoamento (laminar ou turbulento) e, mais modernamente, da temperatura, das condições de rugosidade e de outros fatores.

Shields, em 1936 (5, 11, 22), estabeleceu um método para a determinação da tensão de cisalhamento crítica, através de uma relação, determinada experimentalmente, entre os parâmetros adimensionais  $\tau_c/(\gamma_s - \gamma)D$  e  $U_*D/\nu$ , sendo o valor  $U_*$  definido como  $U_* = (\tau/\rho)^{1/2}$  e conhecido como velocidade de tensão de cisalhamento ou velocidade de atrito. A relação de Shields, de aceitação bastante generalizada, é mostrada na Figura 2.2.

Inseparável da determinação das condições de iniciação do movimento, e tanto ou mais importante, é a predição de ocorrência das formas de leito no canal aluvial. Cada uma das formas de leito estáveis, classificadas anteriormente neste trabalho, define um regime particular de escoamento com características próprias de transporte e resistência (ao mesmo tempo em que, pode-se dizer, a forma do leito é determinada por essas caracte

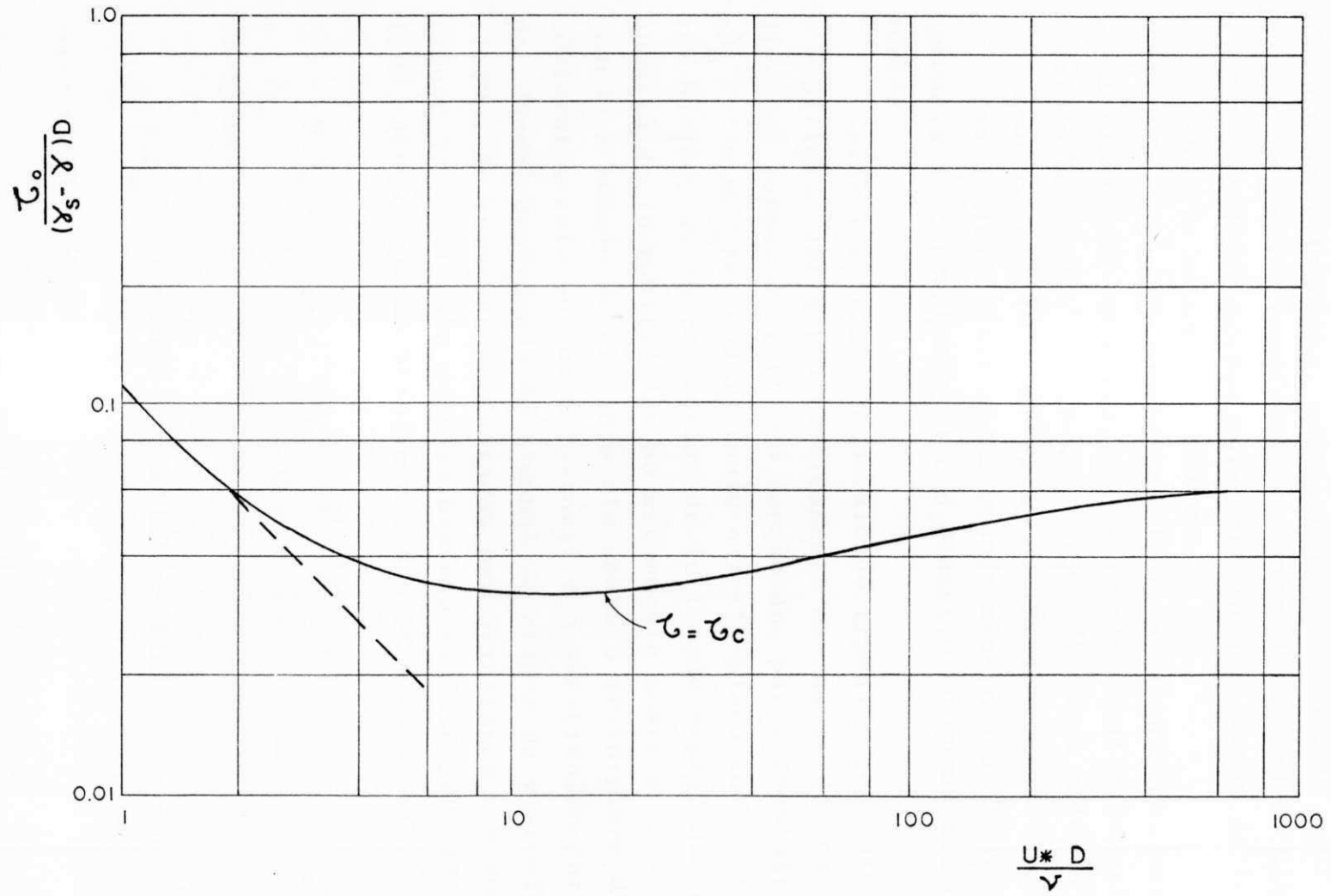


FIG. 2.2 - RELAÇÃO DE SHIELDS PARA INICIAÇÃO DO MOVIMENTO.

rísticas) (22). Na realidade, este fato conduz a uma diretiva, adotada nesse trabalho, de estudar separadamente, por regimes, o fluxo em canais erodíveis; bem como dá uma maior dimensão à necessidade de se prever corretamente que formas de leito ocorrerão sob tais ou quais condições.

Muitos pesquisadores abordaram essa questão, principalmente de forma semi-empírica, apresentando resultados gráficos (5). O método de Simons e Richardson (20, 21) para cálculo da resistência ao escoamento, por exemplo, inicia com a identificação da forma de leito existente, usando uma relação gráfica entre a potência da corrente ( $\tau_0 U$ ) e o diâmetro de queda médio dos sedimentos.

Srinivasan (22), em detalhado trabalho sob bases teóricas e empíricas, delimitou graficamente os campos de ocorrência das diversas formas de leito em função dos parâmetros adimensionais  $gD_m^3/v^2$  e  $U_*D_m/v$ . Considerando o leito-plano como o regime estável básico, as outras formas de leito são explicadas como consequência de instabilidades no escoamento sobre o leito-plano. Quando a tensão de cisalhamento sobre o leito-plano diminui gradualmente, este se torna instável e é substituído por ripples ou por dunas, dependendo do tamanho do grão e da viscosidade do fluido. As relações encontradas por Srinivasan são mostradas na Figura 2.3. A tensão de cisalhamento crítica pode também ser obtida, ainda segundo Srinivasan, das seguintes equações:

$$U_*D_m/v = 1,117(gD_m^3/v^2)^{0,5} - 2,087 \quad (2.3)$$

para dunas, e

$$U_*D_m/v = 2,902(gD_m^3/v^2)^{0,5} - 1,487 \quad (2.4)$$

para ripples.

#### 2.4 - A resistência ao Escoamento

A velocidade e, conseqüentemente, a vazão em um canal,



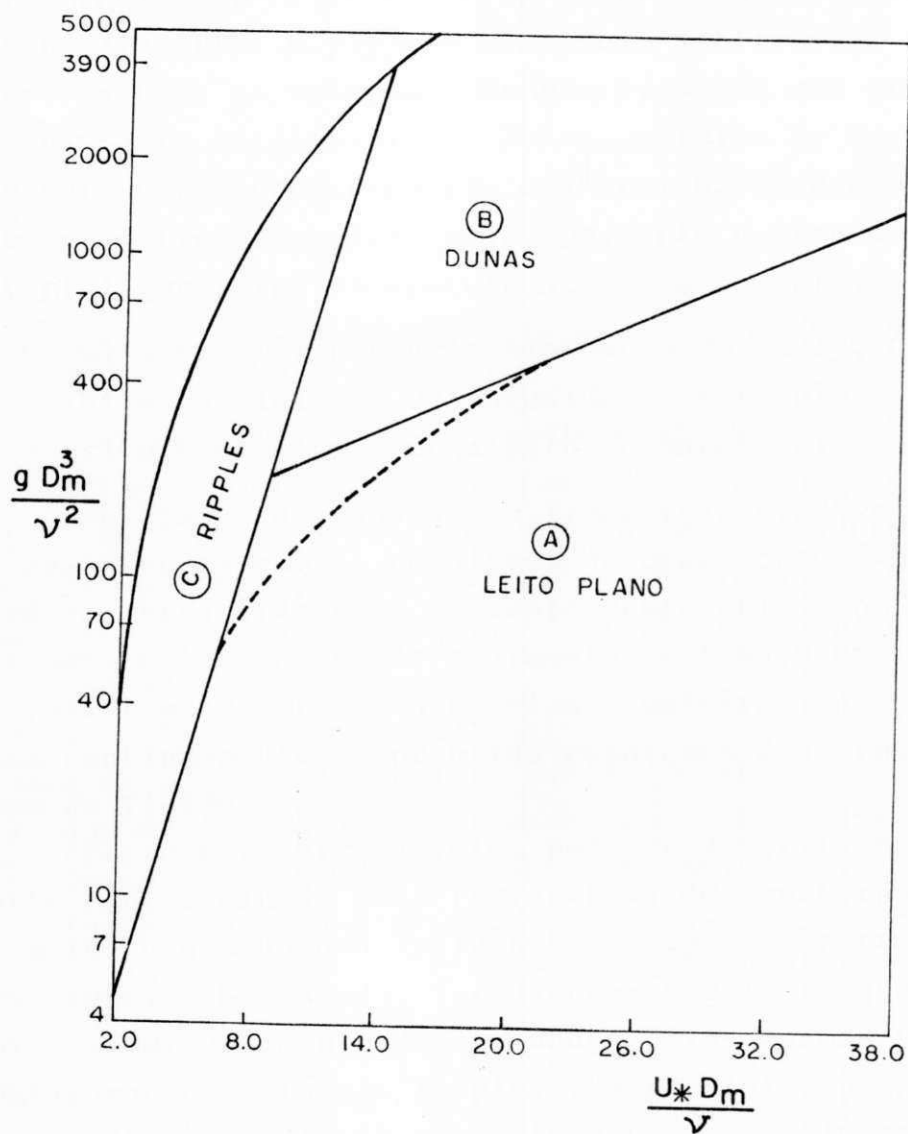


FIG. 2.3 - RELAÇÃO DE SRINIVASAN PARA DETERMINAÇÃO DA FORMA DO LEITO.

dependem fundamentalmente da resistência ao escoamento apresentada pelos seus contornos sólidos. O estudo da resistência nos canais não erodíveis (canais de fronteiras rígidas) já atingiu, pela menor complexidade que apresenta, um avançado estágio de desenvolvimento. O projeto de canais artificiais rígidos, revestidos ou não, se valem de algumas fórmulas que produzem resultados bastante satisfatórios. Nelas, o fator de resistência é representado por coeficientes, adimensionais ou não, que traduzem, além de outros aspectos, principalmente o grau de rugosidade do material que forma os contornos; sendo os mais usados:

- a) o coeficiente de resistência de Chezy,  $C'$
- b) o coeficiente de rugosidade de Manning,  $n$
- c) o coeficiente de atrito de Darcy-Weissbach,  $f$ .

Nos casos de canais com fronteiras erodíveis, a variação da resistência com as condições de escoamento é bastante grande para ser traduzida pura e simplesmente pelos coeficientes acima citados. O transporte de sedimentos é também um fator influente na resistência apresentada pelas fronteiras, na medida em que altera continuamente as próprias condições das fronteiras, assim como do fluido.

Visto por outro ângulo, pode-se dizer também que o transporte é determinado pela resistência dos contornos à força de arraste, e que há uma influência recíproca, entre transporte e resistência. Ou, ainda, formulando-se melhor, que ambos são fatores simultaneamente determinados pelas mesmas variáveis. As configurações estáveis, ripples, dunas, leito-plano e antidunas, desenvolvidas no leito sob determinadas condições, fornecem bases para essas considerações. Muitos pesquisadores (21, 24, 25) comprovaram que a contínua mudança de rugosidade de um canal aluvial se deve, principalmente, à ocorrência de diferentes formas de leito que são também, por si, formas de transporte.

A resistência ao escoamento nos canais erodíveis é frequentemente dividida em duas parcelas: a resistência devida à rugosidade dos grãos (Skin Friction) e a resistência apresentada pelas formas do leito (18, 19, 20). De um modo geral, a

sistência do grão pode ser avaliada por métodos análogos aos usados no cálculo da resistência dos canais rígidos. Por outro lado, a constatação do papel das formas do leito como uma espécie de rugosidade adicional, ou fonte adicional de perda de energia, levou a diversas tentativas de se estabelecer um modo de determinar a resistência das formas.

Yalin (23) admitiu que as perdas de energia provocadas pelas formas de leito seriam semelhantes às perdas por expansão brusca da corrente, e desenvolveu expressões para estimar comprimentos e alturas das formas de leito como funções do tamanho do sedimento, da profundidade de fluxo e da tensão de cisalhamento crítica.

Meyer - Peter (18, 23) admitiu que a declividade da linha de energia,  $S$ , fosse resultante de duas componentes:  $S'$ , a declividade apresentada pela linha de energia do escoamento, nas mesmas condições de profundidade e vazão, se não existissem formas de leito; e  $S''$  a declividade adicional devida às perdas provocadas pelas formas de leito. Assim:

$$S = S' + S''$$

Fazendo uso do coeficiente de atrito de Darcy-Weissbach,  $f$ :

$$f = 8gRS/U^2 \quad \text{ou} \quad f = 8gR(S' + S'')/U^2 \quad (2.5)$$

onde  $R$  é o raio hidráulico da seção do canal,  $g$  a aceleração da gravidade e  $U$  a velocidade média do escoamento. Pode-se escrever:

$$f = f' + f''$$

Sendo  $f'$  o coeficiente de atrito correspondente a um leito sem alterações (atrito do grão), seu valor pode ser obtido de um diagrama semelhante ao usado para cálculo de  $f$  em condutos sob pressão, substituindo-se o diâmetro pelo raio hidráulico

co (ou  $4R$ ) e a rugosidade por um tamanho representativo dos sedimentos,  $D_{90}$ , recomendado por Meyer-Peter. A dificuldade desse método reside na ausência de relações gerais entre  $f'$  e  $f''$ , ainda não desenvolvidas para todos os casos de escoamento.

Engelund e Hansen (20) propuseram relações para as quais admitem a hipótese das perdas por expansão da corrente, proposta por Yalin, e adotam a idéia de Meyer-Peter sobre as declividades da linha de energia,  $S = S' + S''$ . Segundo Engelund e Hansen,

$$S'' = \frac{\Delta H'}{L} = \frac{q^2}{2gL} \left( \frac{1}{d - (1/2)Am} - \frac{1}{d + (1/2)Am} \right) =$$

$$\cong \frac{U^2}{2gL} (Am/d)^2 \quad (2.6)$$

onde  $\Delta H'$  é a perda de energia devido a formas de leito com um comprimento de onda  $L$ ;  $q$  é a vazão líquida por unidade de largura,  $d$  é a profundidade média e  $Am$  é a amplitude das ondas de areia. As grandes variações de formas e tamanho das configurações do leito, no entanto, dificultam sobremaneira uma aplicação generalizada de métodos como esse.

Alan e Kennedy (18, 20, 23), partindo das mesmas hipóteses de Meyer-Peter, usaram as seguintes relações funcionais:

$$f' = \phi(R/D_m, UR/\nu) \quad (2.7)$$

e

$$f'' = \phi(U/(gD_m)^{1/2}, D_m/R) \quad (2.8)$$

Através de dados de laboratório e de correntes naturais coletados por vários investigadores, determinaram graficamente a relação de  $f''$ , mostrada na Figura 2.4.

As fórmulas de Yalin, Engelund e Hansen e Alan e Kennedy têm caráter muito acadêmico, sendo mais aplicadas na pesquisa

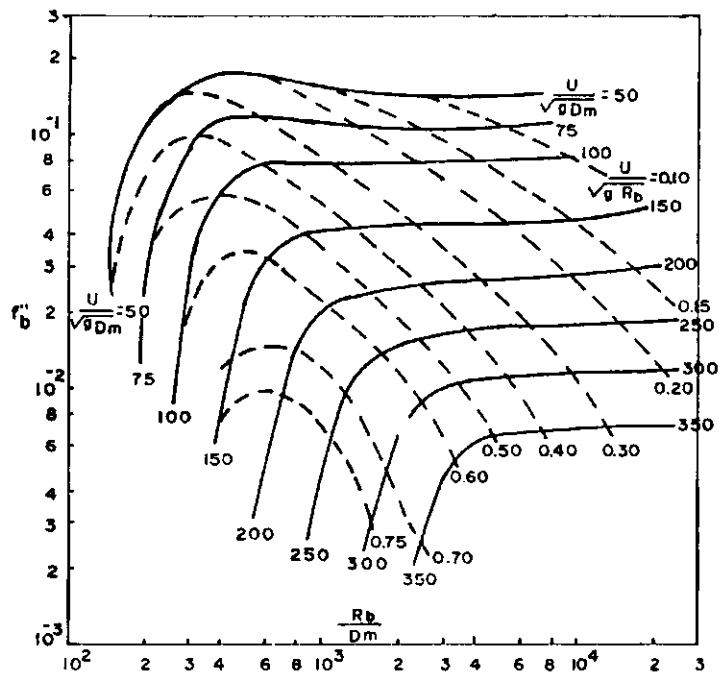


FIG. 2.4 - RELAÇÃO DE ALAN E KENNEDY PARA O COEFICIENTE DE ATRITO RELATIVO ÀS FORMAS DO LEITO.

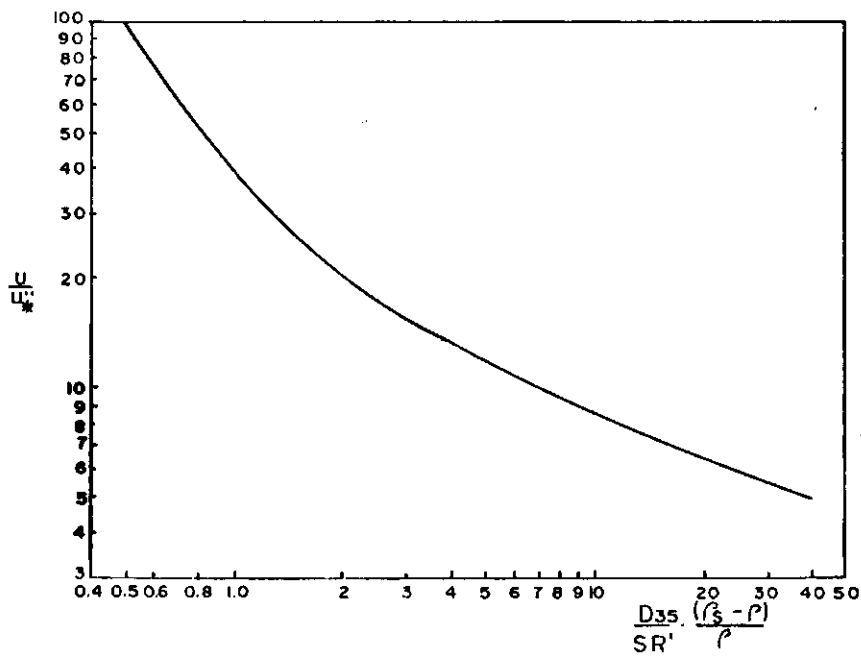


FIG. 2.5 - RELAÇÃO DE EINSTEIN E BARBAROSSA PARA A RESISTÊNCIA DEVIDA ÀS FORMAS DO LEITO.

experimental. A fórmula de Meyer-Peter tem sido mais utilizada na prática.

Einstein e Barbarossa (5, 20, 22) separaram a resistência da superfície, ou atrito do grão, da resistência das formas, dividindo o raio hidráulico,  $R$ , em dois componentes,  $R'$  e  $R''$ , correspondentes às duas parcelas de resistência. Dessa maneira, a tensão de cisalhamento total,  $\tau_0$ , sobre o leito, será:

$$\tau_0 = \gamma(R' + R'')S \quad (2.9)$$

e assim,  $\tau_0' = \gamma R' S$  e  $\tau_0'' = \gamma R'' S$ ; como  $U_* = (\tau_0/\rho)^{1/2}$  então:

$$U_*' = (\tau_0'/\rho)^{1/2} = (\gamma R' S/\rho)^{1/2} = (gR'S)^{1/2} \quad e$$

$$U_*'' = (\tau_0''/\rho)^{1/2} = (\gamma R'' S/\rho)^{1/2} = (gR''S)^{1/2}$$

Einstein e Barbarossa definiram duas relações para a resolução do problema da resistência ao escoamento em canais com fronteiras livres e formas de leito. A primeira delas é baseada na equação logatômica de distribuição de velocidade proposta por Keulegan, e apresenta-se como:

$$U/U_*' = 5,75 \log(12,27(R'/D_{65})\chi) \quad (2.10)$$

onde  $\chi$  é um fator de correção que compensa as condições nas quais o leito do canal não seja hidráulicamente rugoso.

A componente da resistência devida ao efeito das formas do leito foi admitida, por Einstein e Barbarossa, como função do transporte de sedimentos:

$$U/U_*'' = \phi\{((\rho_s - \rho)/\rho)(D_{35}/SR')\} \quad (2.11)$$

A relação acima foi estabelecida graficamente através de dados medidos em rios e é mostrada na Figura 2.5.

Todos os métodos descritos anteriormente não levam em consideração os diferentes regimes de escoamento, ou formas de

leito, de importância enfatizada em mais de uma ocasião neste trabalho. Além disso, apenas Einstein e seus seguidores reconheceram claramente a interconexão transporte-resistência. Essas omissões explicam, em parte, as aplicações restritas e as defasagens entre os resultados obtidos pela aplicação de um método ou outro. Ressalve-se os reais méritos pertinentes a cada um dos estudos citados.

Alguns pesquisadores (21, 22, 25) admitiram que para cada tipo de forma de leito corresponde uma tendência particular na variação da resistência ao escoamento. Simons e Richardson (21), por exemplo, fazendo uso principalmente de dados obtidos através de extensos estudos em laboratório, desenvolveram métodos de avaliação da resistência nos quais a forma de leito é fator influente levado em consideração. Um dos processos de cálculo da resistência, por eles desenvolvido, tem como hipótese básica a ocorrência de possíveis erros na determinação da profundidade média do escoamento,  $d$ , pela inclusão das zonas de separação imediatamente a jusante dos ripples e das dunas, já que estas regiões não são realmente zonas de fluxo. O cálculo de uma profundidade efetiva,  $d_e$ , é sugerido, desde que se disponha do perfil longitudinal das formas do leito, como mostra a figura 2.6a, sendo:

$$d_e = (d_1 + d_2 + \dots + d_n)/n \quad (2.12)$$

e

$$U_e = q/d_e \quad (2.13)$$

A dificuldade de medição direta da profundidade efetiva,  $d_e$ , é o principal obstáculo à aplicação prática do método, e, para suplantá-lo os autores adotaram um procedimento indireto, que desenvolveram detalhadamente.

A velocidade e a profundidade médias do escoamento são relacionadas, através da equação da continuidade com uma velocidade e uma profundidade modificadas,  $U'$  e  $d'$ :

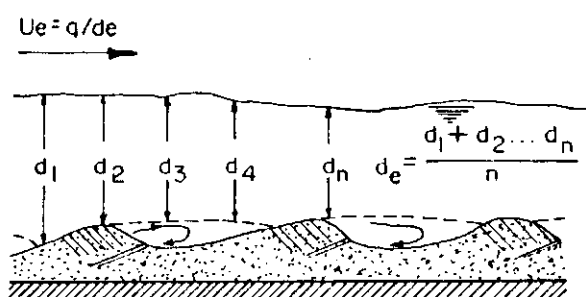


FIG. 2.6.a - ESQUEMA MOSTRANDO O CÁLCULO DA PROFUNDIDADE EFETIVA ( $d_e$ ), SEGUNDO SIMONS E RICHARDSON.

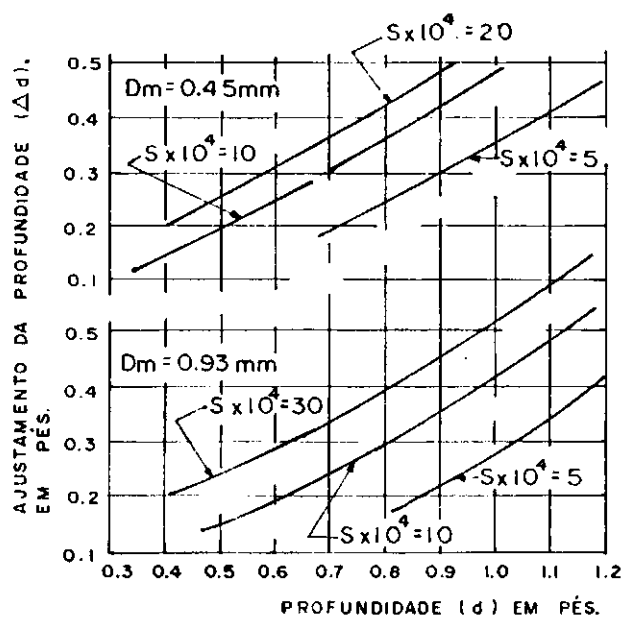


FIG. 2.6.b - RELAÇÃO ENTRE O AJUSTAMENTO DA PROFUNDIDADE ( $\Delta d$ ), A PROFUNDIDADE (d) E A DECLIVIDADE (S) PARA UM LEITO DE DUNAS, SEGUNDO SIMONS E RICHARDSON.



$$Ud = U'd'$$

onde  $d' = d - \Delta d$

sendo  $\Delta d$  o "ajustamento da profundidade". A velocidade  $U'$  é obtida da equação de Chezy usando valores médios constante de  $C'/(g)^{0,5}$  para escoamento sobre leito-plano, determinados experimentalmente para cada tamanho individual de areia investigado. O "ajustamento da profundidade",  $\Delta d$ , é apresentado como função de  $d$  e da declividade  $S$  em relações gráficas empíricas, sendo necessário um gráfico diferente para cada configuração de leito e tamanho de sedimento, conforme exemplificado na figura 2.6.b.

Senturk (20) estudou a resistência em todas as formas de leito, inclusive em formas de transição, e elaborou métodos de cálculo para cada regime. Apesar de ser um trabalho bastante vasto e cuidadoso, sua aplicação requer minuciosos detalhes, principalmente na fase de verificação de qual forma de leito está ocorrendo na situação que se esteja tratando. Faz uso, também, de complicadas equações exponenciais, que é uma desvantagem nas aplicações práticas e diretas.

O recente trabalho de Gary Parker e Alvin Anderson (15) enfatiza o tratamento da resistência ao escoamento simultaneamente com o transporte de sedimentos. Para um modelo formal de rios aluviais, define os parâmetros de influência, agrupa-os adimensionalmente, e define restrições gerais e específicas para a determinação das relações de transporte e de resistência. Deduz que essas relações devem obedecer às seguintes formas gerais, minimizadas:

$$S = f_1(\bar{q}, R_r, R_p) \quad (2.14)$$

$$C = f_2(\bar{q}, R_r, R_p) \quad (2.15)$$

onde  $S$  é a declividade longitudinal do canal;  $C$  é a concentração em peso da carga de sedimentos,  $\bar{q}$ , a vazão de água por uni

dade de largura, adimensionalizada;  $R_r$  a rugosidade relativa, e  $R_p$ , o número de Reynolds da partícula, expresso por  $UD_m/v$ . Os autores citam exemplos das fórmulas de Engelund, Kennedy e outros, como obedecendo ao padrão geral acima.

Apesar da correta ênfase no sentido de apresentarem as relações de transporte e de resistência como um par, Parker e Anderson não fazem qualquer alusão às diferentes formas de leito e suas características particulares. As relações gráficas finais são entendidas como válidas para qualquer regime de escoamento, o que vai de encontro às sucessivas constatações. Talvez se deva a isso a forma deselegante e complicada dos gráficos, inclusive com características de descontinuidade.

## 2.5 - O Transporte Sólido

A carga do leito, isto é, a quantidade de sedimentos que é transportada por arrastamento ou rolamento próximos ao fundo do canal; e a carga em suspensão, aquela composta por sedimentos mais finos, possíveis de serem carregados em suspensão no fluxo, têm sido tratadas separadamente na maioria dos estudos sobre transporte sólido em canais erodíveis (16, 17, 19, 20). Os interesses dos pesquisadores oscilam entre uma e outra dessas formas de transporte, de época para época (23).

Grande parte das fórmulas propostas para cálculo da carga do leito foi influenciada pela teoria pioneira de Du Boys, (5, 11, 23), estabelecida em 1879. Segundo este autor, a carga do leito se move em camadas, de espessuras iguais ao diâmetro das partículas, com velocidades diferentes, que decrescem a partir da camada superior, obedecendo a uma relação linear. A fórmula de Du Boys, derivada dessas considerações, é:

$$q_B = C_B \tau_o (\tau_o - \tau_c) \quad (2.16)$$

sendo:

$q_B$  = quantidade de sedimentos transportada, por unidade

de largura de escoamento

$\tau_o$  = tensão de cisalhamento no fundo do canal

$\tau_c$  = tensão de cisalhamento crítica

$C_B$  = um coeficiente dimensional

A relação de transporte de Du Boys, assim como algumas outras de fundamentos semelhantes, são comprovadamente incompletas, visto que não consideram outros fatores de influência, tais como a viscosidade e a rugosidade relativa, por exemplo, atendendo-se principalmente à tensão de cisalhamento como fator determinante do transporte dos sedimentos.

Einstein (20), em 1942/1950, também procurou estabelecer um modelo físico-matemático para o transporte por arraste e através dele obter uma fórmula para cálculo da quantidade de sedimentos transportada. Ele supôs que a probabilidade de uma partícula do leito começar a se mover em um certo período de tempo poderia ser relacionada com a taxa de transporte, o diâmetro da partícula, sua densidade, e um fator de tempo que dependeria da razão entre a velocidade de queda e o diâmetro da partícula do leito. A aplicação prática utiliza uma relação gráfica entre um parâmetro de transporte,  $\phi$ , sendo:

$$\phi = q_B / \{g((\gamma_s - \gamma) / \gamma) D^{3/2}\}^{1/2} \quad (2.17)$$

e um parâmetro de força trativa,  $\psi$ , sendo:

$$\psi = ((\rho_s - \rho) / \rho) (D / R_b ' S) \quad (2.18)$$

definidos com base nas hipóteses descritas acima e mostrada na Figura 2.7. O método de Einstein é considerado teoricamente bem desenvolvido e fisicamente bem fundamentado. Os resultados têm sido satisfatórios, especialmente para transportes menores.

Outros pesquisadores basearam-se em experiências de laboratório e de campo e estabeleceram relações empíricas ou semi-empíricas para a obtenção da carga de arraste. A fórmula de Meyer-Peter e Müller (23),

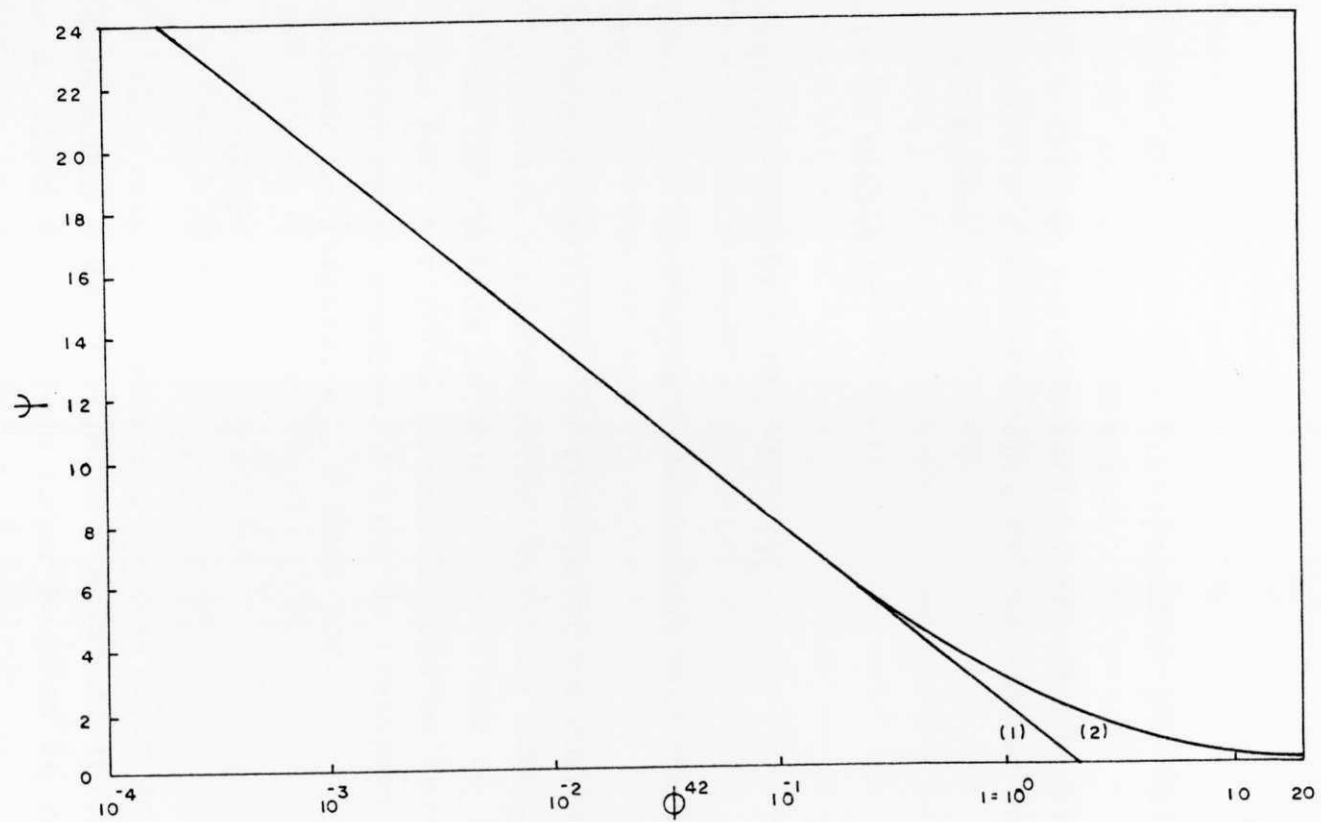


FIG. 2.7 — RELACÃO DE EINSTEIN, PARA A CARGA DO LEITO.

$$(K_s/K_r)^{3/2} \gamma d_s = 0,047(\gamma_s - \gamma) D_m + 0,25(\gamma/g)^{1/3} \times \\ \times ((\gamma_s - \gamma)/\gamma)^{2/3} G^{2/3} \quad (2.19)$$

onde:

$G$  = peso dos sedimentos transportados por unidade de largura por unidade de tempo

$K_s/K_r$  = é a relação entre o coeficiente de rugosidade da superfície e o coeficiente de rugosidade dos grãos dos sedimentos

e a fórmula de Schields

$$(G/\gamma q) ((\gamma_s - \gamma)/\gamma S) = 10(\tau - \tau_c)/(\gamma_s - \gamma) D_m \quad (2.20)$$

são exemplos dessa abordagem experimental que têm tido boa aceitação prática.

O estudo quantitativo do transporte em suspensão tem como principal parâmetro a concentração, definida como a quantidade de matéria sólida contida na unidade de volume de água. Essa quantificação pode ser feita em massa, peso ou volume, e é, em geral, um valor muito pequeno. A taxa de transporte em suspensão por unidade de largura,  $q_s$ , é dada por:

$$q_s = \int_{y_0}^d C U dy \quad (2.21)$$

onde  $C$  e  $U$  são, respectivamente, a concentração de sedimentos e a velocidade média a uma distância  $y$  acima do leito;  $d$  é a profundidade de fluxo e  $y_0$  é algum valor pequeno de  $y$ , tomado como limite inferior da integração.

Os modernos estudos da carga em suspensão estão baseados na teoria da turbulência, e suas maiores dificuldades se originam na avaliação correta das distribuições transversal e longitudinal dos sedimentos em suspensão no fluxo. Algumas hipóteses

teóricas básicas, e extensas investigações experimentais têm esse intento.

Lane e Kalinske, Brooks, Vanoni, Einstein (5, 6, 11, 12, 16, 17, 19, 20, 23), entre outros, desenvolveram relações para o cálculo da quantidade de sedimentos transportada em suspensão pelo fluxo, a partir de hipóteses gerais, quase sempre com base na teoria da turbulência. O método de Einstein (5, 11, 23) é um dos mais largamente aceitos para esse fim.

A carga total de sedimentos transportada em um canal erodível é, em geral, tomada como a soma das duas parcelas, quais sejam, a carga do leito e a carga em suspensão, obtidas separadamente através de relações do tipo das citadas acima. Entretanto, há um grupo de pesquisadores que não admite a necessidade de se distinguir entre carga do leito e carga em suspensão, já que as forças hidrodinâmicas envolvidas no carreamento do material sólido são as mesmas. Considerando, assim, a carga de sedimentos como um todo, torna-se desnecessária a demarcação dos níveis acima do fundo do canal onde ocorrerão as cargas do leito e em suspensão, motivo de bastantes críticas e controvérsias (11). Bishop, em 1950, e Laursen, em 1958 (11), desenvolveram relações para o cálculo da carga total independentemente da separação entre carga de leito e em suspensão.

## CAPÍTULO III

### RELAÇÕES SIMULTÂNEAS DE RESISTÊNCIA E DE TRANSPORTE

#### 3.1 - Considerações Gerais

Embora a grande maioria dos estudos sobre canais erodíveis (1, 2, 5, 11, 17, 19, 20, 23) trate estes processos separadamente, a resistência ao escoamento e o transporte de sedimentos são efeitos tautócronos das mesmas variáveis básicas (15, 22). As deformações sofridas pelo leito de um canal que transporta sedimentos dependem também do próprio transporte, ao mesmo tempo em que aquelas, no seu desenvolvimento, alteram as condições iniciais e afetam este último, num processo de ação mútua. Dessa circunstância decorre que as relações que definem o transporte de sedimentos e a resistência ao escoamento podem e devem ser analisadas conjuntamente, apresentando-se como um par de funções regidas pelas mesmas variáveis (15, 22).

As configurações estáveis adquiridas pelo leito com o transporte, classificadas como ripples, dunas, leito-plano e antidunas, particularizam, cada uma delas, regimes de escoamento com diferentes comportamentos. Em vista disso, é de se esperar que a resistência e o transporte variem diferentemente, segundo a forma de leito predominante. Ou, ainda, que as relações, ou pares de relações, que definem essas variações, conquanto subordinada aos mesmos fatores, sejam específicas para cada forma de leito.

O objetivo do presente estudo é estabelecer uma função, preferivelmente simples, que defina a resistência ao escoamento

em canais de fronteiras móveis não coesivas (leitos arenosos) naturais ou artificiais. Paralelamente, objetiva também encontrar uma relação que forneça a quantidade de sedimentos transportada, considerando que as duas relações devem ser satisfeitas simultaneamente.

### 3.2 - Fatores que Afetam a Resistência e o Transporte

O presente estudo reconhece que o mecanismo físico que se processa no leito de um canal erodível está longe de ser completamente entendido a ponto de se poder traduzi-lo em modelos matemáticos corretos (5, 6, 11, 20, 22). A análise teórica que se empreendeu até-m-se, portanto, à identificação criteriosa das variáveis envolvidas no fenômeno e possíveis de quantificação, e seu arranjo funcional segundo a hipótese da simultaneidade das relações de transporte e de resistência. A partir de então, foi necessário um procedimento experimental para definir empiricamente essas relações para cada forma de leito.

Sob um aspecto geral, as condições de fluxo nos canais erodíveis são dirigidas por três conjuntos de variáveis que representam as influências:

- a) do fluido ,
- b) do sedimento ,
- c) do canal

A definição dessas variáveis de maneira que possam ser mensuradas, envolve decisões judiciosas, com resultados que nem sempre coincidem entre si nos trabalhos nesse campo. Neste trabalho considera-se representativo das diversas influências do fluido, do sedimento e do canal, o grupo formado pelas seguintes variáveis: vazão líquida,  $Q$ ; velocidade média do escoamento,  $U$ ; massa específica do fluido,  $\rho$ ; viscosidade cinemática do fluido,  $\nu$ ; vazão sólida,  $Q_s$ ; massa específica dos sedimentos,  $\rho_s$ ; diâmetro médio dos sedimentos,  $D_m$ ; fator de distribuição do



tamanho dos sedimentos,  $\sigma$ ; fator de forma da partícula,  $m$ ; fator de porosidade dos sedimentos,  $\theta$ ; profundidade de fluxo,  $d$ ; declividade da linha de energia,  $S$ ; fator de forma da seção transversal do canal,  $X_1$ ; fator de forma da seção longitudinal do canal,  $X_2$ ; e aceleração da gravidade,  $g$ .

O elenco de variáveis apresentado acima permite algumas simplificações que facilitam o seu manuseio prático. Algumas variáveis, a exemplo dos fatores de forma,  $m$ , de porosidade,  $\theta$ , e de distribuição de tamanho  $\sigma$ , dos sedimentos, têm menor importância relativa às demais variáveis, além de serem de difícil avaliação. Podem, visto isso, ser desprezadas para finalidades práticas. Outras simplificações possíveis decorrem da adoção do modelo de escoamento bidimensional, generalizadamente aceito, constituído por um canal reto de largura infinita. Esse modelo permite o trato genérico com as vazões líquida e sólida e com a velocidade de fluxo, por unidade de largura. Os fatores de forma das seções transversal e longitudinal do canal,  $X_1$  e  $X_2$ , também de avaliações muito difíceis, podem ser esquecidos quando se adota esse modelo.

Feitas as simplificações acima e voltando-se para as finalidades aqui estabelecidas, de pesquisa do transporte e da resistência, estabeleceu-se como principais variáveis determinantes desses fenômenos, as seguintes:

- $\tau_0$  : tensão de cisalhamento ou força de arraste unitária no leito
- $C$  : concentração de sedimentos no fluxo
- $q$  : vazão líquida por unidade de largura do canal
- $d$  : profundidade de fluxo
- $D_m$  : diâmetro médio dos sedimentos
- $\rho_s$  : massa específica dos sedimentos
- $\rho$  : massa específica da água
- $\nu$  : viscosidade cinemática da água, e
- $g$  : aceleração da gravidade

Convém notar que a variável  $C$ , indicadora do transporte

sólido, não se refere apenas à concentração dos sedimentos em suspensão, mas sim à carga total, sem distribuição entre carga de leito e carga em suspensão. Atente-se, ainda, para a introdução da variável  $\tau_0 = \rho g d S$ , envolvendo a variável  $S$ , declividade da linha de energia, intimamente ligada à resistência ao escoamento. Finalmente, a velocidade,  $U$ , pôde ser eliminada considerando a relação de dependência  $U = q/d$ .

Pode-se agora, em primeira apresentação, dispor da seguinte forma as funções procuradas, de resistência e de transporte, respectivamente:

$$F_1(\tau_0, q, D_m, \rho_s, \rho, \nu, g) = 0 \quad (3.1)$$

$$F_2(C, q, D_m, \rho_s, \rho, \nu, g) = 0 \quad (3.2)$$

que devem ser satisfeitas simultaneamente.

### 3.3 - Análise Dimensional

Apesar de restrito ao essencial pelas simplificações efetuadas, o número de variáveis envolvidas nas equações ainda é consideravelmente grande para dele se obter relações simples, principalmente por métodos experimentais. O recurso da análise dimensional para diminuição dos parâmetros envolvidos é de grande utilidade nesses casos, uma vez que reduz o número de variáveis não por simples eliminação, mas por agrupamento das mesmas em conjuntos adimensionais.

O inconveniente que pode advir do uso desse recursos analítico é devido ao fato de que o número de adimensionais possível de ser gerado de um grupo de variáveis é bastante grande. Isso exige um cuidadoso critério na escolha dos agrupamentos adimensionais adequados, supostamente capazes de melhor definir o fenômeno fisicamente. A dificuldade é, porém, minorada pela verificação de que alguns adimensionais são, por assim dizer, dependentes ou secundários, desde que formados pelos simples pro

duto, quociente ou inversão de outros grupos. Mesmo assim, há sempre decisões importantes a tomar diante de diferentes conjuntos de adimensionais independentes que naturalmente surgem.

As equações 3.1 e 3.2 têm, ambas, 8 variáveis envolvidas. As grandezas são em número de 3: massa, comprimento e tempo. A análise dimensional permite reduzir o número de variáveis para:  $8 - 3 = 5$ . Tomando-se como variáveis de base a massa específica da água,  $\rho$ , a viscosidade cinemática,  $\nu$ , e o diâmetro médio dos sedimentos,  $D_m$ , reduz-se a função de resistência à seguinte:

$$F_1(\rho\nu^2/\tau_0 D_m^2, \nu/q, d/D_m, \rho_s/\rho, \nu^2/gD_m^3) = 0 \quad (3.3)$$

e a função de transporte a:

$$F_2(C, \nu/q, d/D_m, \rho_s/\rho, \nu^2/gD_m^3) = 0 \quad (3.4)$$

Invertendo-se os grupos  $\nu/q$ ,  $\nu^2/gD_m^3$  e  $\rho\nu^2/\tau_0 D_m^2$  e extraindo-se a raiz quadrada desse último, as equações puderam ainda ser transformadas, ficando:

$$F_1\{(\tau_0/\rho)^{1/2} D_m/\nu, q/\nu, d/D_m, \rho_s/\rho, gD_m^3/\nu^2\} = 0 \quad (3.5)$$

$$F_2(C, q/\nu, d/D_m, \rho_s/\rho, gD_m^3/\nu^2) = 0 \quad (3.6)$$

Essa última disposição das funções não difere em princípio da anterior e tenciona fundamentalmente apresentar os parâmetros de forma mais simples e mais tratável, além de possibilitar o surgimento de alguns parâmetros de uso corrente no estudo desse tipo de escoamento. É o caso, por exemplo, do grupo  $(\tau_0/\rho)^{1/2} D_m/\nu$ , que tem a forma de um número de Reynolds composto com o diâmetro médio da partícula e a velocidade de atrito ou velocidade de tensão de cisalhamento  $U_* = (\tau_0/\rho)^{1/2}$ .

Procedeu-se ainda algumas simplificações, levando-se em conta o objetivo do trabalho e a disposição das variáveis após

a análise dimensional. A natureza do problema permitiu que se desprezasse as variações da massa específica da água e da massa específica do sedimento, este tomado com densidade constante e igual a 2,54. Dessa forma o parâmetro  $\rho_s/\rho$  tornou-se constante e pôde sair das equações. Além disso, considerando-se um determinado tamanho de sedimento e admitindo-se temperatura constante durante o processo de transporte, o que implica em viscosidade invariável, o fator  $gD_m^3/\nu$  pôde ser retirado das equações. Maiores considerações sobre este adimensional serão tecidas mais adiante neste trabalho.

Finalmente, as funções propostas, devidamente simplificadas, passaram a ser:

$$U_*D_m/\nu = F_1(q/\nu, d/D_m) \quad (3.7)$$

$$C = F_2(q/\nu, d/D_m) \quad (3.8)$$

As funções acima encontradas para a resistência ao escoamento, equação 3.7, e para o transporte de sedimentos, equação 3.8, estão em consonância com a hipótese original de que estas relações são controladas pelas mesmas variáveis básicas. De acordo ainda com aquela hipótese, acredita-se que estas relações são satisfeitas simultaneamente e de forma diferente para cada regime de escoamento, ou forma de leito, o que deverá ser comprovado experimentalmente.

## CAPÍTULO IV

### PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

#### 4.1 - Considerações Gerais

Uma vez estabelecidas analiticamente as funções de resistência e de transporte pela determinação dos parâmetros envolvidos, restou desenvolver, por via experimental, as relações desses parâmetros entre si. Os dados coletados em um escoamento artificialmente produzido, devidamente analisados e arranjados, possibilitaram o desenvolvimento dessas relações.

Neste capítulo, descreve-se as instalações experimentais, os materiais utilizados e o procedimento levado a efeito na coleta de dados. No fim do capítulo, os dados coletados são apresentados em tabelas, na forma como foram medidos, e prontos para serem analisados.

#### 4.2 - Instalações Experimentais

Os experimentos foram realizados em laboratório utilizando-se um conjunto de equipamentos, esquematizado na figura 4.1, composto, basicamente, por um canal equipado com um sistema de recirculação. No canal, metálico, de declividade ajustável, dotado de paredes de vidro e medindo 16 m de comprimento por 40 cm de largura e 50 cm de profundidade, foram lançados leitos de areia, de aproximadamente 15 cm de espessura, com distribuições granulométricas previamente determinadas.

A recirculação da mistura água-sedimento que caía livre

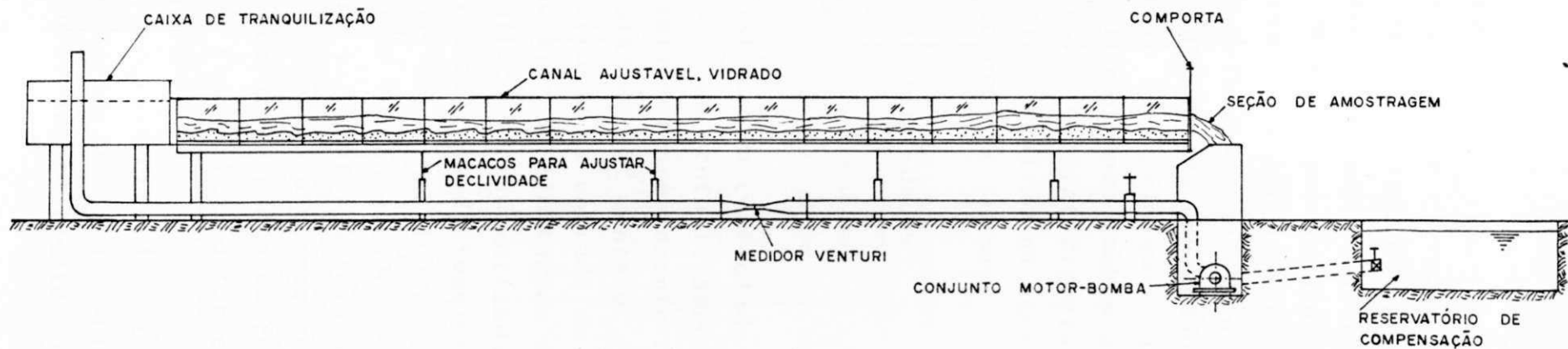


FIG. 4.1 - ESQUEMA DO SISTEMA EXPERIMENTAL UTILIZADO.

mente em um pequeno reservatório, construído à saída do canal, era feita mediante sucção e elevação até uma caixa tranquilizadora que fazia parte da entrada do canal. Para isso, foram utilizados um conjunto motor-bomba centrífuga, e uma canalização de PVC rígido com 21,70 m de comprimento e 150 mm de diâmetro.

Ainda constituía o sistema experimental, um reservatório de compensação que fornecia o volume de água utilizado em cada ensaio. Esse reservatório era conectado ao poço de sucção, conforme mostra a figura 4.1, pelo qual aduzia o volume requerido, no início de cada ensaio, como também o recebia de volta no fim. Durante o ensaio, esse reservatório era isolado do sistema fechando-se um registro instalado na entrada do pequeno tubo que faz a sua ligação ao poço de sucção.

#### 4.3 - As Medições das Quantidades

##### 4.3.1 - Vazão

A vazão do sistema era controlada por um registro de gaveta e medida através de um venturi, ambos instalados na canalização. O medidor venturi foi previamente aferido com o auxílio de um vertedor triangular de  $90^{\circ}$  montado, para este fim, na caixa de tranquilização situada na entrada do canal. Durante a aferição foi possível avaliar as limitações do sistema em termos de descarga. Estas limitações eram motivadas tanto pelas dimensões do sistema como por condições de funcionamento; como foi o caso da presença de bolhas de ar nos tubos provocadas pelo excesso de turbulência no poço de sucção quando a vazão atingia valores mais altos. A Figura 4.2 mostra a relação encontrada entre a vazão e a diferença dos níveis manométricos, para o medidor venturi utilizado. Esta curva foi usada em todos os ensaios para a obtenção da vazão. A Figura 4.3 mostra o medidor venturi com o manômetro nele acoplado.

Os cuidados especiais exigidos na medição da vazão se limitaram aos casos extremos de vazões muito altas ou muito baixas. Nas vazões maiores eventualmente surgiam bolhas de ar no

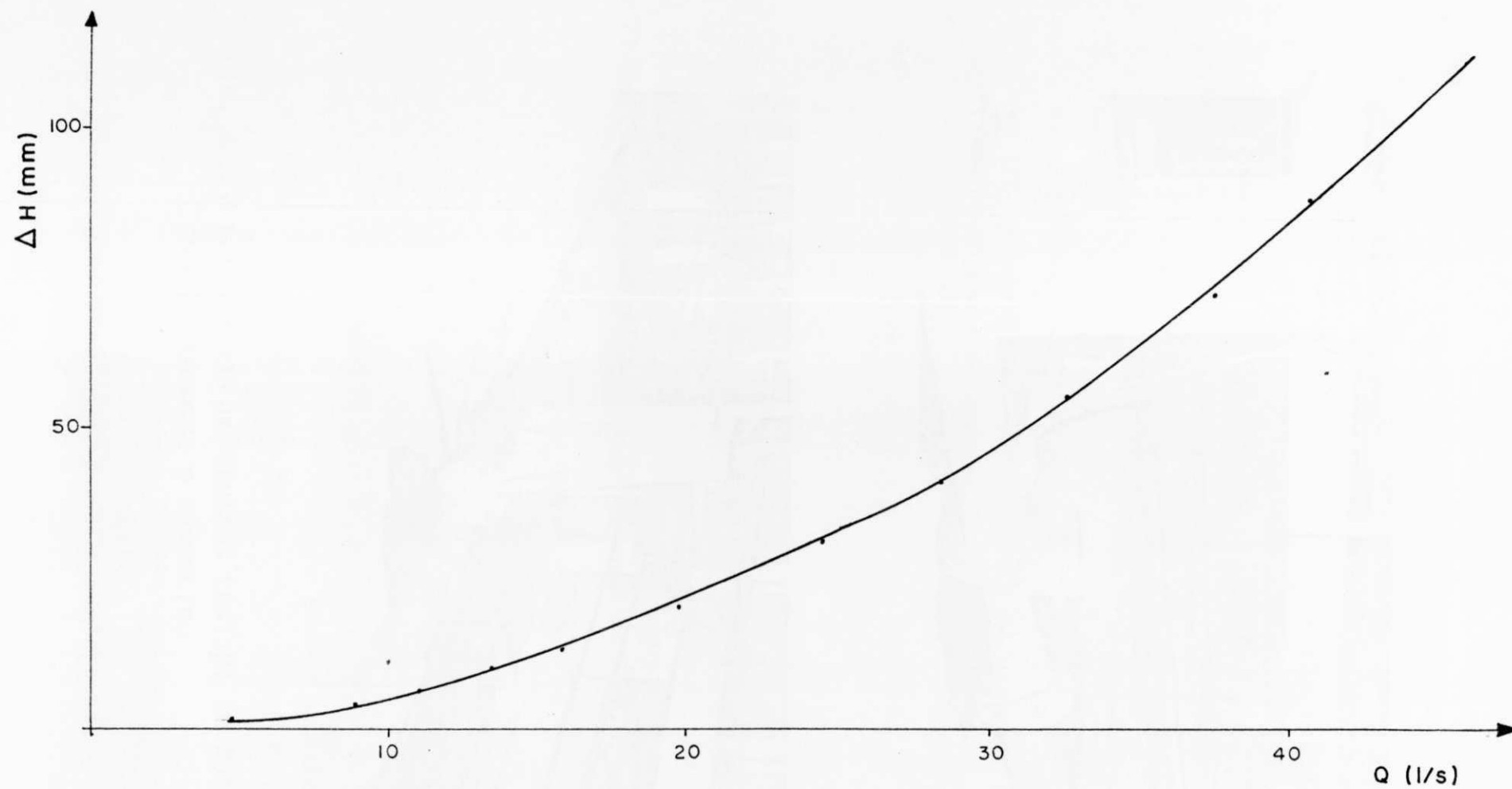


FIG. 4.2 - RELAÇÃO ENTRE A VAZÃO E A DIFERENÇA DE NÍVEL MANOMÉTRICO PARA O MEDIDOR VENTURI.



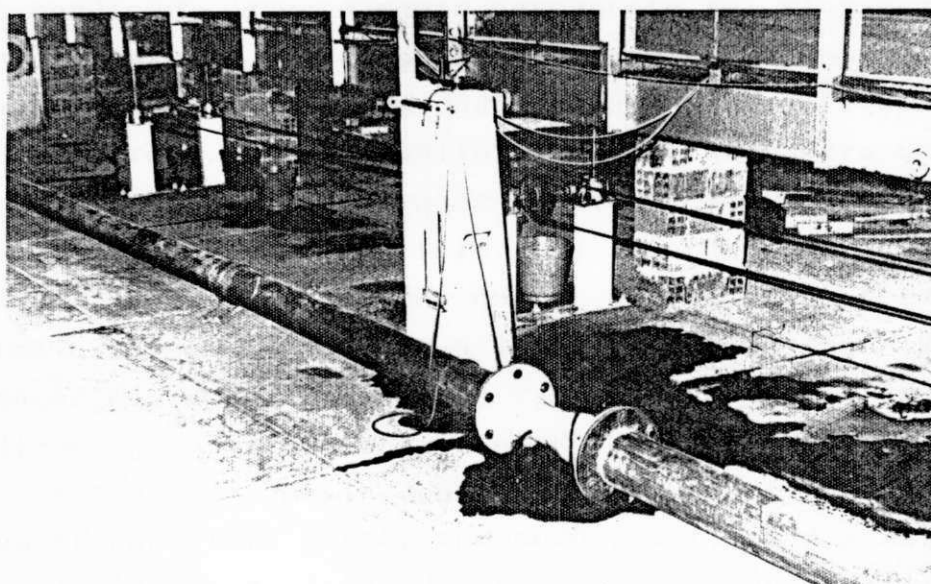
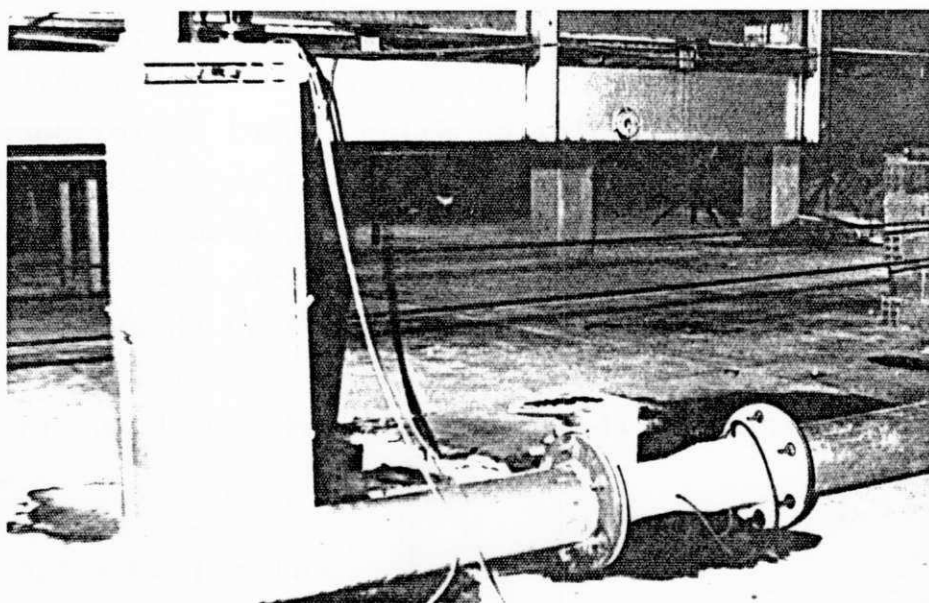


FIG. 4.3 - FOTOGRAFIAS DO MEDIDOR VENTURI EM DOIS ÂNGULOS, VENDO-SE O MANÔMETRO

manômetro que necessitavam ser cuidadosamente retiradas, sob pena de se obter uma vazão falsa da leitura do desnível manométrico. Para evitar as bolhas tirava-se vantagem do fato do medidor venturi dispor de 2 tomadas de pressão em cada seção, uma na geratriz superior do tubo e outra na inferior. Como a tendência das bolhas é de serem transportadas na parte superior do conduto, usava-se a tomada de pressão inferior para a leitura manométrica. Quando as vazões eram muito pequenas os sedimentos obstruíam a tomada de pressão do medidor que ficava na geratriz inferior do tubo. Nesses casos mudava-se a mangueira do manômetro para a outra tomada de pressão, localizada na parte superior do medidor.

#### 4.3.2 - Declividade

Nas condições de laboratório, devidamente controladas, o escoamento produzido pôde ser considerado como permanente e uniforme. A condição de escoamento permanente foi plenamente assegurada pelo controle da vazão, a qual permanecia constante durante cada ensaio, em conformidade com a abertura fixada no registro de controle. O fluxo uniforme, entretanto, era uma aproximação permitida quando as vazões sólida e líquida atingiam o equilíbrio para as condições reinantes. Quando isso acontecia, o leito adquiria formas definidas que se moviam com velocidades constantes e, considerando que a largura do canal não variava, a inclinação média do leito seria também invariável. Essas mesmas condições permitiram ainda considerar a profundidade de fluxo como constante e tomá-la como a média das profundidades medidas em um trecho. Isto posto, tem-se que o fluxo era uniforme e que as declividades da linha de energia, da superfície livre e do leito do canal eram semelhantes.

Muito embora o canal utilizado permitisse o controle da declividade de fundo, a inclinação nele produzida não correspondia à inclinação real do escoamento em estudo, já que o leito de areia, sendo móvel, adquiria uma declividade compatível com as outras condições influentes (do fluxo, do sedimento e do ca

nal). A solução adotada para se medir a declividade foi instalar sistemas de piezômetros a distâncias conhecidas; medir, assim, a queda da superfície livre, que, dividida pela distância correspondente, fornecia a declividade procurada. Dois pares independentes desses piezômetros, distanciados de 8 metros, foram instalados através de tomadas de pressão existentes no fundo do canal. Em um dos pares, as tomadas foram elevadas até acima do leito de areia e, neste caso, as oscilações da superfície livre se fizeram mais perceptíveis. Nas condições de equilíbrio, porém, os dois sistemas apresentavam idênticas diferenças piezométricas.

#### 4.3.3 - Profundidade

Os valores da profundidade foram levantados em um trecho de 3 m de comprimento na parte mais central do canal, onde se garantia a ausência de influências perturbadoras do regime uniforme provocadas pelas condições de entrada e de saída no canal. Media-se a profundidade a cada 20 cm deste trecho, em pontos equidistantes das laterais do canal, totalizando 16 valores para o cálculo da média. Devido às dimensões do fluxo, as formas de leito ali desenvolvidas não atingiam grandes comprimentos, permitindo que no trecho levantado se registrassem variações de profundidade consideradas bastante representativas para o cálculo de uma média.

No processamento da medição utilizava-se uma ponta linimétrica acoplada a um pequeno carro que deslizava apoiado nas paredes laterais do canal, conforme mostra a Figura 4.4. Fazia-se inicialmente, com o sistema funcionando, uma leitura dos níveis da superfície livre nos 16 pontos especificados. Logo em seguida fazia-se cessar o fluxo, tendo cuidado para não provocar alterações nas formas do leito; o que se conseguia através da ação quase simultânea de desligamento da bomba e fechamento da comporta do fim do canal, provocando um aumento da lâmina d'água e conseqüente cessação do transporte sólido. Após a drenagem lenta do canal através de uma pequena abertura na comporta, usava-se novamente a ponta linimétrica para a leitura dos níveis do fundo do canal nos mesmos 16 pontos cujos níveis de superfí

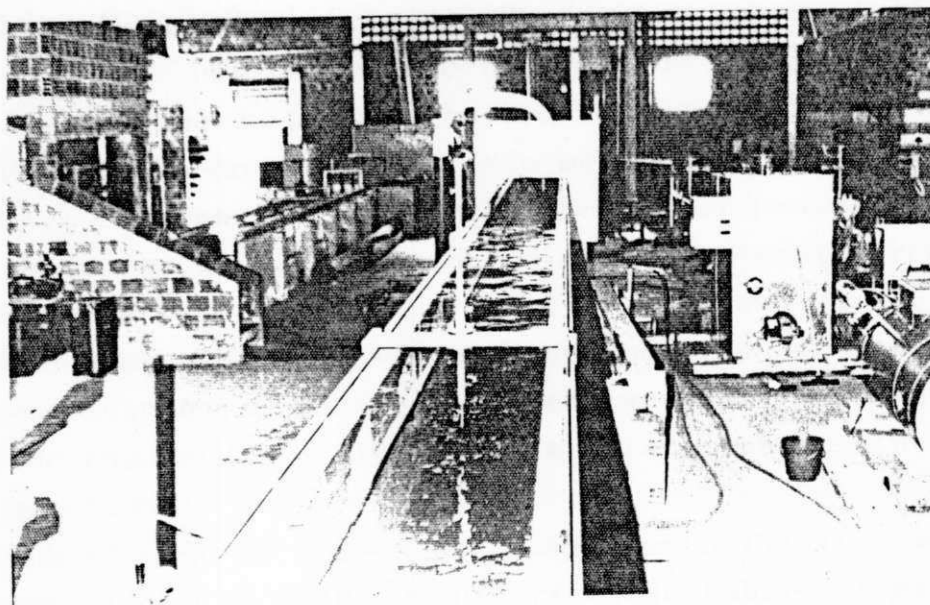
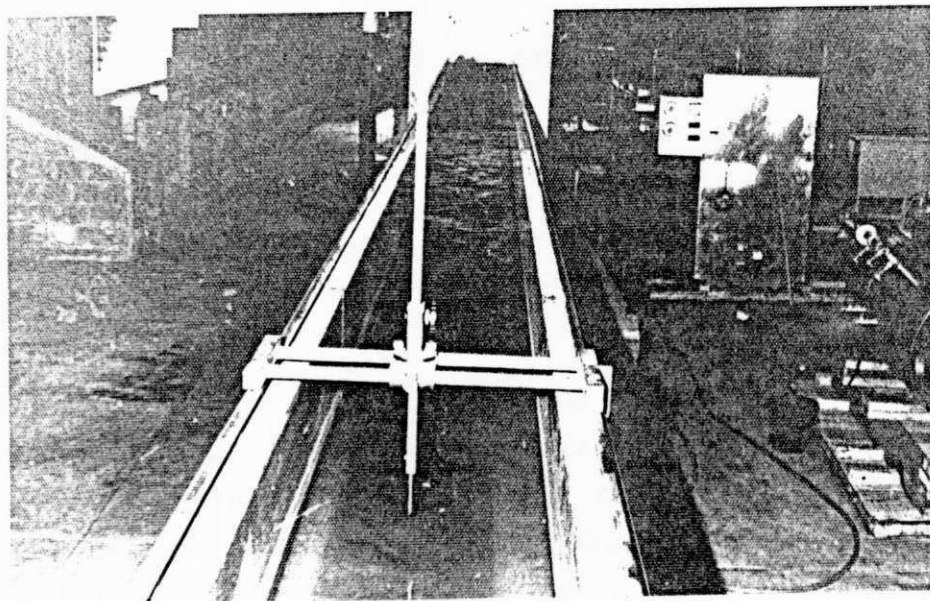


FIG. 4.4 - FOTOGRAFIAS DO CANAL, DESTACANDO-SE A PONTA LINIMÉTRICA

cie livre já tinham sido levantados. As profundidades nos pontos eram fornecidas pelas diferenças linimétricas entre a superfície livre e o fundo do canal em cada um deles. A profundidade média do escoamento era tomada como a média das profundidades dos 16 pontos.

#### 4.3.4 - Transporte Sólido

O transporte sólido foi obtido medindo-se a concentração total de sedimentos no fluxo. A coleta de amostras era feita na seção de amostragem, indicada na Figura 4.1, à saída do canal, antes que os sedimentos alcançassem o tanque de sucção e reiniciassem o percurso. Para essa coleta foi construído um pequeno p $\acute{o}$ rtico metálico sobre o tanque de sucção do qual pendia, com relativa liberdade de movimento, um saco coletor, de tecido, que funcionava como filtro, deixando passar o fluido e retendo os sedimentos. A amostragem era devidamente cronometrada de modo a se poder efetuar posteriormente os cálculos da vazão e da concentração. O tempo de amostragem era variável de acordo com a intensidade da vazão de ensaio. Não menos de 8 amostras foram colhidas em cada ensaio, procurando-se captar pontos de maiores e menores descargas sólidas e obter assim uma média representativa. Isso era válido principalmente para o caso em que se tinha leito de dunas, procurando-se coletar amostras de transporte sólido nas passagens, pela seção de medição, da crista, do meio e da base de cada duna. A Figura 4.5 mostra o processo de coletas de amostras.

Cada vez que se colhia os sedimentos o filtro era lavado cuidadosamente em um balde de plástico, de maneira a evitar ao máximo as perdas. Punha-se a mistura água-sedimento a decantar ali mesmo no balde, após o que retirava-se a água com o mínimo de perturbação e transferia-se os sedimentos para uma proveta graduada a fim de serem medidos em volume. Feito isto, os sedimentos eram então transferidos para uma tigela de ágata, levados à estufa para secagem e posterior pesagem em balança de precisão, para o cálculo da concentração em peso.

#### 4.4 - Os Ensaaios

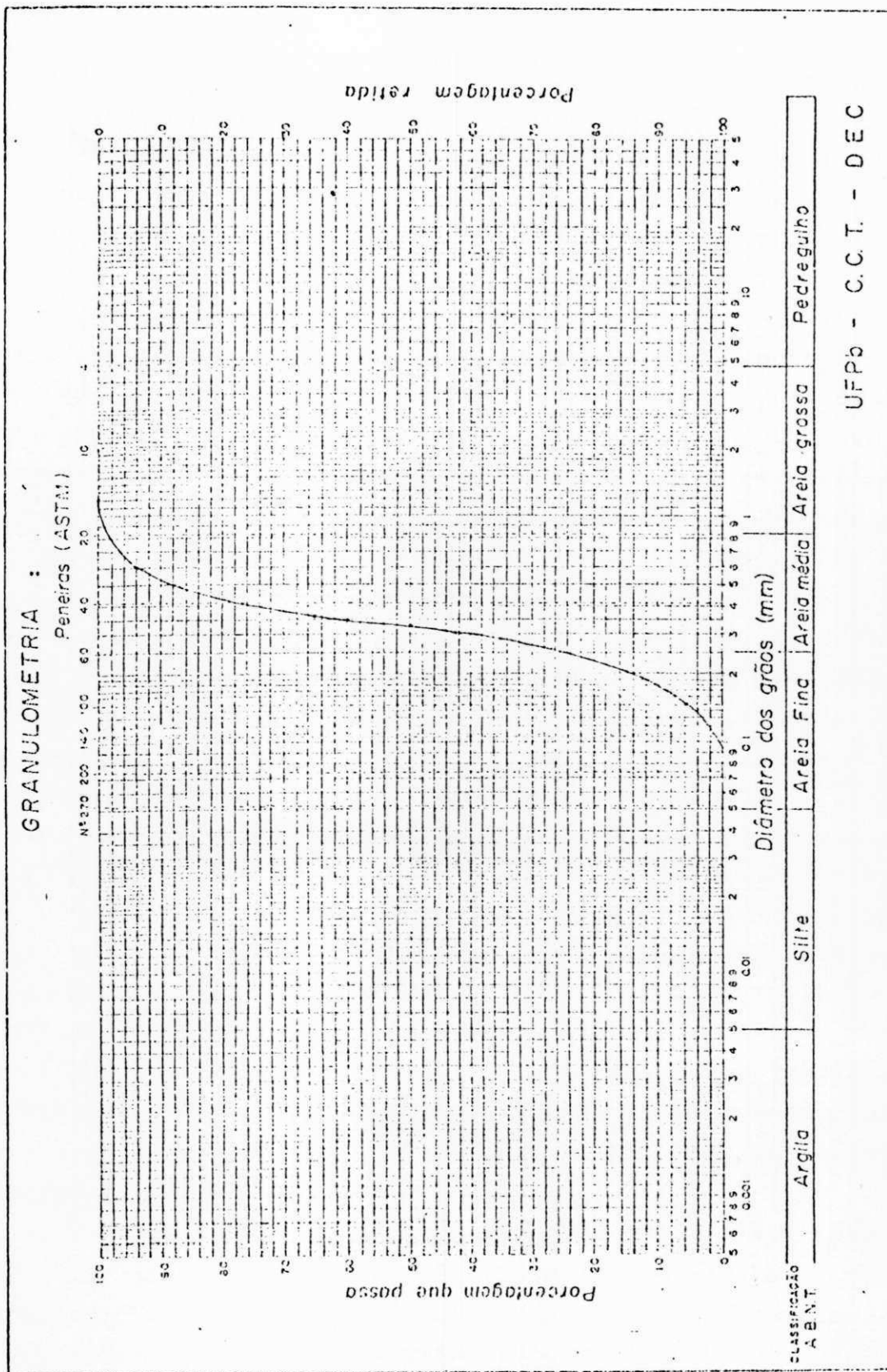
##### 4.4.1 - O Plano de Ensaaios

Todo o plano experimental proposto baseou-se naturalmente nas considerações analíticas do fenômeno e teve como objetivos testar as hipóteses teóricas e verificar as equações formuladas. Dentro desse prisma, pretendia-se ensaiar todas as formas de leito para se poder constatar o papel de regimes de fluxo, por elas exercido ao determinarem, cada qual a seu modo, as evoluções da resistência ao escoamento e do transporte sólido nos canais erodíveis. Considerando-se os parâmetros que compõem as equações 3.7 e 3.8, definidas no capítulo anterior, os ensaios foram planejados de modo a permitir variações das grandezas neles envolvidas, inclusive o tamanho dos sedimentos.

A pretensão de se testar todas as formas de leito deparou-se com alguns empecilhos causados pelo sistema experimental utilizado, cujas limitações permitiram antever dificuldades nas observações com leito-plano e antidunas, diante das elevadas velocidades e cargas de material sólido, características desses regimes. Planejou-se, então, trabalhar com apenas duas formas de leito, ripples e dunas, decisão esta reforçada pela ocorrência mais frequente desses regimes nos casos práticos, em vista do que constituem o escopo da maioria das pesquisas.

Foram escolhidos dois tamanhos de sedimentos para que com cada um deles fossem ensaiadas as duas formas de leito. De modo a garantir a presença de ripples procurou-se utilizar sedimentos finos (5, 11, 22) e, para isso peneirou-se em laboratório o material a ser usado como leito, obtendo-se as curvas granulométricas indicadas nas Figuras 4.6 e 4.7 com diâmetros médios de 0,33 mm e 0,31 mm.

O exato número de ensaios não pôde ser previsto devido à impossibilidade de se conhecer, com antecedência, os limites, principalmente de vazão e de profundidade, dentro dos quais, com o sedimento escolhido e o equipamento utilizado, surgiriam as formas de leito que se desejava estudar. A identificação, por



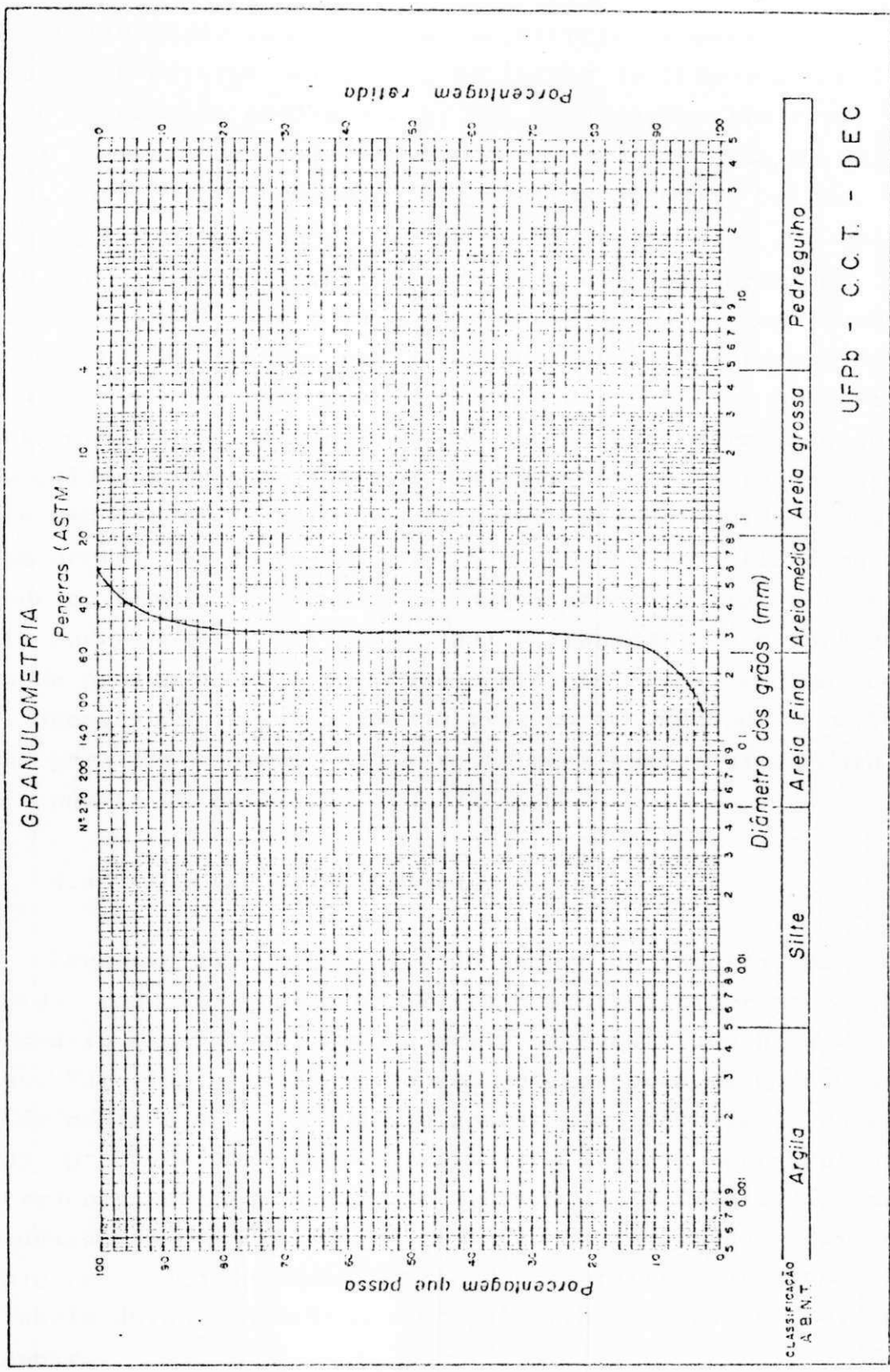


FIG. 4.7 - CURVA GRANULOMÉTRICA II

$D_m = 0,31 \text{ mm}$



via experimental, das faixas de ocorrência de dunas e ripples demandou um esforço adicional, em termos de tempo e de um elevado número de ensaios preliminares. Nas combinações limites: vazão alta x profundidade baixa ou vice-versa; assim como no caso de ambas, vazão e profundidade, muito altas ou muito baixas, sempre surgiram problemas de instabilidade das formas que dificultavam o equilíbrio e inutilizavam o ensaio, em termos de medição. Esses ensaios serviram, entretanto, para ir aos poucos delineando os limites das faixas de ocorrência das formas de leito. A tabela 4.1, contendo os valores das vazões e das profundidades resultantes dos ensaios com dunas, está arranjada de forma a evidenciar esses limites. Observa-se que, permanecendo constante uma determinada vazão, o aumento da profundidade acarretará um decréscimo na velocidade ( $q = Ud$ ) que se reflete na capacidade de transporte do fluxo. Quando isso ocorria, a forma do leito mudava para ripples, na qual o transporte é menor. O decréscimo da profundidade, com vazão constante, tinha efeito contrário, aumentando a capacidade de transporte, mudando o leito de dunas para leito-plano. Essas restrições contribuíram para limitar o número de ensaios.

#### 4.4.2 - A Marcha de Ensaio

Tendo-se em conta o elevado número de informações a serem colhidas cada vez que se utilizava o sistema experimental, foi necessário estabelecer um andamento sistematizado para os ensaios. Para tanto, definiu-se com antecedência um modelo de folha de medição onde se pudesse anotar com presteza os dados medidos, proceder alguns cálculos mais simples e registrar algumas observações sobre o ensaio, se necessário. A Tabela 4.2 mostra uma dessas folhas de medição contendo os resultados reais de um ensaio com leito de dunas. Serão feitas reiteradas alusões a essa tabela durante o relato sobre a marcha de ensaio, empreendido a seguir.

O sistema era sempre acionado no turno da manhã, logo cedo, tendo-se em conta o longo período demandado para que o flu

Tabela 4.1 - Valores das Vazões e Profundidades da 1ª Série de Ensaies - MDAS -  $D_m = 0,35 \text{ mm}$ ;  $T = 55^\circ\text{C}$

FAIXAS DE VAZÃO (l/s)	12,5 - 17,5			17,6 - 20,5			22,6 - 27,5			27,6 - 32,5			32,6 - 37,5					
	Nº DA MED	VAZÃO (l/s)	PROFUND (cm)	Nº DA MED	VAZÃO (l/s)	PROFUND (cm)	Nº DA MED	VAZÃO (l/s)	PROFUND (cm)	Nº DA MED	VAZÃO (l/s)	PROFUND (cm)	Nº DA MED	VAZÃO (l/s)	PROFUND (cm)			
≤ 12,9	7	15,1	8,84	17	21,8	11,09	16	26,5	12,40	13	30,0	12,73	Leito-Plano					
				6	20,0	11,44	8	25,5	9,80									
				19	20,0	9,35	3	25,5	17,64									
13,0 - 14,9				22	21,8	13,40	15	25,7	13,40	26	30,7	14,9	24	34,5	14,90			
				47	21,0	13,04	11	26,7	14,60	28	30,0	14,7	36	33,6	14,50			
				54	21,0	13,00	4	24,5	14,26	30	32,0	14,2	37	32,6	14,80			
							5	24,3	14,36	32	29,3	13,9						
							33	22,7	14,45	44	29,3	14,8						
							48	24,2	14,10	52	29,0	13,6						
15,0 - 16,9							9	25,0	15,30	21	30,0	15,6	29	33,5	15,30			
							49	24,6	15,60	31	29,7	15,4	35	33,7	15,90			
							51-A	26,5	16,90	45	29,3	15,7	39	35,5	16,50			
										51	28,0	16,9	40	33,8	15,60			
17,0 - 18,9	Ripples									20	31,3	17,5	25	33,8	17,90			
										18	30,0	17,9	38	34,4	17,90			
										10	31,3	17,5	41	33,5	17,60			
													42	34,5	18,20			
													53	35,0	18,40			
≥ 19,0										27	35,8	19,05						
										46	34,4	19,00						

Tabela 4.2 - Folha de Medição

Medição Nº: 41Data: 21 / 03 / 80Responsável: *[assinatura]*

Vazão

Alt (mm)	l/s	m <sup>3</sup> /s
57	33,5	0,0335

Temperatura: 35,8°C

Queda para Declividade (mm)

Pontos Tomada	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11							
1	16	9	12	13	14	12	9	9	9	10	10							
2	14	18	20	22	18	14	13	9	9	10	10							

0,01

Profundidade de Fluxo (cm)

Pontos	7,0	7,2	7,4	7,6	7,8	8,0	8,2	8,4	8,6	8,8	9,0	9,2	9,4	9,6	9,8	10,0		
Sup. (mm)	315	317	319	318	317	321	321	320	323	323	322	322	324	327	326	325		
Leito (mm)	161	139	114	164	155	132	159	158	145	124	164	161	152	157	118	116		
Dif. (mm)	154	178	205	154	162	189	162	162	180	199	158	161	172	190	208	809		

MD

17,8

Altura das Dunas (mm)

Crista	176	156	164	166	163	165	181	182										
Base	109	110	98	107	112	132	124	116										
Diferença	67	46	66	59	51	33	59	66										

Pontos de Crista

Pontos	2,80	4,46	5,59	6,87	7,61	8,21	8,94	10,17	11,4									
Dist. (mm)	1,66	1,13	1,28	0,74	0,60	0,73	1,23	1,23										

Descarga Sólida

Amostra	1	2	3	4	5	6	7	8					
Tempo (s)	14,2	15,5	15,0	15,2	15,3	14,3	15,3	15,6					
Volume (ml)	60	193	230	200	135	100	173	225					
Peso (g)	80	255,70	322,80	265,80	188,30	178,70	232,20	296,70					
Concent.													
Vazão (ml/s)	4,22	12,60	15,33	13,16	8,82	6,99	11,31	14,42					

Observações: Devido à demora para alcançar o equilíbrio, a temperatura atingiu um valor ligeiramente superior ao superado (35°C).

xo atingisse as condições de equilíbrio. Um determinado volume de água era, então, fornecido pelo reservatório de compensação de maneira a permitir a vazão e a profundidade desejadas no canal. Durante o ajuste dessas duas quantidades, uma parte do volume de água poderia voltar ao reservatório de compensação ou, ao contrário, este poderia ser solicitado a fornecer mais líquido, conforme o caso. Antes, porém, do ajustamento da vazão e da profundidade para os valores com os quais se desejava trabalhar, provocava-se o surgimento de leito-plano ao longo de todo o canal, o que era conseguido aumentando-se intensamente a vazão e deixando livre a profundidade. O objetivo desse procedimento era facilitar o aparecimento da forma de leito desejada, dunas ou ripples, o que se obtinha diminuindo-se a vazão e aumentando-se a profundidade, logo em seguida à ocorrência de leito-plano. Dessa maneira o leito-plano começava a se deformar quase que uniformemente em busca da condição de equilíbrio entre as vazões sólida e líquida para as condições reinantes. A teoria da instabilidade do leito-plano, proposta por Srinivasan (13, 14, 22), serviu de respaldo para esse procedimento. Segundo aquela teoria, o leito-plano é a forma básica de leito com transporte, sendo as demais configurações decorrentes de instabilidades nele provocadas pelas variações de vazão e de profundidade, entre outros fatores. A vazão era estabelecida através da abertura do registro e controlada pelo medidor venturi, permanecendo constante durante todo o ensaio. A diferença manométrica no medidor era logo anotada no folha de medição, Tabela 4.2, no quadro onde se lê  $\Delta H(\text{mm})$ . A conversão para  $l/s$  e  $m^3/s$  era feita em seguida, usando a curva de calibragem do medidor, Figura 4.2. O controle da profundidade era apenas parcialmente conseguido fixando-se a abertura da comporta na saída do canal. O valor exato só podia ser obtido no final do ensaio, após o equilíbrio. Em algumas ocasiões, quando se desejava uma pequena profundidade e a abertura da comporta era, por isso mesmo aumentada, acontecia que o nível da superfície livre, devido a oscilações, ficava momentaneamente inferior ao nível da abertura da comporta. Nessas ocasiões a lâmina d'água descolava-se da comporta sem condições

de retornar à posição original, a não ser que se fechasse novamente a comporta. Esse acontecimento alterava as condições de ensaio e quando esse fato ocorria após um certo tempo de funcionamento, era impraticável recomeçar o ensaio naquele dia, devido ao tempo demandado para atingir as condições de equilíbrio. Semelhantes problemas de interrupções e conseqüente inutilização do ensaio aconteciam também quando havia faltas momentâneas de energia elétrica ou súbitas quedas de tensão que provocavam o desligamento automático da bomba.

O passo seguinte, após medida a vazão e fixada a abertura da comporta, era observar a evolução do transporte sólido até o estado de equilíbrio. Em geral, esse processo levava de 7 a 9 horas para ser completado. Durante esse tempo, o leito do canal ia adquirindo formas definitivas e a declividade do fluxo tendia para um valor constante. As leituras e anotações dos valores das quedas piezométricas nas duas tomadas eram feitas a intervalos, que se amiudavam à proporção que surgiam sinais de equilíbrio do fluxo: formas de leito definidas, pouca agitação da superfície livre, profundidade média mais ou menos invariável e principalmente quando os dois pares de piezômetros apresentavam leituras semelhantes. A declividade era obtida dividindo-se o valor constante final anotado na folha de medição, Tabela 4.2, onde se lê "Queda para Declividade", pela distância de 8 metros que separava as tomadas de pressão dos piezômetros.

Com o fluxo equilibrado, procedia-se a medição da descarga sólida. Anotava-se nessa ocasião, no quadro "Descarga Sólida", o tempo gasto para a coleta de cada amostra e o respectivo volume. O peso seco da amostra só seria coletado no dia seguinte, após 24 horas de secagem em estufa. A vazão sólida era calculada posteriormente através da razão entre o volume coletado e o tempo de coleta. A concentração, em peso, também calculada posteriormente, era dada pela razão entre o peso da amostra seca e o peso do volume de água que atravessava a seção de medição durante o tempo de coleta.

Para se obter uma média verdadeiramente representativa do transporte, as amostras eram tomadas a intervalos, em conformi

dade com o avanço das formas de leito e com a passagem, pela seção de medição, de pontos com maior ou menor carga de sedimentos. De fato, quando a crista da duna atravessava a seção de medição a carga de sedimentos coletada pelo filtro era bem maior do que quando era a base da duna, de muito menor espessura, que chegava àquela seção. A lavagem cuidadosa do saco coletor, para medição do volume de sedimentos era feita no intervalo entre uma coleta e outra.

Após se coletar a última amostra da descarga sólida, iniciava-se o levantamento das profundidades, nos 16 pontos centrais do canal. Nessa ocasião fazia-se apenas as leituras dos níveis da superfície livre naqueles pontos, o mais rápido possível para evitar que o leito se deslocasse e o valor final fosse alterado. Imediatamente após a leitura do último ponto desligava-se a bomba ao mesmo tempo em que se fechava gradativamente a comporta de saída do canal, cuidando para não alterar a configuração do leito naquele instante. A primeira etapa do ensaio encerrava-se nesse ponto, com a medição da temperatura da água. Iniciava-se então a drenagem natural e lenta do canal, que se processava durante a noite através de pequena abertura na comporta. No dia seguinte, antes de se iniciar o novo ensaio, levantava-se o nível linimétrico do fundo do canal nos mesmos pontos escolhidos, a fim de se completar a medição da profundidade. Os valores eram anotados no quadro da folha de medição, Tabela 4.2, onde se lê "Profundidade de Fluxo".

Quando a forma do leito era dunas ainda se processava o levantamento das alturas e dos comprimentos daquelas formas. Embora esses valores não tivessem um papel imediato dentro das hipóteses teóricas formuladas, eram levantados a título de informação complementar para uma possível análise geométrica da resistência em estudos posteriores. Com a ponta linimétrica fazia-se leituras dos níveis das cristas e das bases das dunas, tomando-se a diferença entre eles como as alturas das dunas, anotadas no quadro com esse cabeçalho na folha de medição, Tabela 4.2. As distâncias entre as cristas das dunas eram lidas por meio de uma escala afixada na extensão longitudinal do canal e

anotadas no quadro onde se lê "Pontos de Crista", na folha de medição, Tabela 4.2.

Foi impossível conseguir um leito de ripples em equilíbrio com o mesmo sedimento utilizado para os ensaios com dunas, cuja distribuição granulométrica é mostrada na Figura 4.6. O desenvolvimento de ripples em toda a extensão do canal exigia um tempo muito maior, provocando um aumento natural na temperatura do fluxo, com conseqüentes diminuição da viscosidade e aumento na capacidade de transporte (22). Quando isso acontecia começavam a surgir dunas no leito do canal, o que podia ser previsto pela relação de Srinivasan (13, 14, 22), Figura 2.3, já que o crescimento conjunto dos fatores  $gD_m^3/v^2$  e  $U_*D_m/v$  tendiam a provocar o surgimento de dunas, segundo aquela relação. A presença de uma parcela de sedimentos mais grossos também concorria para esse fenômeno, visto ser a formação de ripples bastante sensível ao tamanho dos sedimentos (5, 20, 22), além de algumas vezes, provocar a criação, no leito, de uma camada superficial de sedimentos de maior granulometria, a qual funcionava como uma armadura (5, 11), impedindo o transporte. Para se conseguir ripples foi utilizado o sedimento mais fino, que foi basicamente obtido do peneiramento do sedimento anteriormente usado, conseguindo-se um diâmetro médio inferior,  $D_m = 0,31$  mm, e eliminando-se a parcela de sedimentos mais grossos, conforme mostra a curva de distribuição granulométrica da Figura 4.7.

Das experiências com os ensaios preliminares já se tinha uma idéia, embora fossem diferentes os sedimentos, das faixas de profundidade e vazão que produziriam ripples, o que facilitou um pouco o trabalho. Por exigirem altas profundidades, tanto maiores quanto maior a vazão, em confronto com os limites das dimensões do canal, apenas uma reduzida faixa de vazão x profundidade apresentava os resultados esperados.

#### 4.5 - Apresentação dos Dados Medidos

##### 4.5.1 - Ensaios com Areia de 0,33 mm e Dunas

A Tabela 4.3 apresenta conjuntamente a vazão, a profundidade

Tabela 4.3 - Valores das Vazões, Profundidades, Declividades e Concentrações da 1ª Série de Ensaio - DUNAS

$$D_m = 0,33 \text{ mm}; T = 35^\circ\text{C}$$

Nº DE ORDEM	NÚMERO DE MEDIÇÃO	VAZÃO (1/s)	PROFUNDIDADE (cm)	DECLIVIDADE DE S(x10 <sup>3</sup> )	CONCENTRAÇÃO (x10 <sup>4</sup> )
01	7	15,1	8,8	1,875	-
02	19	20,0	9,4	2,758	-
03	6	20,0	11,4	2,250	6,34
04	34	21,0	13,0	1,250	1,34
05	47	21,0	13,0	1,250	2,01
06	17	21,8	11,1	1,750	5,60
07	22	21,8	13,4	1,250	2,91
08	33	22,7	14,4	1,500	6,61
09	8	23,5	9,8	2,000	5,26
10	3	23,5	12,6	2,500	2,20
11	48	24,2	14,1	1,625	3,35
12	4	24,3	14,3	0,375	-
13	5	24,3	14,4	1,500	6,61
14	49	24,6	15,6	0,875	1,08
15	9	25,0	15,3	1,625	-
16	15	25,7	13,4	1,500	7,03
17	16	26,5	12,4	2,000	-
18	51-A	26,5	16,9	0,750	1,97
19	11	26,7	14,6	1,250	5,02
20	52	28,0	13,6	2,500	6,92
21	51	28,0	16,9	0,625	2,54
22	31	28,7	15,4	2,125	7,19
23	32	29,3	13,9	2,500	-
24	44	29,3	14,8	1,250	6,05



Tabela 4.3 - Valores das Vazões, Profundidades, Declividades e Concentrações da 1ª Série de Ensaio - DUNAS

$$D_m = 0,33 \text{ mm}; T = 35^\circ\text{C}$$

cont.

Nº DE ORDEM	NÚMERO DE MEDIÇÃO	VAZÃO (1/s)	PROFUNDIDADE (cm)	DECLIVIDADE DE S(x10 <sup>3</sup> )	CONCENTRAÇÃO (x10 <sup>4</sup> )
25	45	29,3	15,7	1,500	5,14
26	13	30,0	12,7	2,000	7,10
27	28	30,0	14,7	2,000	5,64
28	21	30,0	15,6	1,250	4,60
29	18	30,0	17,9	0,875	3,14
30	26	30,7	14,9	1,625	2,38
31	10	31,3	17,5	0,425	1,12
32	20	31,3	17,5	0,750	2,68
33	30	32,0	14,2	2,875	-
34	37	32,6	14,8	1,875	8,79
35	29	33,5	15,3	2,000	-
36	41	33,5	17,8	1,250	4,49
37	36	33,6	14,5	3,000	8,27
38	35	33,7	15,9	2,750	8,97
39	40	33,8	15,6	2,375	8,85
40	25	33,8	17,9	2,250	3,90
41	27	33,8	19,1	1,250	4,64
42	38	34,4	17,9	1,750	5,57
43	46	34,4	19,0	1,250	3,38
44	24	34,5	14,9	2,500	-
45	42	34,5	18,2	1,875	4,52
46	53	35,0	18,4	1,000	-
47	39	35,5	16,5	1,875	-

dade e os valores da declividade e da concentração para a primeira série de ensaios, feita com leito de dunas, diâmetro médio do sedimento de 0,33 mm e temperatura quase constante, em torno de 35°C. A profundidade média do escoamento variou de 8,8 cm a 19,1 cm e a vazão de 15,1 l/s a 35,5 l/s. Adotou-se, nessa apresentação a ordem crescente das faixas de vazão e de profundidade.

Alguns valores da concentração não foram considerados devido a perdas acidentais ocorridas durante a medição daquela quantidade. Em geral, as perdas ocorriam devido a desgaste no filtro coletor, ou durante o processo de passagem das amostras dos baldes para as provetas, bem como no transporte para a estufa.

#### 4.5.2 - Ensaios com Areia de 0,31 mm e Ripples

A Tabela 4.4 apresenta os dados da segunda série de ensaios em número de 11, feita com leito de ripples, diâmetro médio do sedimento de 0,31 mm e temperatura, com pequenas oscilações, em torno de 32°C. A profundidade média variou de 15,0 cm a 22,1 cm e a vazão de 23,0 l/s a 31,0 l/s. Também nesse caso alguns valores da concentração não eram representativos e por isso não foram considerados. O menor número de ensaios foi causado pelo fato de que era difícil obter ripples com este sedimento, como foi explicado anteriormente.

#### 4.5.3 - Ensaios com Areia de 0,31 mm e Dunas

A Tabela 4.5 mostra os valores da terceira série de ensaios, onde se voltou a produzir dunas. O sedimento utilizado foi aquele com o qual se produziu ripples: diâmetro médio de 0,31 mm e curva granulométrica mostrada na Figura 4.7. A profundidade variou de 10,8 cm a 17,0 cm e a vazão de 21,8 l/s a 34,0 l/s, com a temperatura de 35°C. Esses ensaios, em número de 10, foram usados para comparação com os resultados da primeira série de ensaios, de uma forma que será relatada no capítulo se

Tabela 4.4 - Valores das Vazões, Profundidades, Declividades e Concentrações da 2ª Série de Ensaio - RIPPLES

$$D_m = 0,31 \text{ mm}; T = 32^{\circ}\text{C}$$

Nº DE ORDEM	NÚMERO DE MEDIÇÃO	VAZÃO (1/s)	PROFUNDIDADE (cm)	DECLIVIDADE DE S(x10 <sup>4</sup> )	CONCENTRAÇÃO (x10 <sup>4</sup> )
01	2-06	23,0	17,8	3,125	0,08
02	2-02	23,5	15,0	3,750	-
03	2-03	24,3	16,8	5,000	0,10
04	2-11	24,3	18,6	2,500	0,034
05	2-04	25,7	18,3	2,750	0,14
06	2-08	26,0	19,1	3,125	0,063
07	2-01	26,5	15,7	8,750	-
08	2-05	27,2	21,1	3,125	0,08
09	2-07	28,0	18,6	6,250	-
10	2-10	29,4	22,1	5,000	0,034
11	2-09	31,0	21,6	3,750	0,096

Tabela 4.5 - Valores das Vazões, Profundidades, Declividades e Concentrações da 3ª Série de Ensaio - DUNAS

$$D_m = 0,31 \text{ mm}; T = 33^{\circ}\text{C}$$

Nº DE ORDEM	NÚMERO DE MEDIÇÃO	VAZÃO (1/s)	PROFUNDIDADE (cm)	DECLIVIDADE DE S(x10 <sup>3</sup> )	CONCENTRAÇÃO (x10 <sup>4</sup> )
01	3-09	21,8	10,8	1,875	4,42
02	3-07	22,6	11,7	2,375	5,10
03	3-10	24,3	12,4	1,375	4,12
04	3-04	25,0	12,2	1,375	10,00
05	3-08	26,2	13,9	1,750	5,23
06	3-06	28,7	15,7	2,000	5,81
07	3-01	28,7	16,0	1,375	1,57
08	3-05	30,6	15,0	2,125	7,20
09	3-03	31,3	15,4	1,625	4,34
10	3-02	34,0	17,0	1,750	5,15

guinte. Novamente aqui, foi impossível evitar os problemas com alguns valores da concentração.

## CAPÍTULO V

### RESULTADOS E DISCUSSÕES

#### 5.1 - Considerações Gerais

Os ensaios realizados, descritos no capítulo anterior, constaram do levantamento, o mais acurado possível, de medidas que representassem as características dos escoamentos estudados. Os ensaios produziram dados brutos, carentes de posterior tratamento.

As funções gerais de resistência e de transporte, respectivamente:

$$U_* D_m / \nu = F_1(q/\nu, d/D_m) \quad (5.1)$$

$$C = F_2(q/\nu, d/D_m), \quad (5.2)$$

cogitadas analiticamente, foram submetidas a uma constatação empírica através dos valores tomados dos ensaios e testados nas formas propostas nas equações.

Este capítulo descreve o tratamento que se dispensou aos dados coletados a fim de se estabelecer as relações funcionais, em conformidade com as equações definidas, ao mesmo tempo em que apresenta, analisa e discute os resultados.

#### 5.2 - Análise dos Dados

A cada "Folha de Medição", fêz-se corresponder uma "Folha

de Dados", mostrada na Tabela 5.1, organizada em quatro campos para anotações, de modo a facilitar a marcha de cálculos até os valores dos parâmetros adimensionais das equações (5.1) e (5.2).

No quadro superior eram anotados os valores constantes, quais sejam: a largura do canal,  $b$ ; a viscosidade cinemática do fluido,  $\nu$ , sendo esta função da temperatura que permanecia invariável em cada série de ensaios; e o diâmetro médio dos sedimentos,  $D_m$ , também invariável em cada série.

Convencionou-se chamar de "Parâmetros Hidráulicos do Canal" os valores medidos da vazão  $Q$ ; da profundidade média do escoamento,  $d$ ; e da declividade do fluxo,  $S$ . Esses valores eram diretamente transferidos de cada folha de medição. Dois parâmetros ainda compunham esse quadro: o primeiro a velocidade média,  $U$ , calculada pela razão entre a vazão,  $Q$ , e a área molhada, considerada constante para todas as seções do canal e dada pelo produto da largura,  $b$ , com a profundidade média,  $d$ ; e o segundo o coeficiente de atrito de Darcy-Weissbach,  $f$ , calculado através da equação de resistência de Darcy-Weissbach. No cálculo de  $f$ , o diâmetro,  $D$ , do conduto, que aparece na expressão de Darcy-Weissbach, foi substituído pelo raio hidráulico,  $R$ , considerando-se que  $D = 4R$ .

A etapa seguinte se ateve ao campo da folha de dados onde se lê "Parâmetros Hidráulicos Relativos ao Leito". O canal usado no laboratório, tendo paredes laterais de vidro, provocava naturalmente uma influência no escoamento que deveria ser diferenciada da situação real de um canal com leito e margens erodíveis ou de um canal muito largo cuja rugosidade não sofresse influência das margens. Esta última situação é a mais adequada para o trabalho em questão. Em resumo, era necessário fazer corresponder os dados medidos a valores obtidos em um canal muito largo onde a influência da rugosidade das margens pudesse ser desprezada em relação à do leito. Para isso foi adotado um procedimento sugerido por Vanoni e Brooks (22, 26) considerado adequado para experimentos em laboratório com canais de paredes laterais lisas.

O procedimento acima referido relaciona o coeficiente de

Tabela 5.1 - Folha de Dados

Medição N°: \_\_\_\_\_

## Valores Constantes

b (m)	$\nu$ (m <sup>2</sup> /s)	D <sub>m</sub> (mm)

## Parâmetros Hidráulicos do Canal

Q (m <sup>3</sup> /s)	d (m)	S	U (m/s)	f

## Parâmetros Hidráulicos Relativos ao Leito

R <sub>b</sub> (m)	U <sub>*</sub> (m/s)	q

## Parâmetros Adimensionais das Equações

$U_* D_m / \nu$	q/ $\nu$	d/d <sub>m</sub>	C

atrito de Darcy-Weissbach,  $f$ , para o canal, com os coeficientes de atrito  $f_w$  e  $f_b$  relativos às margens e ao leito, respectivamente. Relaciona ainda o raio hidráulico  $R$ , do canal, com o raio hidráulico  $R_b$  relativo ao leito e os coeficientes  $f$  e  $f_b$ , com base em considerações e métodos que são detalhados em Apêndice deste trabalho. O uso desse método para correção dos efeitos das paredes lisas fornece os valores de  $R_b$  e  $f_b$  anotados nas folhas de dados.

A velocidade de cisalhamento ou de atrito é dada por:

$$U_* = (\tau_o/\rho)^{1/2} = (\gamma RS/\rho)^{1/2} = (gRS)^{1/2} \quad (5.3)$$

e para o leito,

$$U_* = (gR_b S)^{1/2} \quad (5.4)$$

O produto da velocidade média do escoamento pela profundidade de fluxo fornece a vazão por unidade de largura em um canal de seção transversal retangular. Tratando-se de um canal muito largo, o valor do raio hidráulico aproxima-se bastante do valor da profundidade e admite-se substituir um desses parâmetros pelo outro sem muito erro. Ao se fazer a eliminação da influência das paredes lisas do canal usado na laboratório, tinha-se uma situação correspondente à do canal muito largo acima referido. Dessa maneira, a vazão  $q$ , por unidade de largura do canal, pôde ser calculada como

$$q = R_b U \quad (5.5)$$

Com os valores da velocidade de atrito  $U_*$  e da vazão por unidade de largura do escoamento,  $q$ , devidamente calculados, foi possível obter os parâmetros adimensionais das equações,  $U_* D_m / \nu$ ,  $q/\nu$  e  $d/D_m$ ; os quais estão indicados no quadro inferior da folha de medições. Os valores da concentração  $C$  foram transferidos diretamente das Tabelas 4.3, 4.4 e 4.5.



As Tabelas 5.2, 5.3 e 5.4 apresentam os valores de  $U_* D_m / \nu$ ,  $q/\nu$ ,  $d/D_m$  e  $C$  para as primeira, segunda e terceira série de ensaio, respectivamente.

### 5.3 - Resultados e Discussões

#### 5.3.1 - Dunas

5.3.1.1 - Relação de Resistência. A função de resistência, estabelecida analiticamente, envolve três fatores, quais sejam,  $U_* D_m / \nu$ ,  $q/\nu$  e  $d/D_m$ , e a representação dos resultados graficamente podia ser feita de diversas maneiras. Um dos modos mais simples seria tomar um dos três fatores como parâmetro e observar as variações entre os dois restantes. No nosso caso,  $d/D_m$  foi utilizado como parâmetro na relação entre  $U_* D_m / \nu$  e  $q/\nu$ . No entanto, embora  $D_m$  fosse constante, os valores de  $d/D_m$  não se repetiram com muita frequência devido ao fato de que não se podia controlar totalmente e com antecedência a profundidade,  $d$ , nos ensaios. Assim, foi necessário agrupar os valores de  $d/D_m$  em faixas em torno de um valor médio e analisar os gráficos de  $U_* D_m / \nu$  e  $q/\nu$ , para cada faixa de  $d/D_m$  separadamente. Desse modo, a partir da Tabela 5.2 foi possível obter três faixas de  $d/D_m$ , mostradas na Tabela 5.5. A primeira faixa abrangia os ensaios, em número de 15, onde o parâmetro  $d/D_m$  variou de 375 a 436. Na segunda faixa ficaram os ensaios, em número de 14, onde  $d/D_m$  variou de 440 a 500; e na terceira, 13 ensaios com  $d/D_m$  variando de 512 a 579.

As Figuras 5.1, 5.2 e 5.3 mostram as funções encontradas para cada faixa. A Figura 5.4 é uma combinação das Figuras 5.1 a 5.3 e evidencia o papel de  $d/D_m$  como parâmetro. Não sendo muito grande o grau de dispersão dos pontos neste gráfico, a relação pode ser considerada muito boa, tendo-se em conta a maneira indireta de obtenção dos valores dos parâmetros, sujeita a várias etapas de processamento, e a própria coleta de dados, sujeita a erros de medição. Deve-se salientar também que os valores de

Tabela 5.2 - Valores dos Parâmetros Adimensionais das Equações de Resistência e Transporte Obtidos da 1ª Série de Ensaio - DUNAS -  $D_m = 0,33 \text{ mm}$ ;  $\nu = 0,734 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

$U_* D_m / \nu$	$(q/\nu) \times 10^{-4}$	$d/D_m$	$C \times 10^4$
18,0	6,2	333	5,60
21,3	6,1	345	6,34
21,2	6,0	283	-
16,8	6,2	406	3,38
16,5	6,0	394	2,91
16,5	6,0	394	1,34
20,4	7,6	376	9,60
17,8	6,5	297	5,26
23,6	7,1	382	2,20
18,2	7,2	406	7,03
17,2	7,4	442	5,02
14,8	6,6	424	2,32
19,2	7,1	436	6,61
19,3	6,7	436	2,52
19,8	7,1	427	3,35
20,7	4,9	291	-
14,7	6,6	473	1,08
13,9	6,9	512	1,97
20,3	8,3	384	7,10
19,9	8,6	415	-
22,4	8,7	445	5,64
26,6	9,5	430	9,06
24,5	8,7	421	10,99
17,0	7,9	448	6,05

Tabela 5.2 - Valores dos Parâmetros Adimensionais das Equações de Resistência e Transporte Obtidos da 1ª Série de Ensaio - DUNAS -  $D_m = 0,33 \text{ mm}$ ;  $\nu = 0,734 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

cont.

$U_* D_m / \nu$	$(q/\nu) \times 10^{-4}$	$d/D_m$	$C \times 10^4$
24,4	8,4	412	6,92
17,6	8,2	472	4,60
23,9	8,5	466	7,19
19,8	8,3	476	5,14
12,2	6,7	512	2,54
13,7	7,7	530	2,68
15,6	8,0	542	3,14
12,2	7,2	530	1,12
25,1	10,0	451	11,24
27,5	10,0	440	8,27
21,4	9,2	448	8,79
22,6	9,5	464	9,38
27,7	10,1	482	8,97
22,8	9,6	500	-
25,2	9,9	472	8,85
26,6	10,2	542	3,90
23,0	9,9	542	5,57
18,9	9,2	539	4,49
24,2	10,1	551	4,52
16,7	9,1	558	-
19,8	9,4	578	4,64
19,7	9,4	576	3,38
17,9	8,3	530	3,91

Tabela 5.3 - Valores dos Parâmetros Adimensionais das Equações de Resistência e Transporte Obtidos da 2ª Série de Ensaios - RIPPLES -  $D_m = 0,31$  mm;  $\nu = 0,78 \times 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s

$U_* D_m / \nu$	$(q_b / \nu) \times 10^{-4}$	$d / D_m$	$C \times 10^7$
12,95	6,63	506	-
7,20	4,42	484	-
9,73	5,60	542	100
8,36	5,40	590	140
8,16	5,60	680	80
7,44	4,70	574	80
11,70	6,73	600	-
5,56	5,07	616	63
9,00	6,40	697	96
11,42	7,10	713	34
6,39	4,40	600	36

Tabela 5.4 - Valores dos Parâmetros Adimensionais das Equações de Resistência e Transporte Obtidos da 3ª Série de Ensaios - DUNAS -  $D_m = 0,31$  mm;  $\nu = 0,76 \times 10^{-6}$  m<sup>2</sup>/s

$U_* D_m / \nu$	$(q_b / \nu) \times 10^{-4}$	$d / D_m$	$C \times 10^4$
17,14	7,75	516	1,57
20,00	9,24	548	5,15
18,20	8,40	497	4,34
14,70	6,51	394	10,00
21,00	8,56	484	7,20
21,00	8,14	506	5,81
19,91	6,51	377	5,10
18,28	7,30	448	5,23
16,60	6,03	348	4,42
14,91	6,42	400	4,12

Tabela 5.5 - Valores dos Parâmetros Adimensionais Obtidos da 1ª Série de Ensaios (DUNAS -  $D_m = 0,33 \text{ mm}$ ;  $\nu = 0,734 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ ) Agrupados por Faixas de  $d/D_m$

$370 < d/D_m < 440$				$440 \leq d/D_m \leq 500$				$510 \leq d/D_m \leq 580$			
$\frac{U_* D_m}{\nu}$	$\frac{q_b}{\nu} \times 10^{-4}$	$d/D_m$	$C \times 10^4$	$\frac{U_* D_m}{\nu}$	$\frac{q_b}{\nu} \times 10^{-4}$	$d/D_m$	$C \times 10^4$	$\frac{U_* D_m}{\nu}$	$\frac{q_b}{\nu} \times 10^{-4}$	$d/D_m$	$C \times 10^4$
16,8	6,2	406	3,4	17,2	7,4	442	5,0	13,9	6,9	512	2,0
16,5	6,0	394	2,9	25,2	9,9	473	8,8	12,2	6,7	512	-
16,5	6,0	394	1,3	14,7	6,6	473	1,1	13,7	7,7	530	2,7
20,4	7,6	376	9,6	22,4	8,7	445	5,6	15,6	8,0	542	3,1
23,6	7,1	382	2,2	17,0	7,9	448	6,0	12,2	7,2	530	1,1
14,8	6,6	242	2,3	17,6	8,2	473	4,6	17,9	8,3	530	3,9
18,2	7,2	406	7,0	23,9	8,5	467	7,2	26,6	10,2	542	-
19,2	7,1	436	6,6	19,8	8,3	476	5,1	23,0	9,9	542	5,6
19,3	6,7	436	2,5	25,1	10,0	452	11,2	18,9	9,2	539	4,5
19,8	7,1	427	3,3	27,5	10,0	440	8,3	24,2	10,1	552	4,5
20,3	8,3	385	7,1	21,4	9,2	448	8,8	16,7	9,1	558	-
19,9	8,6	415	-	22,6	9,5	464	9,4	19,8	9,4	579	4,6
26,6	9,5	430	9,1	27,7	10,1	482	9,0	19,7	9,4	576	-
24,5	8,7	421	11,0	22,8	9,6	500	-				
24,4	8,4	412	6,9								

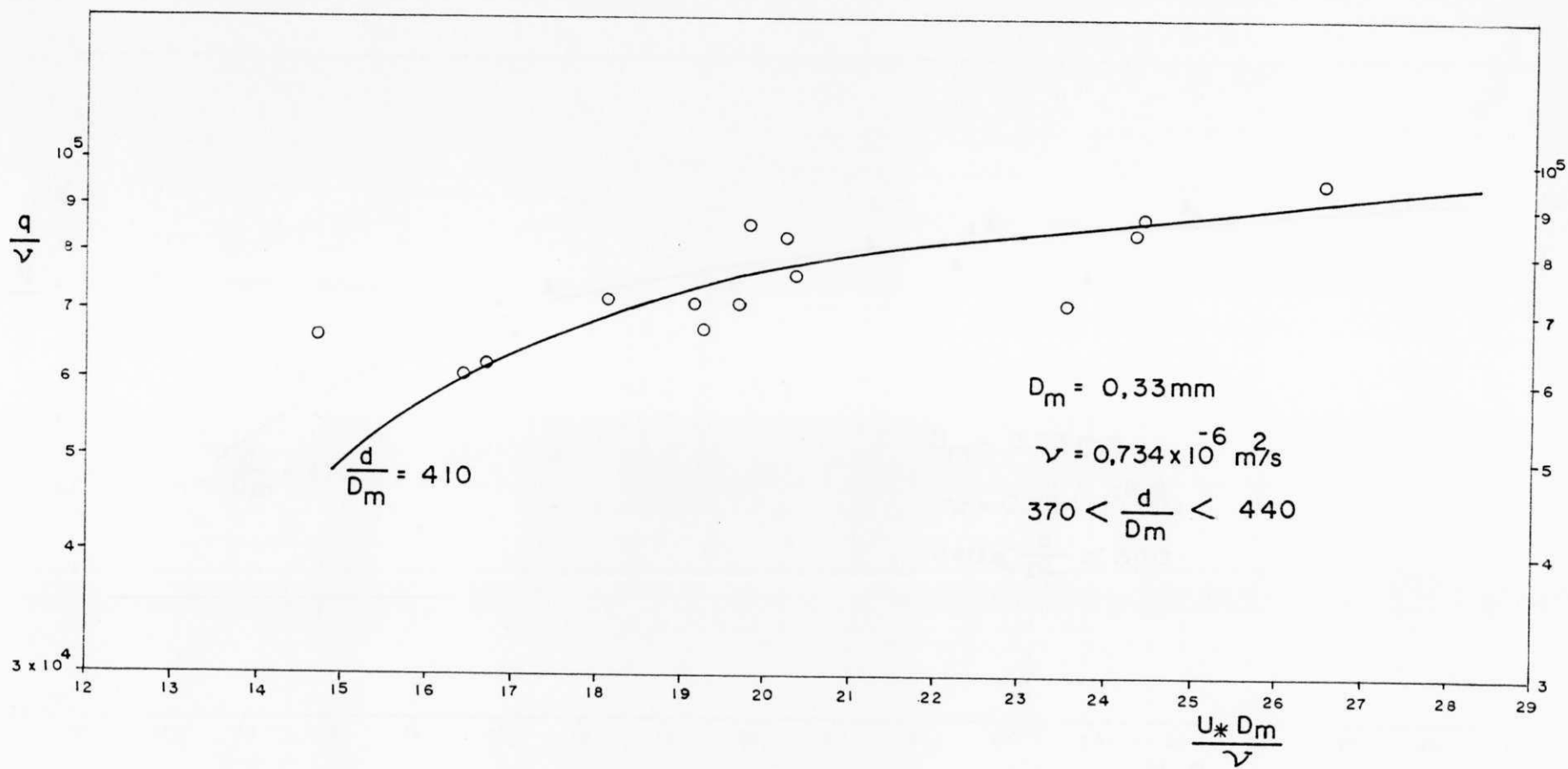


FIG. 5.1 - RELAÇÃO DE RESISTÊNCIA PARA DUNAS.  
 1ª FAIXA DE  $\frac{d}{D_m}$

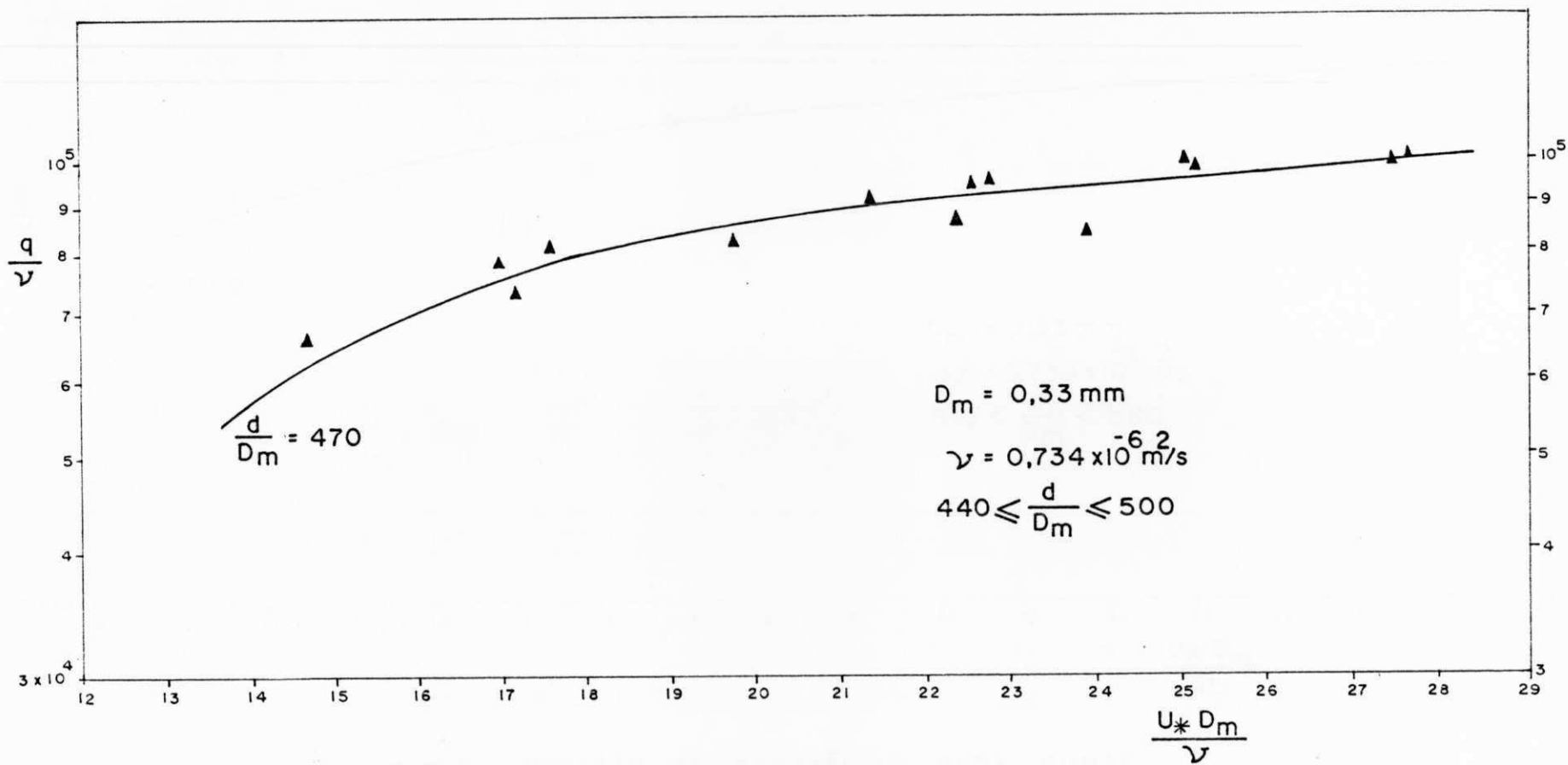


FIG. 5.2 - RELAÇÃO DE RESISTÊNCIA PARA DUNAS.  
2ª FAIXA DE  $\frac{d}{D_m}$

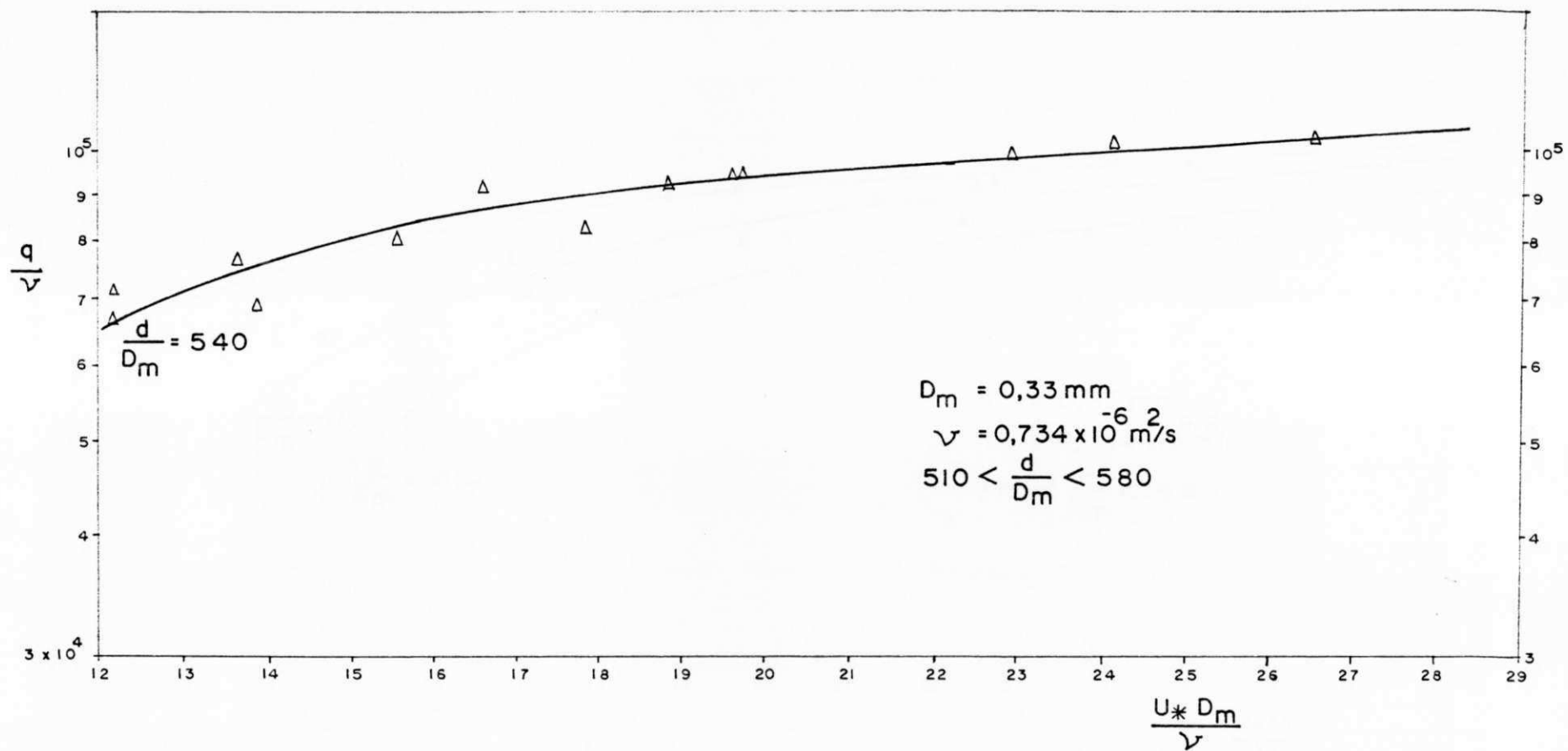


FIG. 5.3 — RELAÇÃO DE RESISTÊNCIA PARA DUNAS.  
 3ª FAIXA DE  $\frac{d}{D_m}$



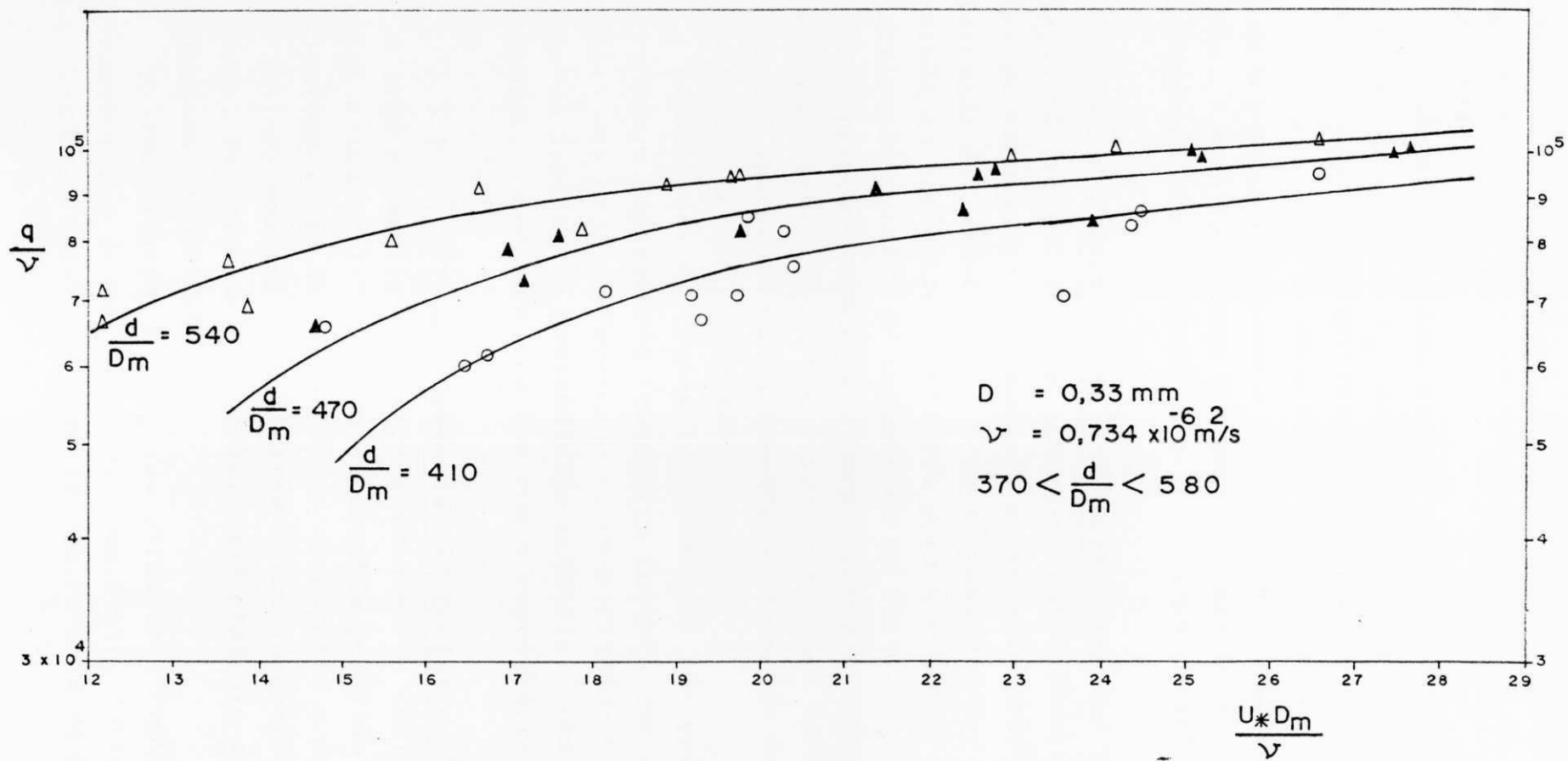


FIG. 5.4 — RELAÇÃO DE RESISTÊNCIA PARA DUNAS.

$d/D_m$ , para cada curva, são agrupados em torno do valor médio de cada faixa.

Sendo a viscosidade cinemática do fluido,  $\nu$ , e o diâmetro médio dos sedimentos,  $D_m$ , constantes, os gráficos podem ser considerados como uma representação das variações de  $U_*$  com  $q$ , tendo a profundidade,  $d$ , como parâmetro. As tendências observadas nos gráficos culminam com a tipificação de uma relação de resistência: a resistência ao escoamento diminuindo quando a profundidade é aumentada conservando-se a vazão constante.

5.3.1.2 - Relação de Transporte. Uma vez encontrada a relação de resistência, procurou-se naturalmente tratar com os dados de transporte seguindo uma disposição gráfica semelhante, adicionada das modificações necessárias. O fator  $d/D_m$  continuou servindo de parâmetro, desta vez para a relação entre  $q/\nu$  e a concentração total  $C$  de sedimentos no fluxo.

As relações funcionais para a concentração total são mostradas nas Figuras 5.5, 5.6 e 5.7, para cada faixa de  $d/D_m$ . A Figura 5.8 apresenta conjuntamente as relações de transporte para as faixas de  $d/D_m$  estudadas.

Também aqui as tendências mostradas nos gráficos são coerentes com o esperado: o transporte aumenta com o aumento da vazão para uma dada profundidade e, conservando-se a vazão constante, um aumento na profundidade acarretará uma diminuição no transporte, o que concorda bem com a experiência no campo (8).

5.3.1.3 - Relações Conjuntas de Resistência e de Transporte. A ligação intrínseca entre o transporte sólido em um canal aluvial e sua resistência ao escoamento permitiu o pressuposto da simultaneidade das relações de transporte e de resistência (15, 22). Da maneira como ficaram estas funções definidas para as dunas, foi possível dispô-las conjuntamente em um só gráfico, mostrado na Figura 5.9.

As três faixas de  $d/D_m$  são parâmetros comuns às relações de transporte e de resistência. Além disso, tanto a concentração,  $C$ , como o número de Reynolds da velocidade de atrito  $U_* D_m / \nu$ ,

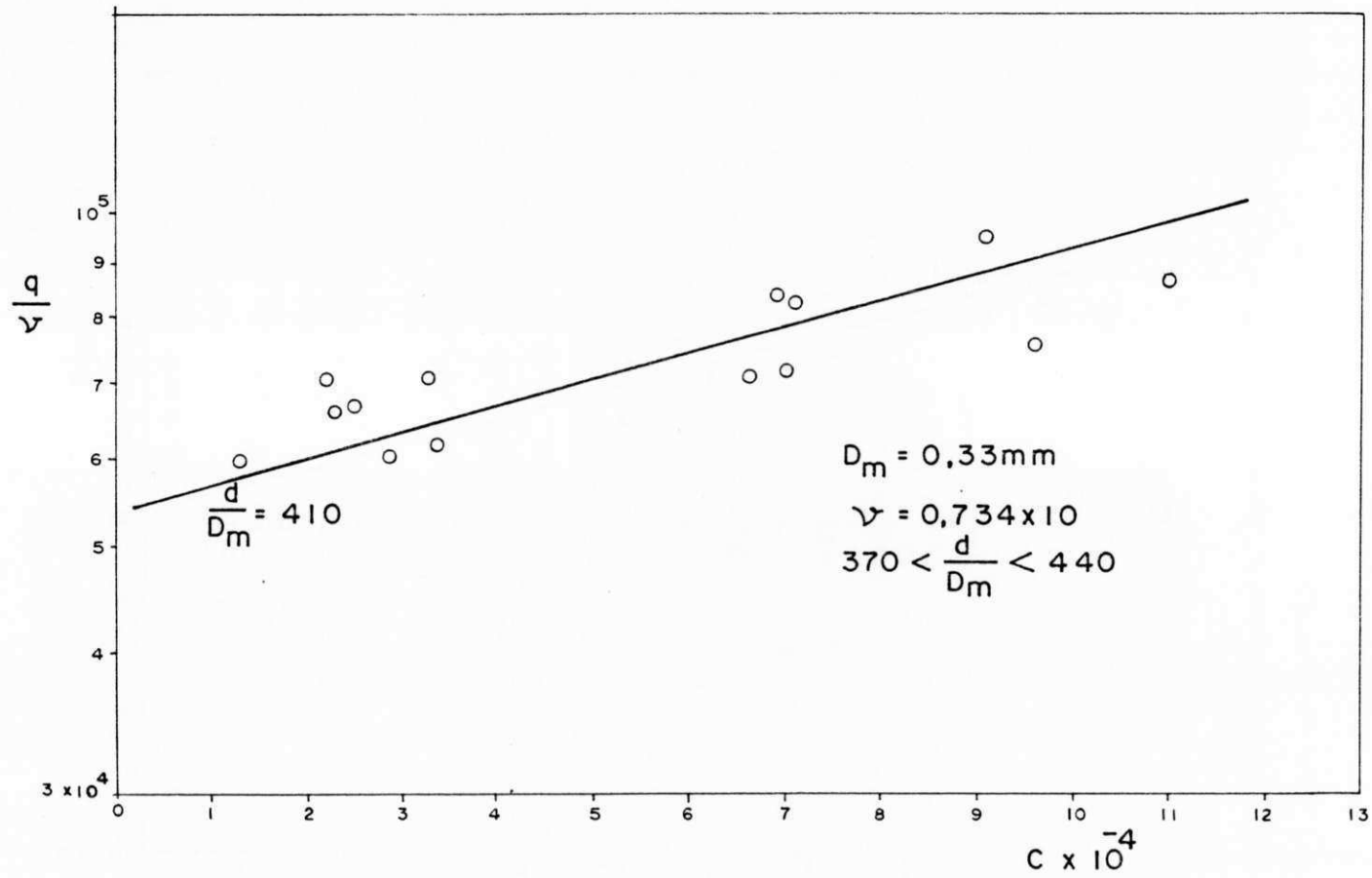


FIG. 5.5 - RELAÇÃO DE TRANSPORTES PARA DUNAS.  
1ª FAIXA DE  $\frac{d}{D_m}$

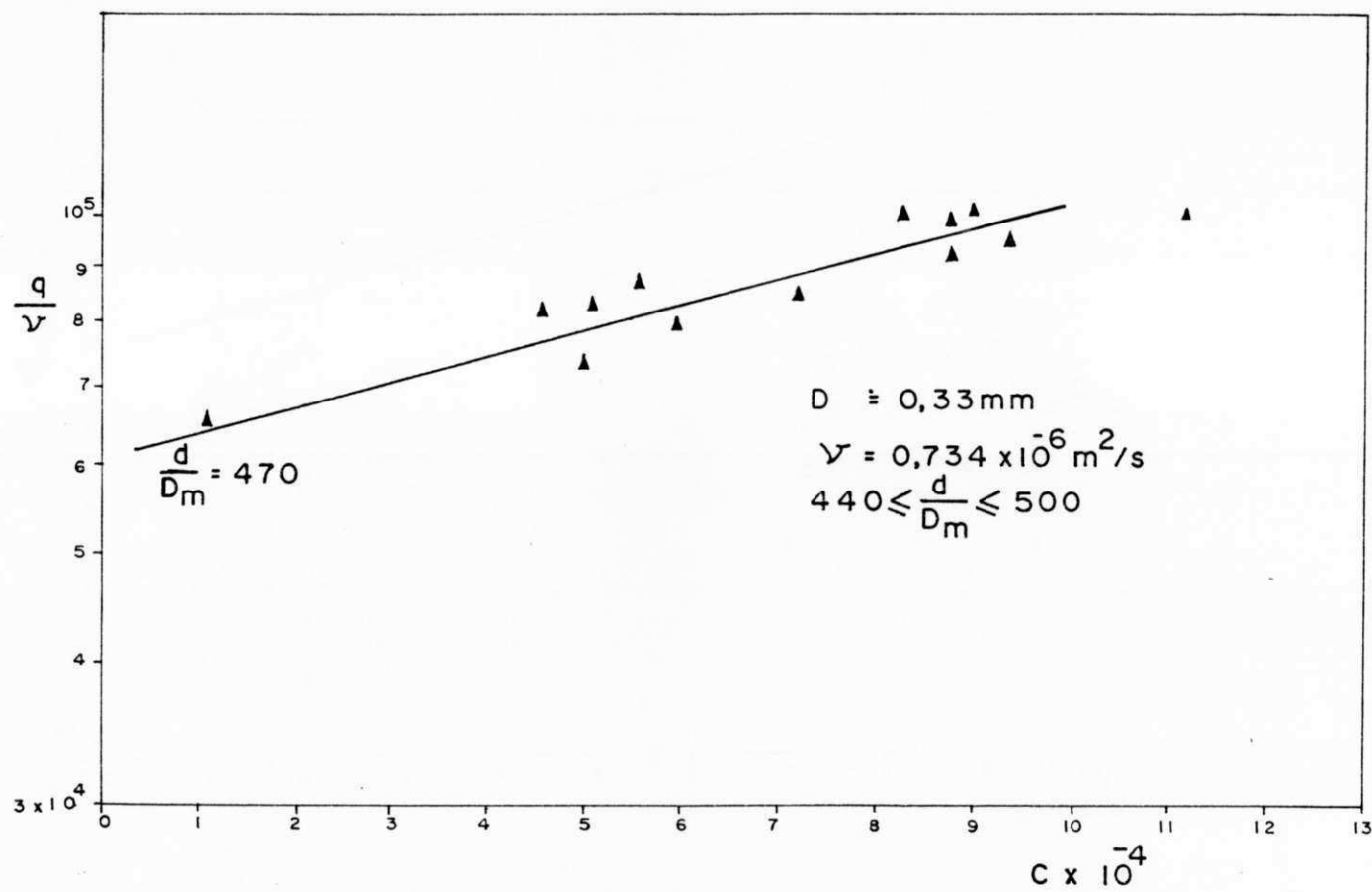


FIG. 5.6 — RELAÇÃO DE TRANSPORTES PARA DUNAS.  
 2ª FAIXA DE  $\frac{d}{D_m}$

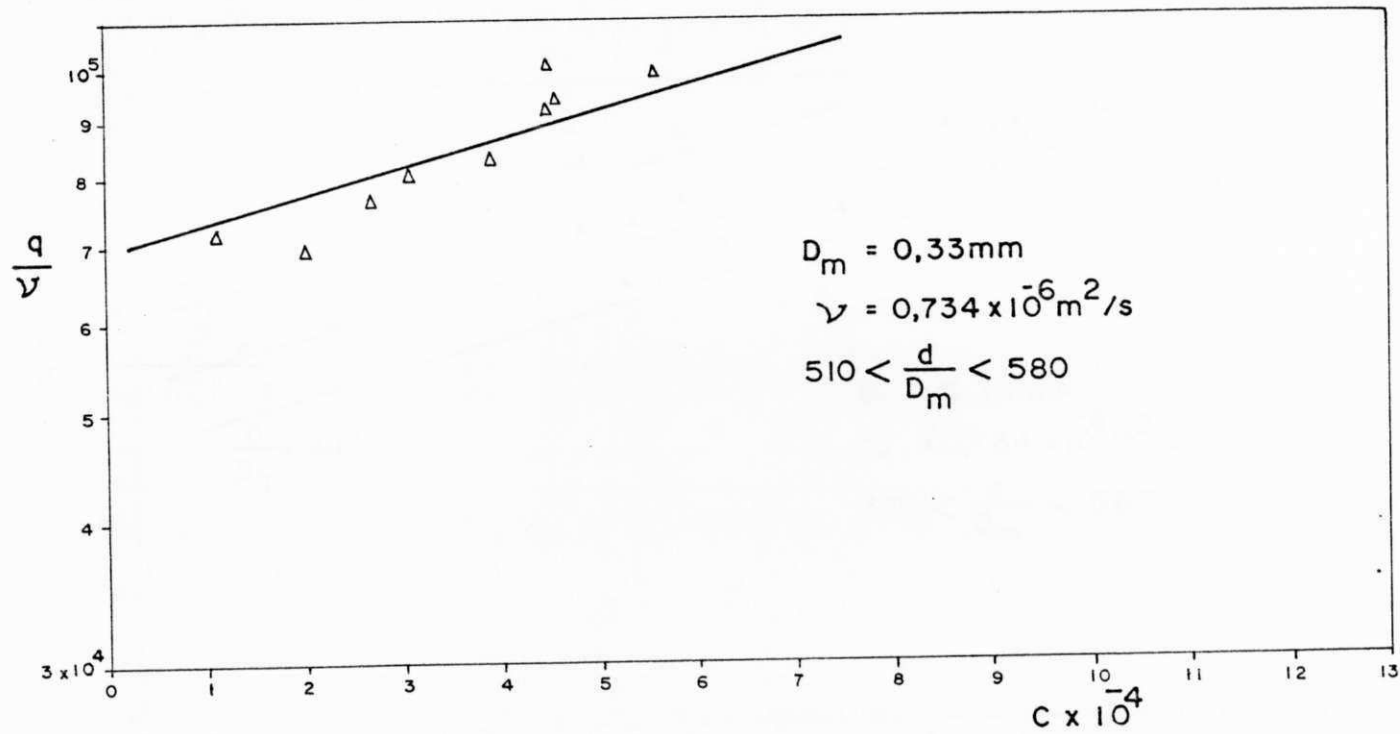


FIG. 5.7 — RELAÇÃO DE TRANSPORTE PARA DUNAS.  
 3ª FAIXA DE  $\frac{d}{D_m}$

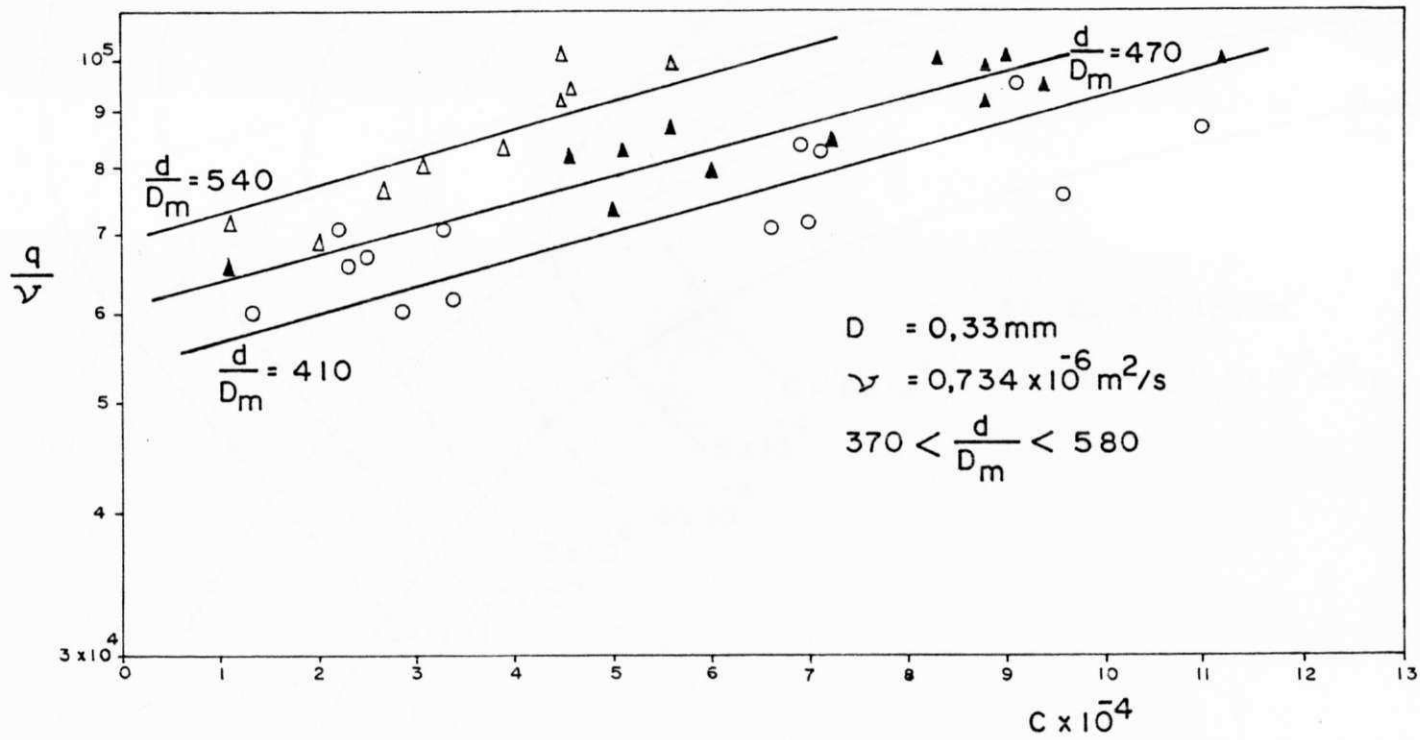


FIG. 5.8 - RELAÇÃO DE TRANSPORTE PARA DUNAS.

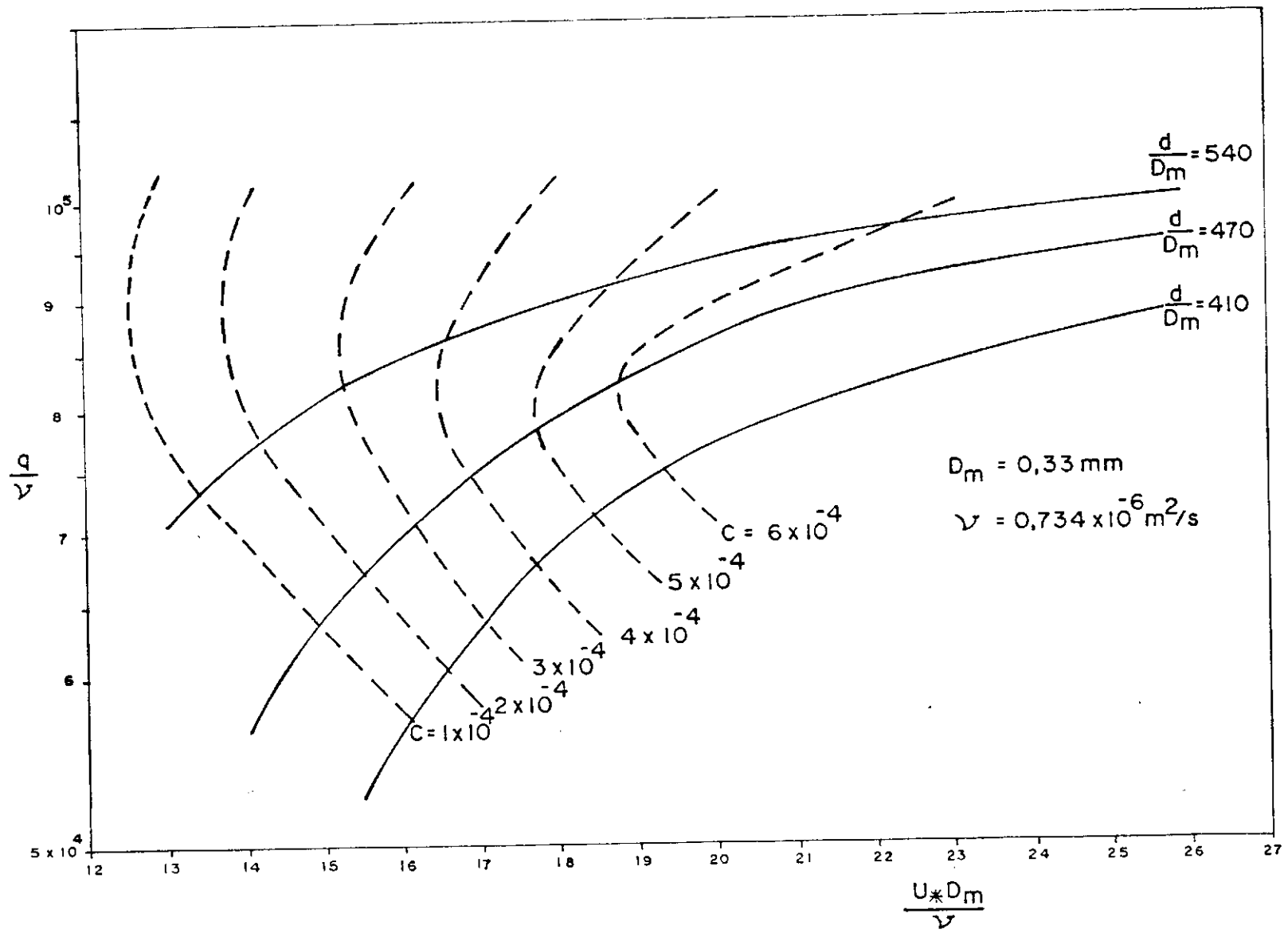


FIG. 5.9 - RELAÇÕES CONJUNTAS DE RESISTÊNCIA E TRANSPORTE PARA DUNAS.

são funções de  $q/v$ . Assim, foi possível obter valores da relação de transporte e plotar no gráfico de resistência, tornando também a concentração um parâmetro neste gráfico. A partir da função de transporte foram escolhidos alguns valores da concentração e obtidos os valores correspondentes de  $q/v$ , para cada faixa de  $d/D_m$ . Com esses valores de  $q/v$  foram definidos os pontos no gráfico da função de resistência que correspondiam às concentrações escolhidas e respectivas faixas de  $d/D_m$ . A Tabela 5.6 apresenta os valores de  $C$  que foram usados e os valores correspondentes de  $q/v$  para cada faixa de  $d/D_m$ . Ligando-se os pontos que representavam as mesmas concentrações, no gráfico da resistência, obteve-se a relação conjunta mostrada na Figura 5.9.

Naturalmente que, devido ao pequeno número de pontos que lhes serviram de base para o traçado, as curvas de igual concentração na Figura 5.9 são bastante especulativas, principalmente os ramais que se afastam das três faixas de  $d/D_m$ . Mas, ainda assim elas confirmam a possibilidade da apresentação simultânea das relações de transporte e de resistência, bem como a tendência que poderá ser esperada.

### 5.3.2 - Ripples

5.3.2.1 - Relação de Resistência. Seguindo a mesma disposição gráfica adotada na análise dos valores obtidos com o leito de dunas, a relação de resistência para o caso de ripples é mostrada na figura 5.10. Apesar do pequeno número de dados conseguidos para este caso, não parece haver muita dúvida quanto à tendência funcional ali apresentada.

Observe-se que a faixa de variação de  $d/D_m$  é maior do que no caso de Dunas, e, apesar disso, todos os pontos caíram em torno de uma curva única, o que leva a suspeitar que para o caso de leito de ripples a resistência ao escoamento não depende do parâmetro  $d/D_m$ . Essa constatação corrobora com observações anteriores (5, 20, 23) de que as características dos ripples não são influenciadas pela profundidade de fluxo, ao contrário das dunas, cuja geometria parece ser relacionada com a profundida



Tabela 5.6 - Valores dos Parâmetros  $C$  e  $q/v$  Utilizados para a Composição da Figura 5.9: Relações Conjuntas de Resistência e Transporte

$C \times 10^4$	$(q/v) \times 10^{-4}$		
	1ª Faixa de $d/D_m$	2ª Faixa de $d/D_m$	3ª Faixa de $d/D_m$
1,0	5,73	6,37	7,35
2,0	6,04	6,72	7,75
3,0	6,38	7,08	8,20
4,0	6,73	7,47	8,60
5,0	7,11	7,87	9,20
6,0	7,50	8,30	9,80



FIG. 5.10 — RELAÇÃO DE RESISTÊNCIA PARA RIPPLES.

de (20).

5.3.2.2 - Relação de Transporte. A Figura 5.11 mostra a relação de transporte para o leito de ripples. Também aqui foi possível definir uma curva única para a função. No caso de ripples, a dispersão dos pontos parece maior do que no caso das dunas. Isto se deve, naturalmente ao menor número de dados, como também ao fato de que a taxa de transporte, nos casos de ripples, é pequena e variada ao longo do canal.

#### 5.4 - As Limitações do Estudo

##### 5.4.1 - A influência do fator $gD_m^3/v^2$

Da análise dimensional aplicada às variáveis que regem o fenômeno do escoamento em canais aluviais, chegou-se às equações 3.5 e 3.6, aparecendo em ambos o fator  $gD_m^3/v^2$ . Os experimentos foram realizados com diâmetro médio e temperatura constantes para cada série de ensaios, o que implicava em valores constantes para  $gD_m^3/v^2$ , permitindo que se retirasse esse fator das equações, para os casos estudados. Entretanto, a influência do grupo adimensional  $gD_m^3/v^2$ , e a definição do seu papel no fenômeno poderá ser interpretada através da realização de outros ensaios com diâmetros médios e temperaturas diferentes. É de se esperar que se obtenha desse procedimento uma família de gráficos de resistência e de transporte nos quais as funções definidas nas equações 5.1 e 5.2, envolvendo os parâmetros  $U_*D_m/v$ ,  $C$ ,  $q/v$  e  $d/D_m$  sejam expressos para vários níveis de  $gD_m^3/v^2$ .

Uma primeira indicação desse sentido pôde ser obtida com os dados da terceira série de ensaios, apresentados na Tabela 5.4, quando se voltou a produzir dunas, desta vez com diâmetro do sedimento e temperatura diferentes. Na primeira série de ensaios o valor de  $gD_m^3/v^2$  foi 654,36 e nesta última caiu para 505,97. O pequeno número de pontos permitiu apenas que os mesmos fossem plotados sobre as curvas já obtidas na primeira análise, a título de comparação. Os resultados, mostrados na Figu

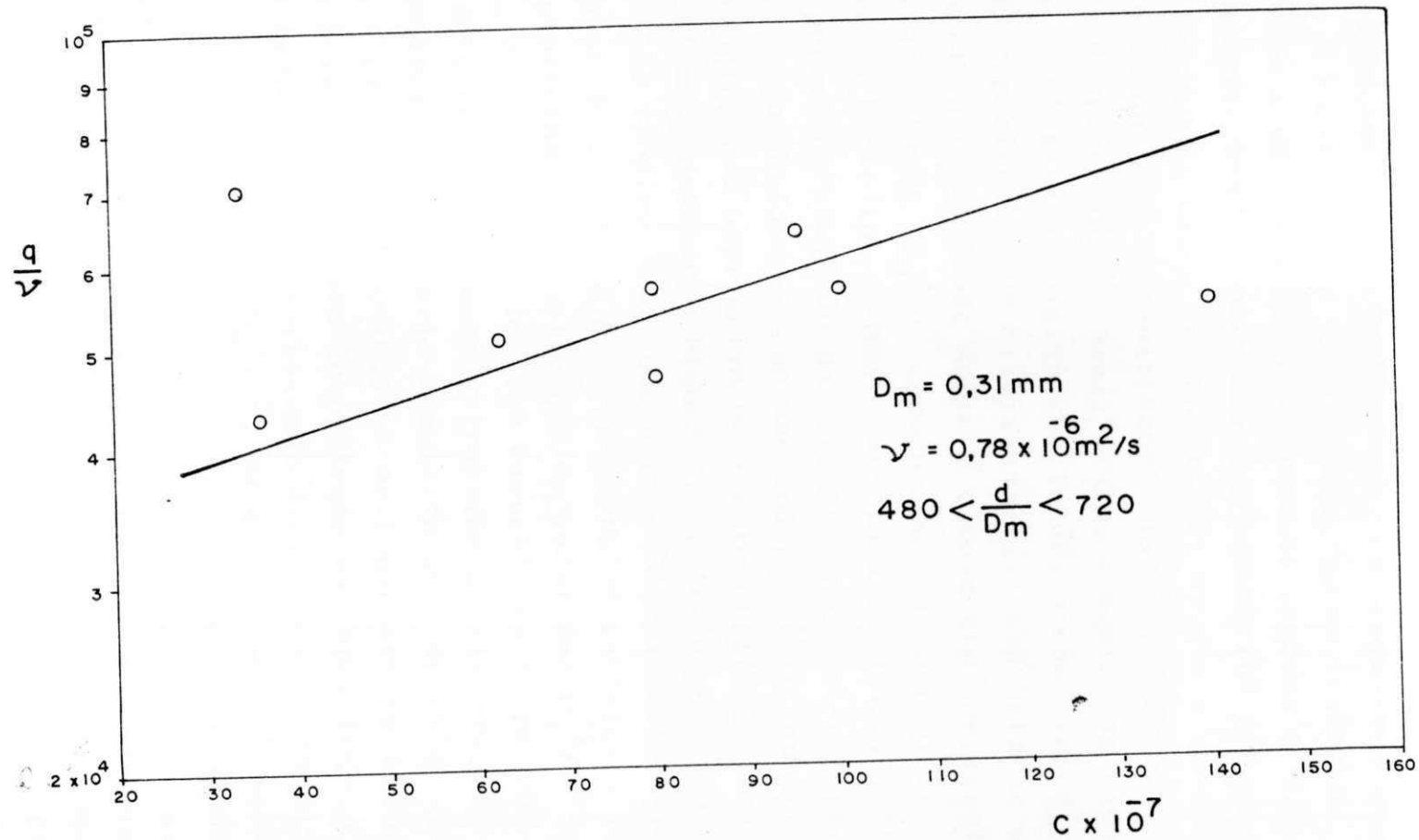


FIG. 5.11 — RELAÇÃO DE TRANSPORTE PARA RIPPLES.

ra 5.12, dão a impressão de que os pontos pertencem ao mesmo grupo anterior, o que denota não ser muito grande a sensibilidade às variações de  $gD_m^3/v^2$  nas funções encontradas, para o caso de dunas. No nosso caso, o fator  $gD_m^3/v^2$  está indicando principalmente a influência da viscosidade,  $\nu$ , no fenômeno, já que a variação do diâmetro médio foi bastante pequena e sua influência já estaria bem representada nos parâmetros  $d/D_m$  e  $U_*D_m/\nu$ . Isso está de acordo com a assertiva (22) de que o escoamento com dunas seria do tipo hidraulicamente rugoso, sofrendo pouca influência da viscosidade. Ainda assim, somente com ensaios nessa direção se chegará a maiores conclusões a esse respeito.

As experiências de Srinivasan (22) constataram uma maior influência da viscosidade sobre o escoamento com ripples, e caracterizam o fator  $gD_m^3/v^2$  como um dos parâmetros que determinam a forma do leito, conforme mostra a Figura 2.3. Sob este último aspecto, da previsão das formas de leito, convém discutir novamente aqui o fato de que não foi possível conseguir um leito de ripples com o primeiro sedimento utilizado neste trabalho,  $D_m = 0,31$  mm. Conforme a Figura 2.3 (22), é possível conseguir um leito de ripples desde que o valor do parâmetro  $gD_m^3/v^2$  não ultrapasse de 3.900. No caso em pauta, dois fatores de influência concorreram para a elevação do valor de  $gD_m^3/v^2$  acima daquele limite. Em primeiro lugar a elevação da temperatura do fluxo, decorrente do maior tempo de trabalho do sistema, necessário para se atingir o equilíbrio com leito de ripples e, em segundo lugar, a presença de sedimentos mais grossos no leito, que tendiam a formar uma camada de proteção na superfície. Com a elevação da temperatura a viscosidade diminuía e, conseqüentemente, elevava-se o valor de  $gD_m^3/v^2$ . Ao mesmo tempo, à proporção que os sedimentos mais finos eram mais facilmente transportados, os sedimentos mais grossos permaneciam na superfície, o que alterava efetivamente o diâmetro médio,  $D_m$ , a ser considerado, concorrendo também para a elevação do valor de  $gD_m^3/v^2$ . Quando esse valor ultrapassava o limite de 3.900, as dunas começavam a se formar sem haver mais condições de retorno a um leito de ripples.

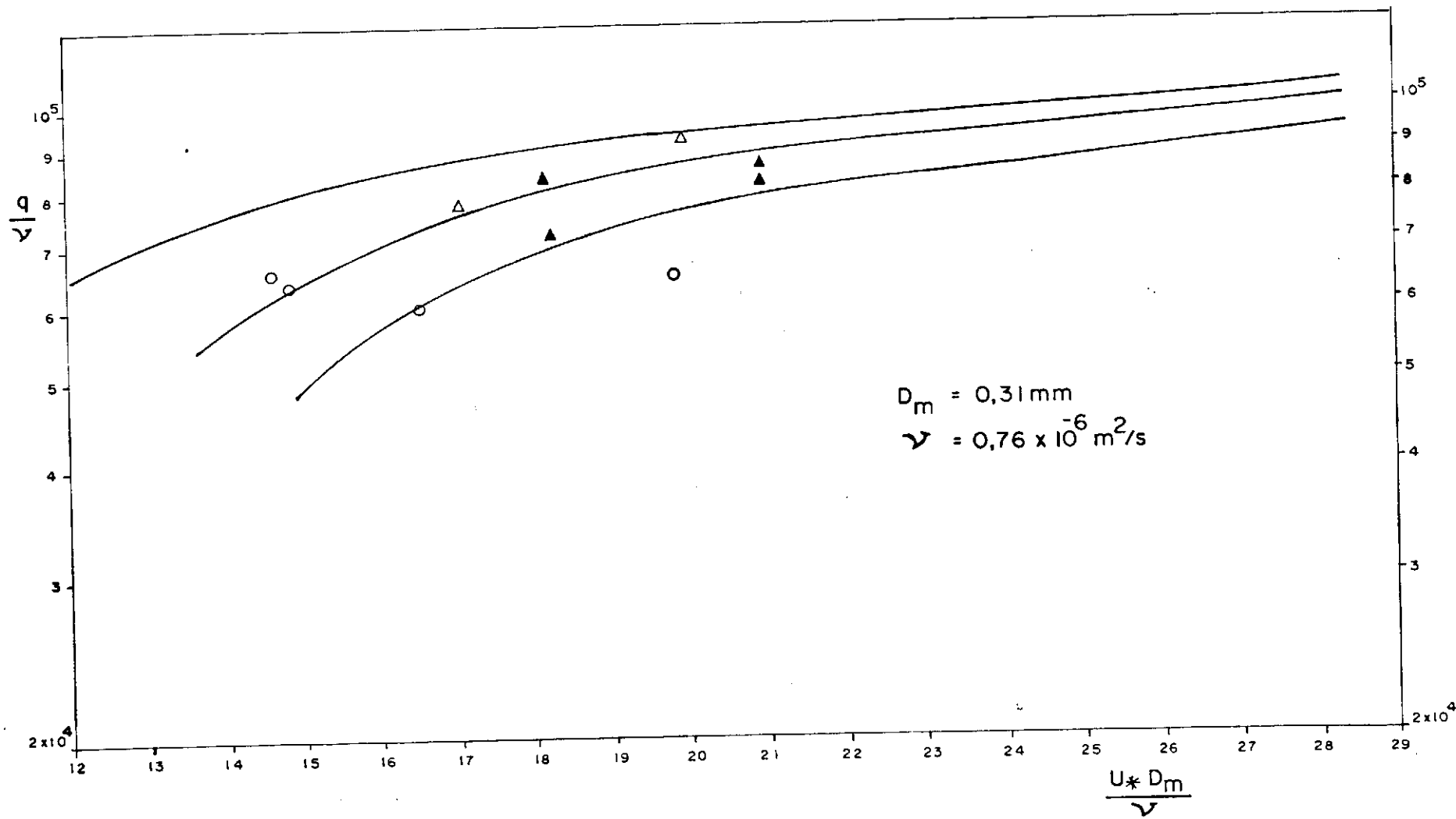


FIG. 5.12 - RELAÇÃO DE RESISTÊNCIA PARA DUNAS, COM PONTOS OBTIDOS DA 3ª SÉRIE DE ENSAIOS.

#### 5.4.2 - A profundidade Efetiva

Simons e Richardson (21), em detalhado trabalho sobre resistência nos canais aluviais, levantaram a hipótese de que a profundidade do escoamento deve ser tomada como uma profundidade efetiva, isenta das influências das zonas de separação a jusante das formas do leito. Com o objetivo de comparar os resultados deste método, os dados da primeira série de ensaios (dunas) foram também processados tomando-se a profundidade efetiva segundo a concepção proposta por aqueles pesquisadores. Para isso, foram traçados os perfis das formas de leito a fim de que se pudesse delimitar as zonas de separação e, em seguida, calcular as profundidades efetivas. A Figura 5.13 é um exemplo deste procedimento.

O arranjo gráfico dos parâmetros das equações de resistência e de transporte, obtidos a partir dos valores corrigidos com a profundidade efetiva, apresentou maior dispersão, conforme mostra a Figura 5.14. Comparando-se esta figura com as claras tendências funcionais detectadas com o uso da profundidade média, pode-se concluir que a profundidade média é mais adequada para a definição das funções do que a profundidade efetiva. Isso implica que talvez existam fatores compensatórios no processo de utilização da profundidade média que fazem com que os resultados finais sejam mais representativos, embora o método da profundidade efetiva seja teoricamente melhor fundamentado.

#### 5.4.3 - Relação de Resistência para Leito-Plano

As equações de resistência e transporte para canais aluviais, deduzidas analiticamente, foram verificadas experimetalmente para os regimes de dunas e de ripples, restando determinar as funções para os casos de leito-plano e antidunas. As limitações do sistema experimental utilizado no presente estudo impediram que se realizassem ensaios com essas formas de leito e, para o estudo desses escoamentos, foi necessário procurar dados na bibliografia existente sobre o assunto.

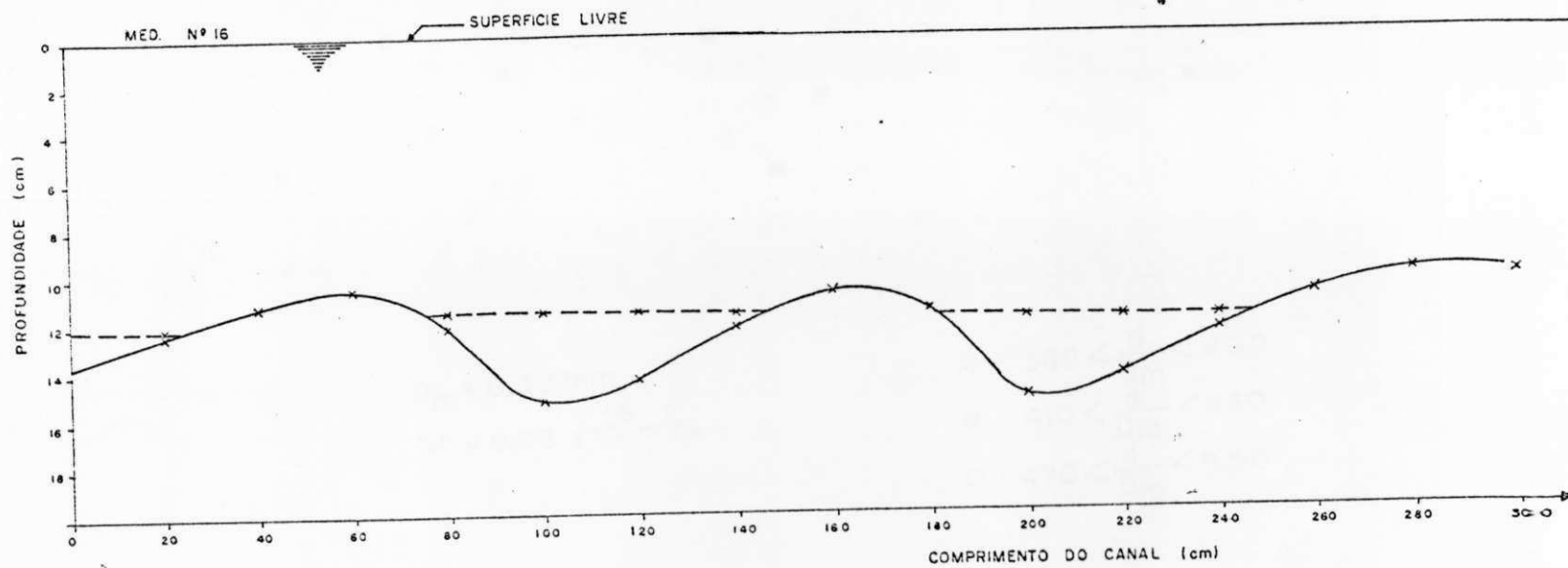


FIG. 5.13 - TRAÇADO DAS ZONAS DE SEPARAÇÃO DAS DUNAS PARA CÁLCULO DE PROFUNDIDADE EFETIVA.



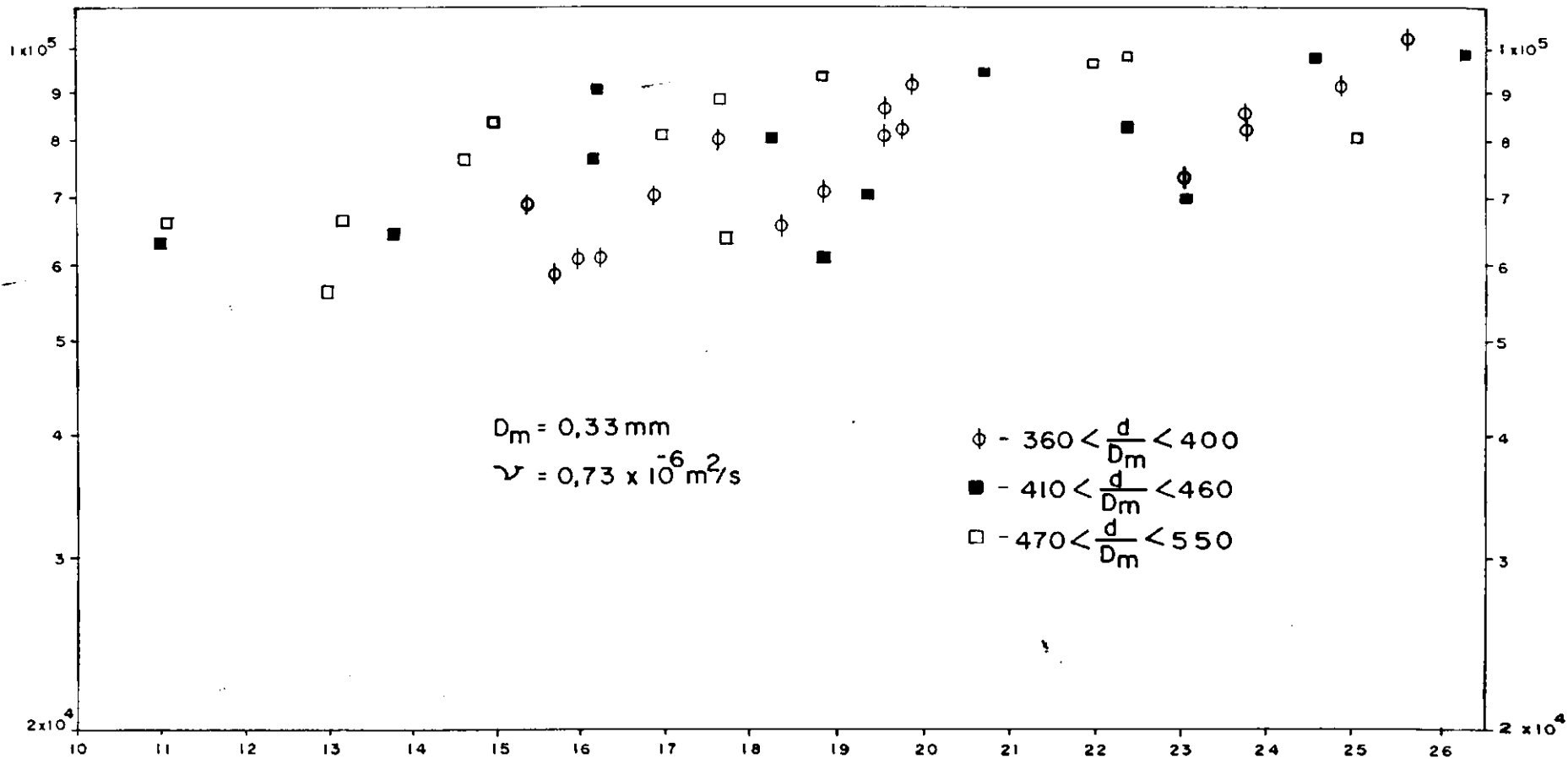


FIG. 5.14 - DIAGRAMA DE DISPERSÃO DOS PARÂMETROS  $\frac{U_* D_m}{\nu} \times q / \nu$ ,  
 AGRUPADOS POR FAIXA DE  $\frac{d}{D_m}$ , PARA A 1ª SÉRIE DE  
 ENSAIOS. VALORES CALCULADOS SEGUNDO O MÉTODO DE  
 SIMONS E RICHARDSON.

A partir dos dados obtidos por Srinivasan (22), em importante investigação com leito-plano, procurou-se determinar a relação de resistência para essa forma de leito, seguindo-se as hipóteses do presente trabalho. A Tabela 5.7 apresenta os valores de  $U_* D_m / v$ ,  $q/v$  e  $d/D_m$  calculados a partir dos dados medidos por aquele autor (22). Também nesse caso a temperatura e o diâmetro médio permaneceram constantes, ficando  $g D_m^3 / v^2 = 9,46$ , e permitindo que fossem plotados os valores de  $U_* D_m / v$  contra  $q/v$ , tendo  $d/D_m$  como parâmetro. Os resultados são mostrados na Figura 5.15 com três faixas de  $d/D_m$ . Observe-se que a dispersão é mínima e as curvas funcionais são muito bem definidas, melhor ainda do que no caso das dunas. Isso pode ser atribuído ao fato de que os valores médios medidos com o leito plano se aproximam muito mais da realidade. Em outras palavras, a condição de escoamento uniforme é mais evidente no escoamento com leito-plano, tendo-se efetivamente a profundidade constante e as declividades do fundo do canal, da superfície livre e da linha de energia semelhantes.

Considerando-se a menor importância relativa das antidunas e as limitações de tempo e objetivo do presente estudo, não foram analisados os dados daquela forma de leito existente na bibliografia.

Tabela 5.7 - Valores dos Parâmetros Adimensionais das Equações de Resistência Obtidos a Partir de Dados de Srinivasan (22) - LEITO PLANO -  $D_m = 0,088 \text{ mm}$ ;  $\nu = 0,824 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$

Nº DE ORDEM	$U_* D_m / \nu$	$(q/\nu) \times 10^{-4}$	$d/D_m$
01	3,73	13,99	2826
02	3,54	13,30	2826
03	3,85	14,36	2750
04	3,71	13,99	2750
05	3,67	13,72	2750
06	3,62	13,55	2750
07	3,45	13,01	2750
08	3,36	12,68	2750
09	3,29	12,42	2750
10	3,51	13,22	2712
11	3,46	12,99	2712
12	3,36	12,60	2712
13	3,32	12,41	2712
14	3,83	14,23	2829
15	3,58	13,41	2829
16	3,50	13,12	2829
17	4,00	14,75	2909
18	3,66	13,72	2909
19	4,00	13,22	2220
20	3,76	12,10	2220
21	3,43	11,13	2220
22	3,77	11,95	2196

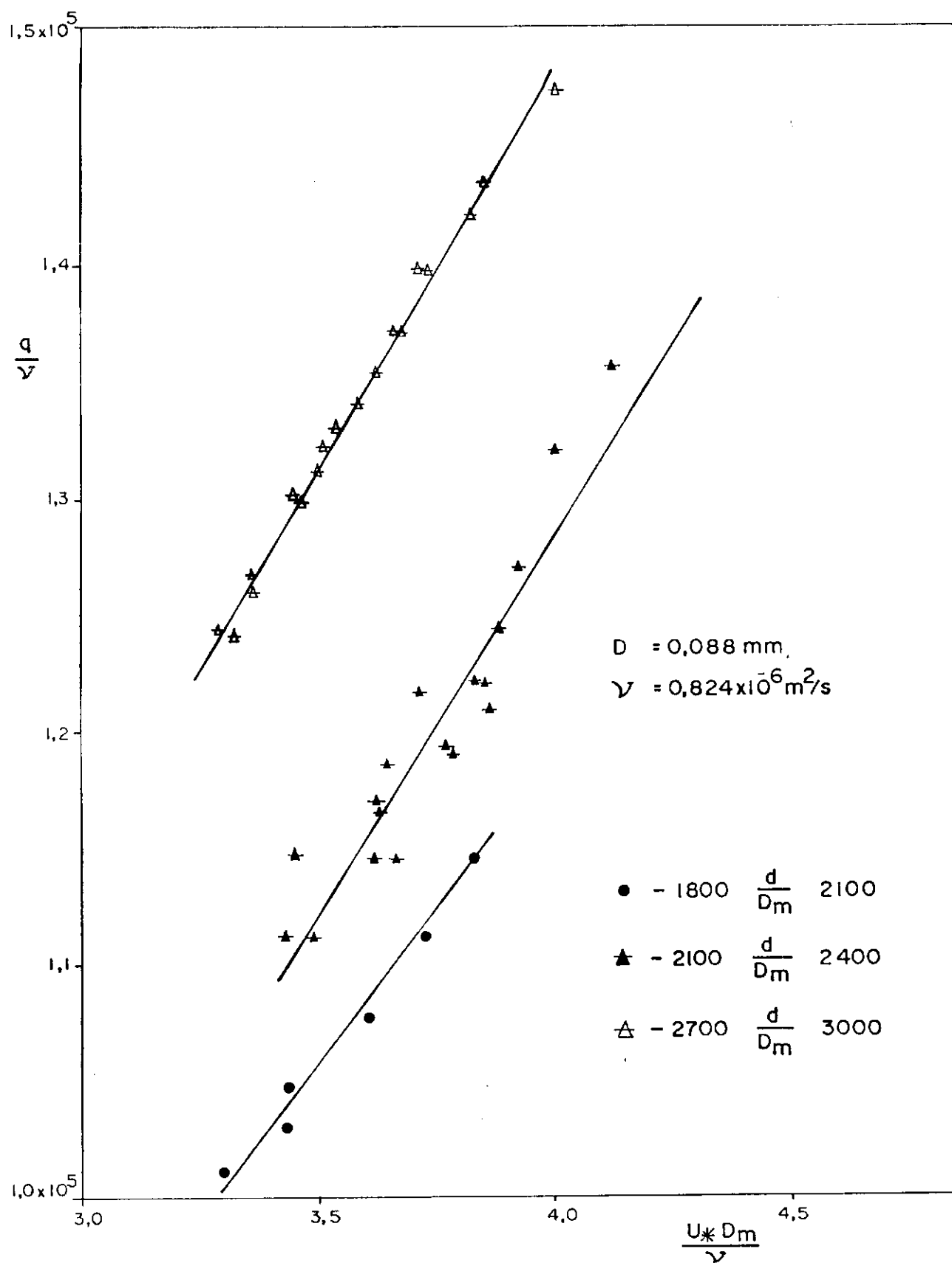


FIG. 5.15 — RELAÇÃO DE RESISTÊNCIA PARA LEITO PLANO COM DADOS DE SRINIVASAN (22).

## CAPÍTULO VI

### C O N C L U S Õ E S

Da análise dos resultados obtidos na presente investiga  
ção, evidenciam-se as seguintes conclusões:

1. No estudo da resistência ao escoamento e do transporte sólido em canais aluviais, apresenta-se como mais vantajoso e promissor o desenvolvimento de relações válidas para cada forma de leito em separado, do que a procura de funções gerais que abranjam indistintamente todos os regimes de fluxo (formas de leito).

2. As funções de resistência e de transporte para os ca  
nais aluviais podem e devem ser tratadas conjuntamente, já que esses fenômenos ocorrem simultâneamente e são dependentes das mesmas variáveis básicas.

3. Com a utilização de um maior número de dados e seguin  
do-se a metodologia adotada neste trabalho, as funções de resis  
tência e de transporte deverão ser melhor definidas, já que as faixas de variações dos parâmetros poderão ser de muito amplia  
das e o estudo estendido às demais formas de leito.

4. As funções de resistência e de transporte para ripples parecem ser independentes da profundidade de fluxo, enquanto que para dunas e leito-plano aquelas funções são bastante in  
fluenciadas por esse parâmetro. Entretanto, mais dados são ne  
cessários antes de se chegar a uma conclusão definitiva a este respeito.

5. A utilização da profundidade efetiva segundo a formulação conceitual de Simons e Richardson, apesar de teoricamente bem fundamentada, não fornecem resultados satisfatórios e, as sim, a adequação deste método ao uso prático parece duvidosa.

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

01. ACKERS, P. & WHITE, R. W., Sediment Transport: New Approach and Analysis. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, New York, Vol. 95, N° HY11, pp. 2041-2060, Nov. 1973.
02. ALAM, A. M. Z & KENNEDY, J. F., Friction Factors for Flow in Sand-Bed Channels. Journal of the Hydraulics Division ASCE, New York, Vol. 95, N° HY6, pp. 1973-1992, Nov. 1969.
03. BANDINI, A., Hidráulica Fluvial. São Paulo. Publicação N° 20, Serviço de Publicações da Escola de Engenharia de São Carlos, 1958.
04. BLENNH, T., Mobile Bed Fluviology. Alberta. The University of Alberta Press, 1969.
05. BOGARDI, J., Sediment Transport in Alluvial Streams. Budapest, Akadémiai Kiadó. 1974.
06. BROWN, C. B., Sediment Transportation. In Rouse, J., Engineering Hydraulics. New York. John Wiley & Sons, 1950.
07. BURKHAM, D. E. & DAWDY, D. R., Resistance Equation for Alluvial Channel Flow. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, New York, Vol. 102, N° HY10, pp. 1479-1498, October, 1976.
08. CHOW, V. T., Open Channel Hydraulics. New York. McGraw-Hill Book Company, 1959.

09. COMMITTEE ON HYDRAULICS AND HYDRAULIC ENGINEERING - JSCE, The Bed Configuration and Roughness of Alluvial Streams. Tokyo, 1974.
10. GARDE, R. J. & RANGA RAJU, K. G., Resistance Relationships for Alluvial Channel Flow. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, New York, Vol. 92, N° HY4, pp. 77-100, July, 1966.
11. GRAF, W. H., Hydraulics of Sediment Transport. New York, McGraw Hill Book Company, 1971.
12. HENDERSON, F. M., Open Channel Flow. New York, The Macmillan Company, 1966.
13. HILL, H. M., SRINIVASAN, V. S. & UNNY, T. E., Instability of Flat Bed in Alluvial Channels. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, New York, Vol. 95, N° HY5, pp. 1545-1558, Sept. 1969.
14. HILL, H. M., ROBINSON, A. J. & SRINIVASAN, V. S., On The Occurrence of Bed Forms in Alluvial Channels. In: 14<sup>th</sup> Congress IAHR, Vol. 3, paper C-12, Paris, 1971.
15. PARKER, G. & ANDERSON, A. G., Basic Principles of River Hydraulics. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, New York, Vol. 103, N° HY9, pp. 1077-1087, Sept., 1977.
16. PIMENTA, C. F., Transporte de Sedimentos, In: Curso de Hidráulica Geral. 3 Ed., Vol. 2, São Paulo, Centro Tecnológico de Hidráulica, 1978.
17. RAUDKIVI, A. J., Loose Boundary Hydraulics. 2<sup>nd</sup> Ed., Pergamon Press International Library, 1976.
18. RAUDKIVI, A. J., Analysis of Resistance in Fluvial Channels Journal of the Hydraulics Division, ASCE, New York, Vol. 93, N° HY5, pp. 73-84, Sept. 1967.



19. SHEN, W. S., River Mechanics. Vol. 1, Fort Collins, Colorado, Water Resources Publications, 1971.
20. SIMONS, D. B. & SENTÜRK, F., Sediment Transport Technology. Fort Collins, Colorado, Water Resources Publications 1977.
21. SIMONS, D. B. and RICHARDSON, E. V., Resistance to Flow in Alluvial Channels. Geological Survey Professional Paper 422 J. Washington., United States Printing Office, 1966.
22. SRINIVASAN, V. S., The Mechanics of Flat Bed Flow and Occurrence of Bed Forms in Alluvial Channels. Ph.D Thesis. Waterloo, University of Waterloo, 1969.
23. VANONI, V. A. (Editor), Sedimentation Engineering. New York 1975.
24. VANONI, V. A., Factors Determining Bed Forms of Alluvial Streams. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, New York, Vol. 100, N° HY3, pp. 363-377, March, 1974.
25. VANONI, V. A. & HWANG, LI-SAN., Relation Between Bed Forms and Friction in Streams. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, New York, Vol. 93, N° HY3, pp. 121-144, May 1967.
26. VANONI, V. A. & Brooks, N. H. Laboratory Studies of the Roughness and Suspended Load of Alluvial Streams. Report N° E.68, Sedimentation Laboratory, California, Dec. 1957

## A P Ê N D I C E

### PROCEDIMENTO PARA CORREÇÃO DO EFEITO DAS PAREDES LATERAIS

Se a rugosidade do perímetro molhado de um canal não for uniforme, a distribuição da tensão de cisalhamento ao longo das fronteiras sólidas do canal também não o será. Em um canal re tangular, se o leito for mais rugoso do que as margens, a ten são de cisalhamento no leito será maior do que nas margens, e vice-versa, se as margens forem mais rugosas. No presente expe rimento, o leito de areia era mais rugoso do que as paredes de vidro e foi necessário calcular os parâmetros hidráulicos rela tivos ao leito. Para esse propósito, a técnica seguida foi o procedimento adotado por Vanoni e Brooks (26), bastante adequa do para experimentos em laboratório com canais de paredes late rais lisas. Segue-se um breve resumo desse método.

As seguintes hipóteses são feitas:

1. A seção transversal pode ser dividida em duas seções, uma produzindo cisalhamento no leito e a outra nas paredes; não havendo nenhuma tensão de cisalhamento na froteira entre as se ções.
2. A velocidade em cada seção é igual à velocidade  $U$  no canal.
3. O raio hidráulico  $R$ , a velocidade de cisalhamento  $U_*$ , o fator de atrito  $f$  e o número de Reynolds  $Re$  pode ser calculado para cada seção, como se cada uma fosse de um canal.
4. As rugosidades das superfícies são homogêneas, embora diferentes.

As quantidades pertinentes ao leito são identificadas com o subscrito "b", enquanto aquelas pertinentes às paredes laterais são identificadas com o subscrito "w", na análise seguinte.

Para paredes lisas,  $f_w$  será função do número de Reynolds das laterais,  $Re_w$ , sendo,

$$Re_w = 4UR_w/\nu \quad (A.1)$$

onde  $R_w$  é o raio hidráulico das laterais

A equação A.1 pode ser escrita como

$$Re_w = Re (R_w/R) \quad (A.2)$$

onde  $R$  é o raio hidráulico do canal.

Os coeficientes de atrito para o leito e as laterais podem ser expressos como,

$$f_w = 8(U_{*w}/U)^2; \quad f_b = 8(U_{*b}/U)^2 \quad \text{e} \quad f = 8(U_*/U)^2 \quad (A.3)$$

onde,

$$U_{*w} = (gR_w S)^{1/2} \quad \text{e} \quad U_* = (gRS)^{1/2},$$

sendo  $S$  a declividade da linha de energia. Pode-se mostrar que:

$$R_w/R = f_w/f \quad \text{e} \quad R_b/R = f_b/f \quad (A.4)$$

$$\text{e} \quad Re_w/f_w = Re/f = Re_b/f_b \quad (A.5)$$

$R$  e  $f$  podem ser determinados para o canal e a partir daí a relação  $Re_w/f_w$  pode ser determinada. Vanoni e Brooks desenvolveram um gráfico, mostrado na Figura A.1, para a relação entre  $f_w$  e  $Re_w/f_w$ , baseado na equação de resistência de Karman-Prandtl para tubos lisos. Para fazer uso do coeficiente de atrito, o diâmetro foi substituído por 4 vezes o raio hidráulico.

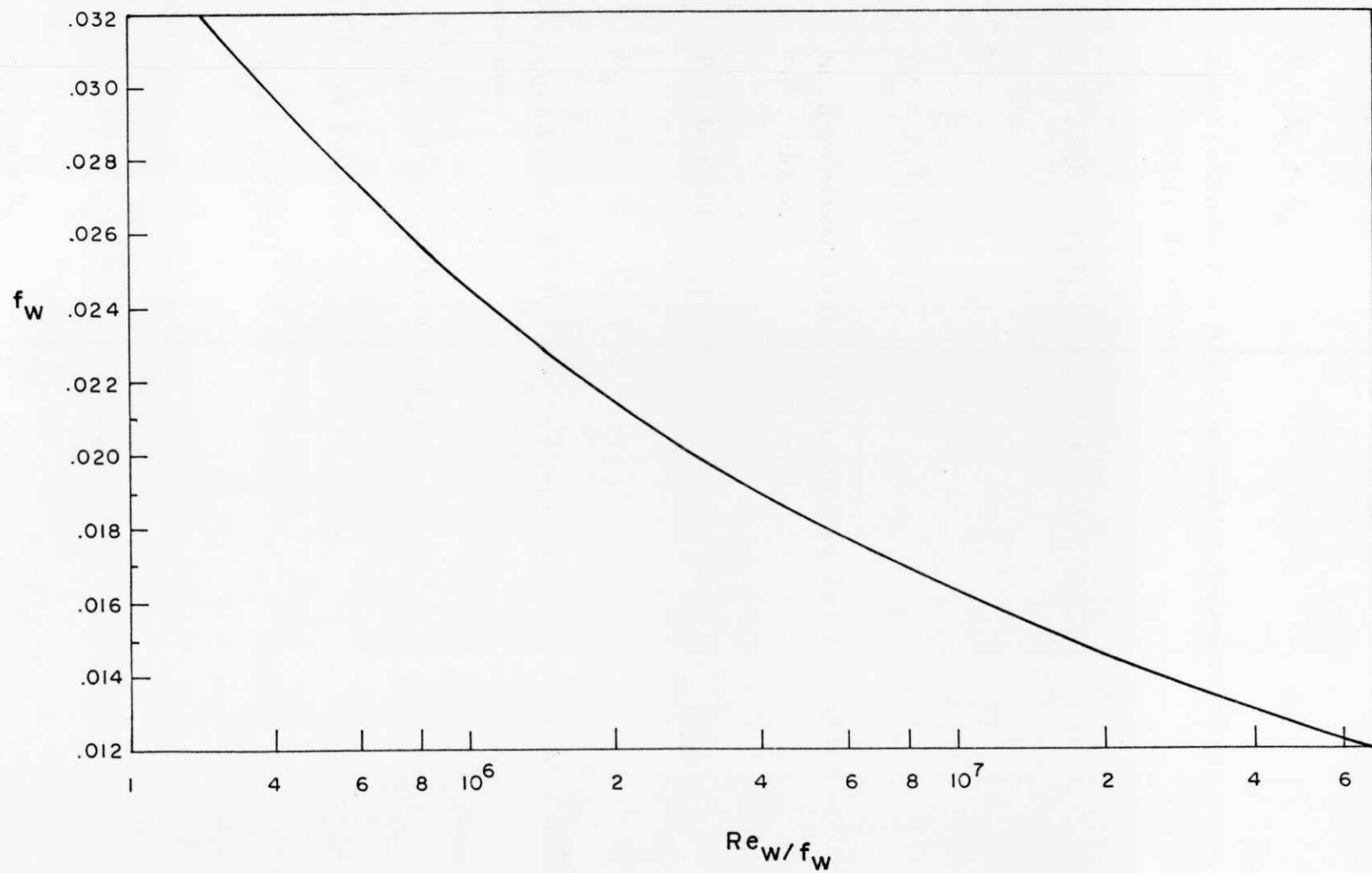


FIG. A.1 — RELAÇÃO ENTRE  $f_w$  E  $Re_w/f_w$  PARA PAREDES LISAS, SEGUNDO VANONI E BROOKS.

Sendo A e P a área da seção transversal e o perímetro molhado, respectivamente, então, da geometria geral,

$$A = A_b + A_w \quad (\text{A.6})$$

Substituindo  $R = A/P$  e usando a Equação (A.3) pode-se escrever, a partir da equação (A.6)

$$PfV^2/8gS = P_b f_b V^2/8gS + P_w f_w V^2/8gS \quad (\text{A.7})$$

Então,

$$Pf = P_b f_b + P_w f_w \quad (\text{A.8})$$

Se a profundidade do escoamento for "b" e a largura do canal "d", então:

$$P = b + 2d$$

$$P_b = b \quad \text{e} \quad P_w = 2d$$

Substituindo por P,  $P_b$  e  $P_w$  na Equação (A.8), pode ser demonstrado que:

$$f_b = f + (2d/b)(f - f_w) \quad (\text{A.9})$$

Então, da Equação (A.4)

$$R_b = R(f_b/f) \quad (\text{A.10})$$

e daí:

$$U_{*b} = (gR_b S)^{1/2} \quad \text{e} \quad (\text{A.11})$$

$$A_b = b \times R_b \quad (\text{A.12})$$

As equações (A.9) a (A.12) definem completamente os parâmetros hidráulicos relativos ao leito.

A marcha de cálculo é a seguinte:

a) Obtém-se os valores de  $d$ ,  $V$ ,  $R$  e  $f$ , considerando o canal total;

b) Calcula-se a razão  $Re_w/f_w = Re/f$  ;

c) Determina-se  $f_w$  na Figura A.1, a partir do valor conhecido de  $Re_w/f_w$ ;

d) Calcula-se o coeficiente de atrito do leito,  $f_b$ , da equação (A.9) e

e) Usando as Equações (A.10), (A.11) e (A.12) calcula-se os parâmetros hidráulicos procurados (relativos ao leito).

E R R A T A

<u>Localização</u>	<u>Onde se Lê</u>	<u>Leia-se</u>
pg. 2 - 3ª linha	elucidamente	elucidamento
pg. 8 - penúltimo parágrafo	referido	referidos
pg. 20 - penúltimo parágrafo	$d_E$	$d_e$
pg. 28 - 4ª linha	constante	constantes
pg. 28 - penúltimo parágrafo	domo	como
pg. 31 - Eq. 3.1	$F_1(\tau_0, q, D_m, \rho_s, \rho, \nu, g)=0$	$F_1(\tau_0, q, d, D_m, \rho_s, \rho, \nu, g)=0$
pg. 31 - Eq. 3.2	$F_2(C, q, D_m, \rho_s, \rho, \nu, g)=0$	$F_2(C, q, d, D_m, \rho_s, \rho, \nu, g)=0$
pg. 31 - último parágrafo	recursos	recurso
pg. 48 - no corpo da tabela	Leito-Plano	Ripples
pg. 48 - no corpo da tabela	Ripples	Leito-Plano
pg. 49 - última linha	superado	esperado
pg. 54 - no cabeçalho da tabela	número de medição	número da medição
pg. 55 - no cabeçalho da tabela	número de medição	número da medição
pg. 57 - no cabeçalho das tabelas	número de medição	número da medição
pg. 62 - penúltima linha	medições	dados
pg. 63 - 3ª linha	ensaio	ensaios
pg. 67 - no cabeçalho da tabela	$510 \leq d/D_m \leq 580$	$510 < d/D_m < 580$
pg. 83 - 2º parágrafo	ciscutir	discutir
pg. 83 - 2º parágrafo	$D_m = 0,31 \text{ mm}$	$D_m = 0,33 \text{ mm}$
pg. 99 - penúltimo parágrafo	pode ser calculado	podem ser calculados
pg. 100 - Eq. A-7	V	U
pg. 101 - 3º parágrafo	V	U