



PROGRAMA
DAS NAÇÕES UNIDAS PARA
O DESENVOLVIMENTO
— U N D P —



UNIVERSIDADE FEDERAL
DO RIO GRANDE DO SUL
INSTITUTO DE PESQUISAS
HIDRAULICAS



ORGANIZAÇÃO DAS
NAÇÕES UNIDAS PARA
EDUCAÇÃO, CIÊNCIA
E CULTURA
— UNESCO —

CENTRO DE HIDROLOGIA APLICADA

TELEG. "HIDROCENTRO"
TELEFONE : 23-33-94

SUA REF. :

NOSSA REF. :

CAIXA POSTAL 530
PORTO ALEGRE - BRASIL

CONTRIBUIÇÃO À PREVISÃO DE DEPÓSITO DE SEDIMENTOS EM CANAL DE FUNDO FIXO

OPÇÃO: Hidráulica Fluvial
AUTOR: Alfredo Ribeiro da Costa
ORIENTADOR: Marc P. Bordas

EXAMINADORES: - Luiz Roberto Martins
Prof. Titular da UFRGS

- Dr. Eng^o Marc P. Bordas
Prof. do Centro de Hidrologia Aplicada

- Eng^o Mário Simões Lopes
Prof. do Centro de Hidrologia Aplicada

Data do exame: 16/DEZ/74

Aprovação: _____
Presidente da Banca

ERRATA, pg. 102

$P = \gamma q J$ - potência do escoamento por unidade de área.

(kgf/sm)

q_r - vazão líquida na faixa de observação.

(m³/s)

q_s - descarga sólida, em peso seco, por unidade de largura.

(kgf/sm)

q_v - descarga sólida, em volume, por unidade de largura.

(m³/s)

Agradecimentos

Agradeço à UFRGS e diretamente ao Instituto de Pesquisas Hidráulicas, que, ao criarem o Centro de Hidrologia Aplicada deste Instituto, permitiram a realização da presente dissertação. Nosso reconhecimento também se dirige à Organização das Nações Unidas, especificamente ao PNUD e à UNESCO, que possibilitaram o desenvolvimento e o estabelecimento do Centro de Hidrologia Aplicada.

Ao Conselho Nacional de Pesquisas (CNPq) fica meu agradecimento por ter fornecido o suporte financeiro desde março de 1972 a fevereiro de 1974. Igualmente agradeço à Câmara Especial de Pós-Graduação e Pesquisa da UFRGS pela bolsa de estudo concedida no período de março a agosto de 1974.

Ao Dr. Marc P. Bordas, consigno todo respeito pelo apoio que recebi no espaço de dois anos sob sua orientação, pela persistência no difícil e lento trabalho de formação de consciência de pesquisa e, ainda, pelo capricho profissional e pela possibilidade de diálogo aberto.

Para os meus amigos e companheiros de trabalho, no dia-a-dia, deixo expressos aqui os mais cordiais abraços. **

ÍNDICE

CAP. 1. Importância do fenômeno da sedimentação	1
1.1. Generalidades	1
1.2. Problemas de Morfologia Fluvial	2
1.2.1. Perfis longitudinais	2
1.2.2. Configuração em planta	2
1.2.3. Obras em uma calha fluvial	3
1.3. Conclusão	5
CAP. 2. Depósito de sedimentos	7
2.1. Introdução	7
2.2. Fenômeno início de depósito de sedimentos	8
2.2.1. Descrição	8
2.2.2. Mecanismo de formação	11
2.3. Grãos isolados	12
2.3.1. Pesquisas com a velocidade média	12
2.3.2. Pesquisas com a força tratora	16
2.4. Fórmulas de transporte sólido por arraste	16
2.4.1. Du Boys	19
2.4.2. Shields	19
2.4.3. Kalinske	20
2.4.4. Meyer Peter - Müller	25
2.4.5. Einstein - Brown	27
2.4.6. Schoklitsch	28
2.4.7. Pedroli	31
2.5. Conclusão	32
CAP. 3. Experiências	35
3.1. Introdução	35
3.2. Programa	35
3.3. Instalação experimental	38
3.3.1. Canal de ensaios	38
3.3.2. Alimentação líquida	39
3.3.2.1. Descrição	39
3.3.2.2. Qualidade do líquido	39

3.3.3. Alimentação sólida	40
3.3.3.1. Descrição	40
3.3.3.2. Tipo de areia	41
3.4. Modo operatório	42
3.4.1. Descrição	42
3.4.2. Determinação do início de depósito	43
3.4.2.1. Critério visual	43
3.4.2.2. Critério quantitativo	44
3.5. Resultados	49
CAP. 4. Interpretação	53
4.1. Relacionamento entre o início de depósito e a potência do escoamento	53
4.2. Estudo comparativo dos critérios de condição hidráulica	54
4.3. Comparação dos nossos resultados com informações existentes na li- teratura	64
4.3.1. Informações com a veloci- dade média do escoamento	67
4.3.2. Informações com a força tratora do escoamento	68
4.4. Generalização	70
4.5. Aplicação dos nossos dados à lei $\frac{\gamma q_J}{\gamma_s v} = f\left(\frac{q_v}{v}, \frac{dg^{1/3}}{v^{2/3}}\right)$	75
4.6. Aplicação dos dados de Pedroli à lei $\frac{\gamma q_J}{\gamma_s v} = f\left(\frac{q_v}{v}, \frac{dg^{1/3}}{v^{2/3}}\right)$	80
CAP. 5. Conclusão	97
BIBLIOGRAFIA	99
SÍMBOLOS DAS GRANDEZAS	101

Capítulo 1. Importância do fenômeno da sedimentação

1.1. Generalidades

O homem traz na lembrança a história da civilização egípcia, que se desenvolveu e prosperou junto ao rio Nilo. Este, anualmente por ocasião das cheias, inundava as terras vizinhas, depositando o humo que serviria à fertilidade do solo e, assim, favorecia a agricultura egípcia.

Menos conhecida é a história da civilização de Harappa, que viveu entre 3250 e 1500 A.C., em terras indianas ao pé do Himalaia. Ao que tudo indica, por volta de 1500 A.C., Harappa foi soterrada por sedimentos trazidos durante enchentes excepcionais.

Harappa e Egito: dois acontecimentos de exceção. De um lado o homem recebe toda a má sorte que os rios podem trazer e, do outro, ele fica na expectativa de benefícios gratuitos por parte da natureza.

Na verdade, o homem-engenheiro, através da Hidráulica Fluvial, não visou as exceções, mas buscou o conhecimento dos fenômenos de rios e canais em uma faixa de acontecimentos prováveis e de forma a atender o bem-estar da sociedade.

Entre outros, os engenheiros tiveram diante de si os problemas das enchentes, das escolhas de locais para tomadas d'água, das condições que regeriam os canais de irrigação e de drenagem, da manutenção dos leitos dos cursos de água que deveriam atender as grandes embarcações e, também, dos projetos complexos de represamento das águas fluviais, modificando em muito as condições naturais dos rios. Paralelamente, vieram à tona os problemas de transporte de sedimentos, de erosão e sedimentação, ou seja, surgiram os estudos de Morfologia Fluvial, que se comparam, apenas, dentro das mais recentes preocupações da Hidráulica Fluvial, aos problemas de poluição.

Parafraseando Lúcio Costa, pode-se dizer que, hoje, o rio é água potável, é eletricidade, é arroz e feijão, é na

vegação, é lazer e é ele mesmo que fica encarregado da auto depuração dos efluentes sanitários e dos despejos industri ais.

1.2. Problemas de Morfologia Fluvial

O comportamento dos sedimentos, em rios e canais, é fonte de muitos problemas, cuja natureza recai basicamente nos fenômenos da sedimentação e erosão, que são objetos da Morfologia Fluvial.

A seguir vem apresentados alguns exemplos, onde os fenômenos da sedimentação e erosão aparecem em diversas escalas de tempo e de espaço.

1.2.1. Perfis longitudinais

Um exemplo conhecido, em escala geológica, é aquele da esquematização gráfica do perfil longitudinal de um rio. Como situação geral, encontra-se uma linha de concavidade voltada para cima, mostrando uma declividade acentuada nas cabeceiras dos rios, onde o fenômeno de erosão é intenso, enquanto que nas partes baixas predomina a sedimentação, notando-se uma declividade suave.

1.2.2. Configuração em planta

Seja um canal de irrigação não revestido, inicialmente retilíneo e de fundo plano. Se o mesmo for alimentado com determinada vazão, ao cabo de algum tempo de trabalho, provavelmente será observado que a configuração em planta existente não mais corresponde à configuração retilínea inicial. Em geral, verifica-se a tendência do canal a se tornar sinuoso, havendo erosão em suas partes côncavas, o que acarreta sedimentação nas partes convexas.

Para os rios, o processo de evolução acima passa a ser mais complexo, pois existem as épocas de cheia e de estiagem, ou seja, existem variações na vazão, variando com ela, também, a intensidade dos fenômenos de sedimentação e de erosão, obrigando muitos rios a uma procura constante do

equilíbrio.

Outro problema de configuração em planta que o engenheiro pode ter diante de si é aquele onde as curvas de um rio se apresentam em forma de ferradura. Do ponto de vista da navegação, do controle de cheias e de proteção das margens, tais curvas devem ser evitadas, pois existe a tendência a um estrangulamento da ferradura, na qual os trabalhos do rio vão se processando gradativamente, até culminarem com um corte natural. Este, via de regra, acarreta mudanças bruscas no regime do rio, deslocando a massa de água armazenada acima dele e assim propiciando a inundação das terras abaixo, provocando, ainda, o fenômeno de erosão no trecho de montante e sedimentação a jusante.

1.2.3. Obras em uma calha fluvial

a) Junto aos pilares de uma ponte, o comportamento do leito de um rio está vinculado à sobreposição de quatro efeitos, envolvendo os fenômenos da sedimentação e da erosão:

- O primeiro efeito diz respeito ao perfil longitudinal, haja visto as tendências progressivas ou cíclicas de sobrelevação ou aprofundamento geral do leito, em uma grande extensão do rio.

- O segundo se refere à sedimentação ou à erosão que ocorrem devido à forma de uma seção transversal, onde aparecem zonas profundas e zonas rasas, causadas pela configuração em planta do rio ou pela divagação do leito de estiagem dentro da calha principal.

- O terceiro é pelo fato dos pilares provocarem uma redução na seção livre do escoamento, acarretando, no caso habitual de escoamento lento, um aumento da velocidade em toda a seção e um rebaixamento geral do fundo.

- O quarto efeito, devido à concentração das linhas de corrente junto aos pilares, favorece a erosão do leito.

Estes dois efeitos são gerados pela introdução dos pilares da ponte, enquanto que aqueles dois primeiros são inerentes ao rio, isto é, fazem parte da natureza do curso

d'água. Em todos quatro, no entanto, aparecem em menor ou maior escala os fenômenos da sedimentação e da erosão.

Nos itens (b) e (c), que seguem relativos às obras de uma calha fluvial, constam alguns problemas acarretados pela presença de uma barragem, exigindo considerações cuidadosas de Morfologia Fluvial, a montante e a jusante da obra.

b) A vida útil de uma barragem está diretamente ligada ao tempo gasto no assoreamento do volume crítico de seu reservatório. No rio Solomon (Kansas, Estados Unidos), por exemplo, um pequeno reservatório destinado ao suprimento de água ficou assoreado antes de completar um ano de funcionamento (4). Este fato põe em evidência a necessidade de uma boa estimativa em torno da taxa de sedimentação, que inclusive poderá justificar ou não a construção da barragem.

De uma maneira geral, um pequeno reservatório permite a passagem dos sedimentos finos a jusante, sem que lhes dê tempo para a sedimentação, enquanto que um grande reservatório, que retenha água por vários anos, retém, também, quase todo material sólido.

c) Seja, agora, a situação da qual participam dois rios, "A" e "B". O primeiro drena uma bacia vertente cuja cobertura vegetal é densa, o que resulta um transporte de sedimentos relativamente fraco. De outra parte, o rio "B" passa por uma região mais exposta aos trabalhos de erosão, estando na época das cheias carregado de sedimentos e utilizando toda sua capacidade de transporte.

"A" e "B" se encontram para formarem o rio "R". Por ocasião das cheias, o rio "B" descarrega em "R" uma grande quantidade de material sólido. De "B" para "R" a largura do leito aumenta e, à primeira vista, poderia ser esperado o fenômeno da sedimentação, que só não ocorre porque de "A" vem uma vazão de cheia relativamente com pouco sedimento a transportar.

Logo acima do encontro das águas dos dois rios, ficou determinada a construção de uma barragem, que aproveitará as

águas do rio "A". Uma implicação decorrente é que a vazão de "A", na época das cheias, estará amortecida pelo reservatório construído. O rio "B", por sua vez, não sofrerá qualquer alteração, pois continuará trazendo a mesma quantidade de material sólido anterior à construção da barragem, enquanto que no trecho "R" o escoamento resultante receberá do rio "A", na mesma época de cheia, uma contribuição líquida bem menor e, então, na larga calha de "R" pode-se esperar o fenômeno da sedimentação.

1.3. Conclusão

Para a Morfologia Fluvial, o bom conhecimento dos fenômenos da sedimentação e da erosão significa possuir uma ferramenta importante para resolver seus problemas. Por sua vez, a erosão foi alvo de muitas atenções, não ocorrendo aparentemente o mesmo com a sedimentação que, no entanto, é responsável por problemas tão importantes quanto aos da erosão, conforme nos mostram os exemplos acima.

O fenômeno da sedimentação, entendido como uma "sobrelevação do fundo", provoca a meandrização dos rios, determina a vida útil de uma barragem, reduz a eficiência dos canais de irrigação, prejudica o transporte fluvial, bem como coloca em risco obras projetadas para as calhas dos rios e canais. Acarreta, também, em alguns casos, um aumento do nível d'água e, como consequência, as águas poderão ultrapassar os limites de altura a que estão confinadas, inundando as áreas férteis vizinhas e trazendo situações incômodas às construções localizadas nas proximidades.

Os problemas oriundos da sedimentação são de tanta importância que organizações como a UNESCO colocaram a sedimentação e a evolução de fundo dos rios como a terceira, dentre as nove maiores preocupações do Decênio Hidrológico Internacional.

Motivado também por esta preocupação, o presente trabalho pretende ser uma contribuição para o melhor conhecimento do fenômeno da sedimentação.

Dentro da idéia geral de sedimentação, o fenômeno pode se dar em águas correntes ou em águas paradas. Neste último caso, ele é relativamente conhecido, recebendo, de forma usual, o nome de decantação. Em águas correntes, no entanto, a complexidade aumenta sensivelmente e o fenômeno aparece na literatura do assunto sob o nome de sedimentação, não havendo uma terminologia própria para designar se ele tem origem no movimento sólido de suspensão ou se ele tem origem no movimento sólido de arraste.

No caso presente, as atenções se voltam para a sedimentação em águas correntes quando o sedimento é transportado por arraste. Mais especificamente, nosso trabalho tem o propósito de contribuir a prever a ocorrência deste tipo de sedimentação, a partir das características hidráulicas do escoamento.

Capítulo 2. Depósito de sedimentos

2.1. Introdução

No capítulo anterior, procurou-se mostrar a importância do fenômeno da sedimentação. Em seu final, encontra-se nossa intenção de colaborar na previsão deste fenômeno, a partir das características do escoamento, quando o movimento sólido se dá junto ao fundo. Cabe agora salientar que o presente trabalho objetiva o estudo da sedimentação para os casos mais simples, nos quais o fundo da calha é plano e fixo.

Em fundo fixo, o conhecimento do fenômeno da sedimentação pode ser aplicado com vantagem nos canais de irrigação revestidos, nas redes de drenagem também revestidas das áreas urbanas e industriais, bem como nos trechos de rios em que as características do leito possam ser identificadas com as de fundo fixo. Outro exemplo de aplicação, agora no âmbito da Hidrometria, é a transposição para um fundo fixo, plano e suficientemente extenso, do problema da medição de vazão de um rio. Este problema sendo transposto a um fundo fixo evita o mascaramento da relação vazão versus tirante de água pelo acúmulo de sedimentos, que é comum de ocorrer nos leitos móveis.

De maneira geral, nas pesquisas feitas até o momento em torno do assunto sedimentação, seja em fundo fixo ou em fundo móvel, a maioria dos resultados foi obtida por intermédio da noção de capacidade de transporte, que se refere à situação em que um escoamento em equilíbrio transporta a quantidade máxima de sedimento, para uma dada condição hidráulica e característica do sedimento. Outras pesquisas, em número menor, foram conduzidas através da observação direta da cessação do movimento de partículas isoladas. Para a Engenharia, estas últimas pesquisas tem um valor limitado por não englobarem quantidades do material transportado, mas se destacam aqui pelo realce que dão ao critério da observação direta da parada do sedimento sobre o leito.

Antes da apresentação dos trabalhos em torno da sedimentação em águas correntes a partir do movimento sólido

de fundo, vem tratado o fenômeno início de depósito de sedimentos, sua descrição e seu mecanismo de formação. A seguir são apresentadas as pesquisas com os grãos isolados e, com maior ênfase, as fórmulas de transporte sólido por arraste. No último parágrafo do capítulo são discutidos alguns pontos acerca das contribuições apresentadas e, por fim, vem definida nossa maneira de abordar o início das formações de depósito em fundo fixo.

2.2. Fenômeno início de depósito de sedimentos

Convém introduzir a título de simplificação o que nos significará, desde aqui em diante, a palavra "depósito".

- Depósito é o ato em que o material sólido sendo deslocado junto ao fundo cessa seu movimento.

2.2.1. Descrição

O comportamento de uma partícula sólida lançada em uma corrente líquida pode assumir diversas feições, conforme as características do escoamento e do material sólido. Pode a mesma:

a) Permanecer em suspensão, prosseguindo seu movimento no seio do líquido, sem entrar em contato com o fundo.

b) Penetrar no escoamento e seguir uma determinada trajetória até o momento de atingir o leito, ocasião em que seu movimento cessa.

c) Penetrar no escoamento, atingir o fundo e executar um movimento de arraste antes de parar todo seu movimento.

Das três alternativas, letras (a), (b), (c), somente a terceira se refere às intenções do presente trabalho. No gráfico 2.1. encontra-se representada esta alternativa. Particularmente, nossa atenção se volta ao que ocorre na sua última fase, isto é, ao comportamento da partícula em contato com o fundo, quando junto dele se movimenta e para.

Depósito de uma partícula sólida

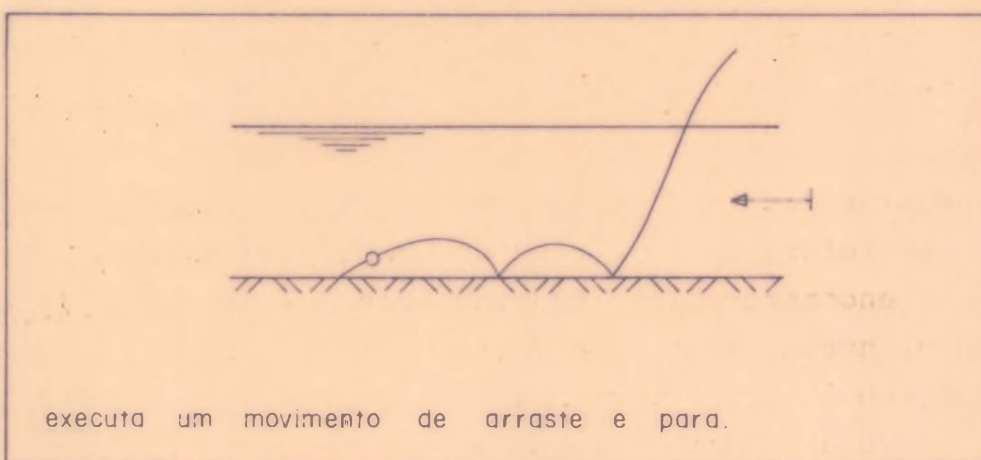
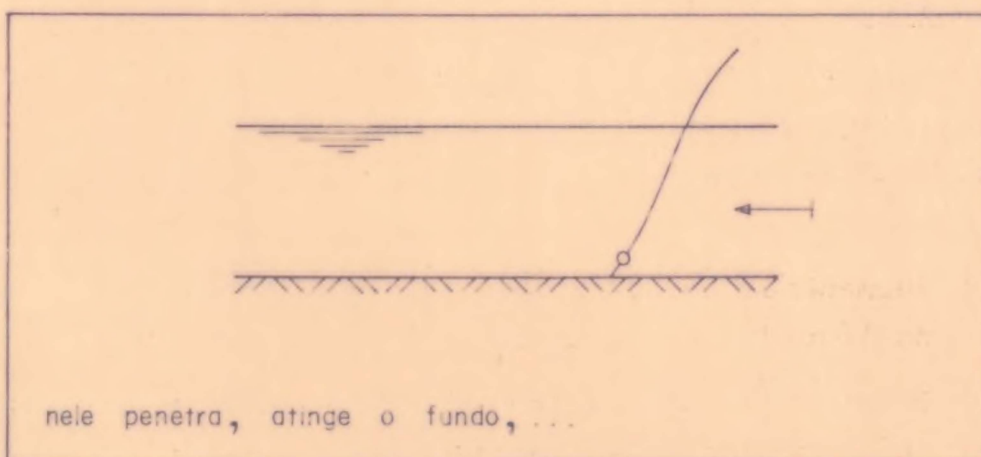
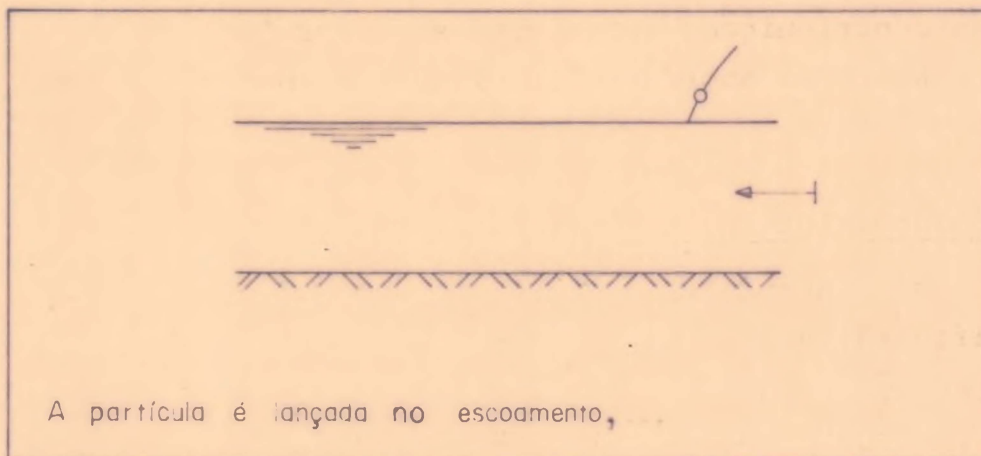


Gráfico 2.1.

2.2.2. Mecanismo de formação

As considerações acima sobre o depósito ficam no entanto restritas a uma única partícula, bem como à série inicial de saltos até que se verifique sua primeira parada.

Se agora for encarado um conjunto de sedimentos se deslocando junto ao fundo, nossa concepção inicial a respeito do depósito deve ser revisada, pois não se está mais na presença de um elemento, mas de muitos grãos que executam sucessivos saltos e paradas de forma aleatória. Em outras palavras, o transporte sólido por arraste se processa com muitas partículas se depositando, ao mesmo tempo que outras estão sendo erodidas e executando saltos.

A observação do movimento sólido de fundo fornece impressões distintas à medida que são alteradas as condições do escoamento ou as características do material sólido. De um lado, os saltos dos sedimentos podem ser freqüentes, sendo curto o tempo em que as partículas permanecem em repouso. Pode-se, em outras circunstâncias, verificar que é prolongado o tempo gasto no repouso dos sedimentos, sendo os saltos descritos de maneira rápida e com trajetórias curtas. Estas observações em torno dos períodos de repouso e dos saltos nos ajudam na compreensão do fenômeno de início de depósito, mas ainda são insuficientes. O mais importante é a camada de sedimentos sobre o fundo. A simples inspeção visual desta camada é o critério mais seguro que nos parece, para garantir a presença franca de um depósito ou sua franca ausência e, também, para distinguir situações intermediárias das configurações definidas pelos sedimentos. O mecanismo de formação do início de depósito, onde aparece uma leve sobrelevação do leito, pôde ser observado em muitas ocasiões, durante nossa fase experimental. Em resumo, são as seguintes as etapas do mecanismo, a partir do momento da injeção do sedimento:

a) O sedimento injetado no escoamento dirige-se ao fundo e, junto dele, as partículas saltam e param em uma seqüência aleatória, isto é, dá-se um transporte sólido de fundo.

b) Considerando-se um certo trecho do canal, verifica-se que, inicialmente, a maior parte dos sedimentos permanece em repouso, enquanto que uma menor parcela é erodida e executa saltos. Esta etapa prossegue até que exista um equilíbrio entre as partículas que estão sendo depositadas e as que estão sendo erodidas, de tal forma que a quantidade de partículas que chega a uma determinada seção seja igual à quantidade que sai em uma seção posterior.

Para que haja um início de depósito, é necessário que o equilíbrio se dê quando fica evidenciada uma "leve sobrelevação do leito".

2.3. Grãos isolados

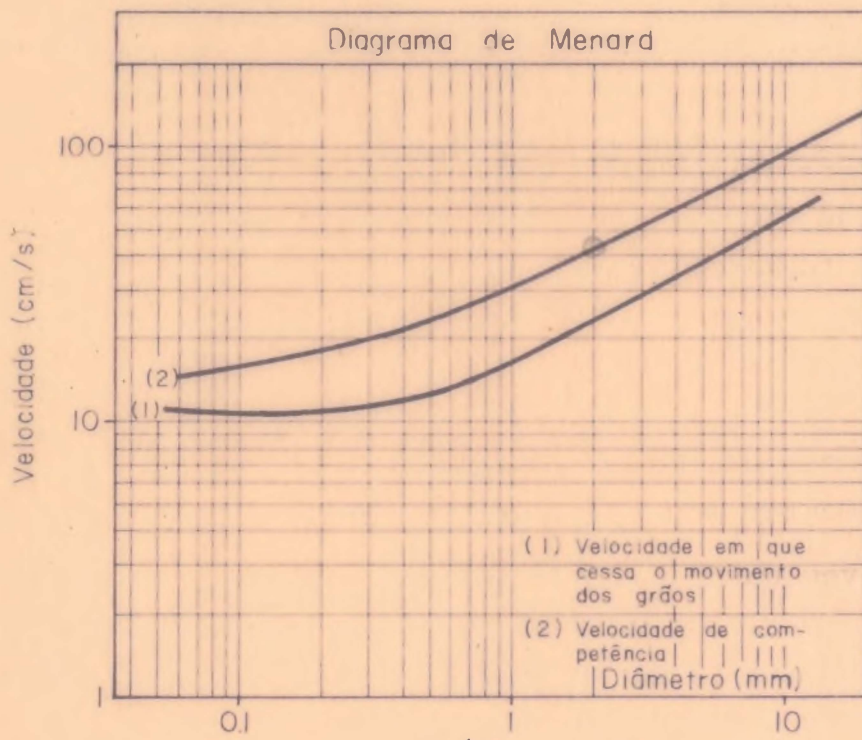
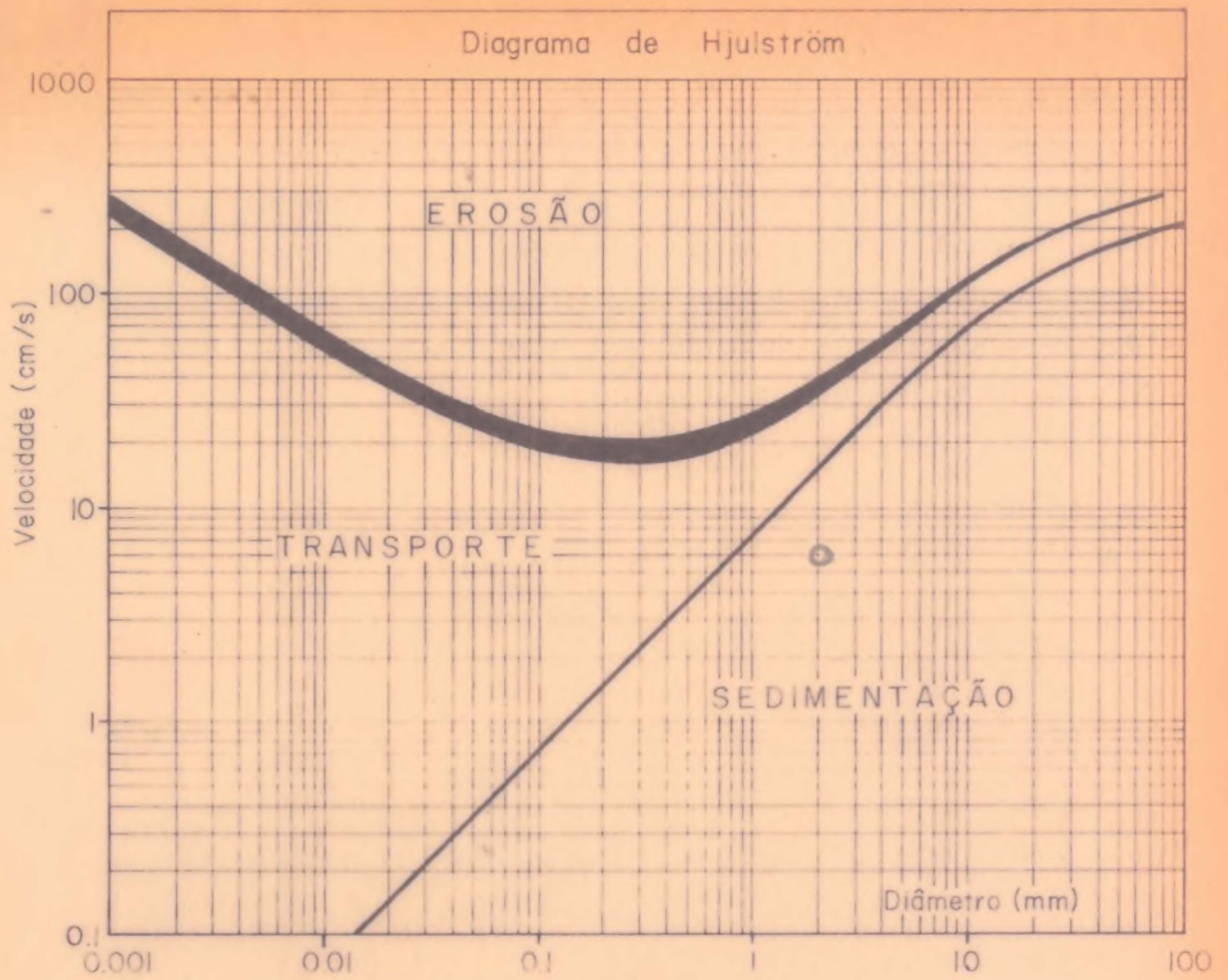
As pesquisas com os grãos isolados trazem a vantagem de terem sido conduzidas através da observação direta do fenômeno depósito. Por outro lado, não se visou o comportamento de um conjunto de partículas sólidas, ficando as pesquisas restritas a um grão isolado, apenas qualificado pelo diâmetro. Os resultados destes estudos mostram o diâmetro do sedimento relacionado a uma condição hidráulica, em geral aparecendo a velocidade média "V" para caracterizar o escoamento, mas havendo, também, pesquisas com o conceito de força tratora " τ ".

2.3.1. Pesquisas com a velocidade média

Seja um canal, cujo fundo plano é composto de sedimentos com uma determinada granulometria. Segundo os pesquisadores do assunto, o material do leito necessita de certa velocidade média do escoamento para ser arrancado de sua posição inicial, isto é, para ser erodido, é a chamada velocidade de competência, mas, uma vez posto em movimento, a velocidade requerida para manter seu transporte é menor.

Como vem usado neste trabalho, velocidade de depósito é a velocidade média da corrente em que ocorre o depósito de grãos isolados de um certo diâmetro, quando é mínimo o movimento de arraste antes da parada.

Através de séries de experiências, procurou-se determinar a velocidade de depósito para diversos tamanhos dos se-



dimentos. De outra parte, houve também a preocupação de se estabelecer uma relação geral que ligasse esta velocidade de depósito à velocidade de competência.

As primeiras pesquisas que evidenciaram a diferença entre estas velocidades foram de autoria de Suchier e datam de 1883. Schaffernak em 1922, trabalhando com material sólido de diâmetro superior a 5 mm, concluiu que a relação entre elas é de 1.5 para um leito plano, ou seja, que a velocidade de competência é 1.5 vezes maior do que a velocidade de depósito (2). Muitos outros estudos sobre o assunto foram realizados até que em 1935 Hjulström (2) elaborou o primeiro diagrama, gráfico 2.2., combinando a velocidade de depósito e a velocidade de competência, mostrando as faixas de depósito, erosão e transporte de grãos isolados em um fundo plano. No gráfico 2.2., em lugar de depósito aparece a palavra sedimentação, a fim de manter a mesma notação apresentada por Hjulström. Em escala logarítmica, o comportamento das curvas de Hjulström fica mais evidente, principalmente no que concerne aos menores grãos. A análise da curva de velocidade de depósito mostra que ela tende a zero quando o diâmetro vai diminuindo, enquanto que a curva de velocidade de competência passa por um mínimo, em torno do diâmetro de 0.3 mm, para tornar a subir quando se refere aos menores grãos.

Em 1949, Menard (5) sintetizou em um gráfico resultados experimentais de Ho (1935), Tu (1935), USWES (1935), Indri (1936), Bogardi (1938), Linton Hydraulic Laboratory (1938), Nevin (1946) e Menard (1949). No gráfico 2.3. foram reproduzidas as partes do diagrama de Menard que dizem respeito, mais de perto, ao presente trabalho. Uma conclusão importante das pesquisas de Menard é que, embora a velocidade média da corrente possa estar pouco acima de 10 cm/s, até a areia mais fina se deposita.

Deixando à parte por um momento os trabalhos com os grãos isolados, vale lembrar que as formações de depósito são também um problema da Engenharia Sanitária. Os sanitaristas, no entanto, tomam as velocidades dentro de uma faixa de valores tirados da prática, de forma a evitar a abrasão dos condutos e o acúmulo de material sólido, como, por exemplo, é de

30 cm/s a velocidade média do escoamento normalmente adotada nas caixas de areia, das estações de tratamento que recebem águas pluviais.

2.3.2. Pesquisas com a força tratora

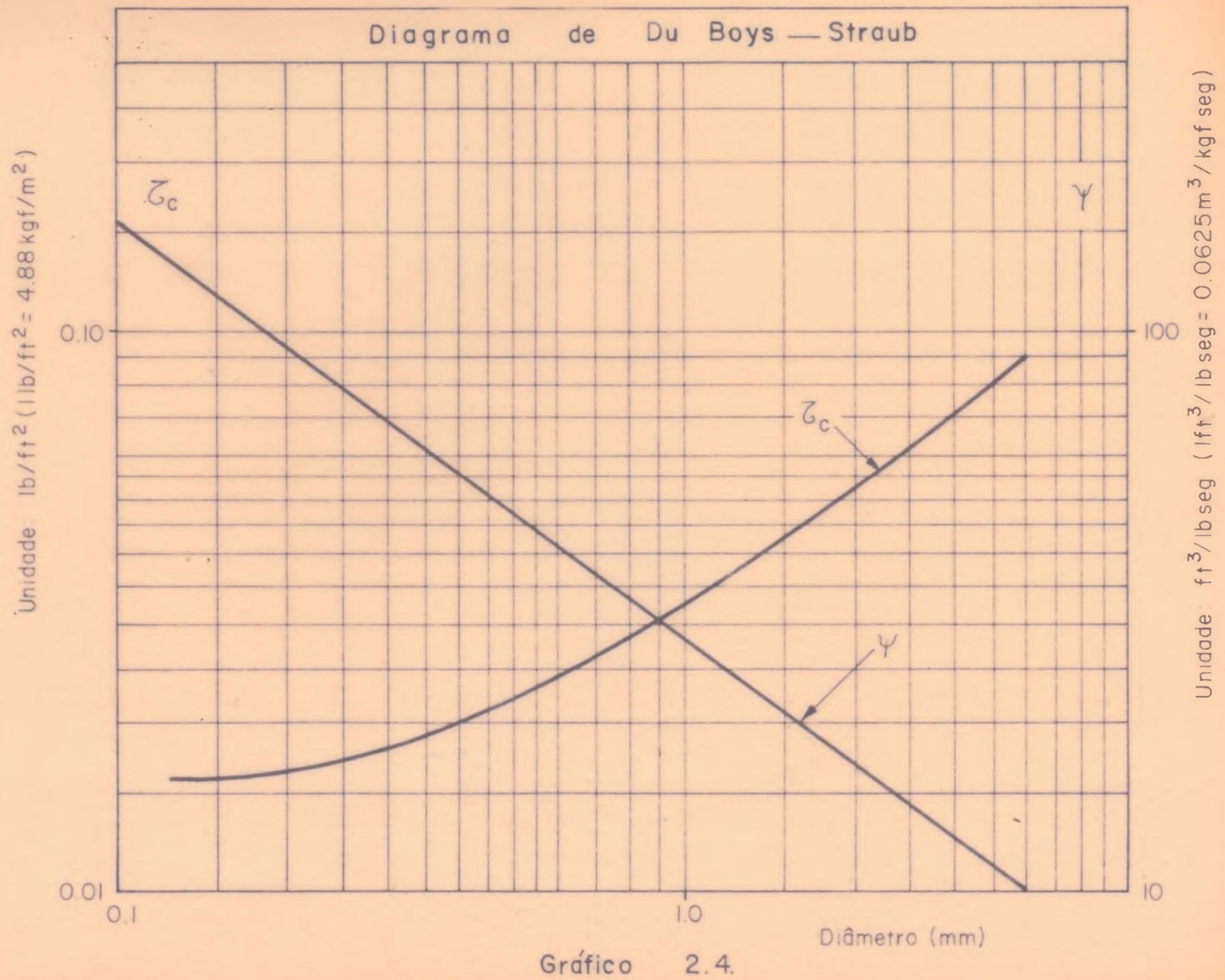
No parágrafo anterior, 2.3.1., foi abordada a velocidade de depósito e seu relacionamento com a velocidade de competência. Por outro lado, em 1932 Kramer tratou o assunto sob o ponto de vista da força tratora, ao invés de adotar a velocidade como critério, e da mesma forma que Kreuter e Krapf, em 1919, concluiu que o valor da força tratora que propicia um início de depósito a determinado sedimento é 30% menor do que aquela necessária ao início de movimento do mesmo grão (2).

2.4. Fórmulas de transporte sólido por arraste

Todas as fórmulas de transporte sólido por arraste se referem à situação de transporte máximo do material sólido junto ao fundo, quando um escoamento não provoca sobrelevação do leito e nem aprofundamento da calha, isto é, ele se encontra em equilíbrio para uma determinada condição hidráulica e característica do sedimento. Esta situação, chamada de capacidade de transporte, é difícil de ser alcançada e, no entanto, trata-se do recurso disponível sempre que o leito é móvel (1).

De forma comparativa com a situação de início de depósito, a capacidade de transporte aparece em uma posição imediatamente vizinha, de tal sorte que basta fornecer um pequeno acréscimo à condição hidráulica encontrada no caso de início de depósito, para haver identificação entre os significados das duas situações.

Existem muitas pesquisas em torno das fórmulas de transporte sólido por arraste. São elas que constituem a maior contribuição ao presente trabalho, especialmente no que diz respeito ao relacionamento das grandezas que participam do fenômeno. A seguir vem apresentadas algumas dessas fórmulas, sem detalhes teóricos, mas onde se pode notar a constân



(Segundo relatório KRH—I de California Institute of Technology)

cia no trabalho com grandezas dependentes.

2.4.1. Du Boys (1879)

Há um século atrás, Du Boys introduziu o conceito de força tratora. Sua fórmula de transporte sólido por arraste foi determinada mediante a hipótese de que o movimento do material de fundo varia progressiva e uniformemente, a partir de um máximo na superfície do solo, para se anular a uma profundidade desconhecida " h_s ", sendo ainda a camada móvel do material de fundo composta por " n " fatias de espessura igual a $\Delta h_s = h_s/n$ (3).

Em 1914, as pesquisas de Schoklitsch provaram que o modelo físico de Du Boys, no qual existe a hipótese do transporte sólido se dar em camadas, não pode ser confirmado praticamente (1). De outra parte, em 1929, Donat mostrou que se pode chegar à fórmula de Du Boys, sem fortes suposições, através de um desenvolvimento em série de potências (1). Muitas outras críticas foram feitas ao modelo do mecanismo de transporte bem como à fórmula de Du Boys que aparece a seguir. Na verdade, trata-se de uma contribuição importante que abriu caminho à discussão e, também, são razoavelmente bons os resultados encontrados a partir de sua fórmula.

Fórmula: $q_s = \psi \tau (\tau - \tau_c)$ ref. (9)

Observações: $d = d_{50}$, em mm.

" ψ " e " τ_c " são obtidos do gráfico 2.4., estabelecido por Straub. Junto com o gráfico vem apresentados os fatores de conversão das unidades do sistema inglês para o M Kgf S.

2.4.2. Shields (1936)

A fórmula de Shields lembra a de Du Boys pelo fato de usar a diferença ($\tau - \tau_c$). Mostra, no entanto, um maior

grau de elaboração por reunir uma série de grandezas que influenciam o fenômeno (1). Sua equação é homogênea geral, podendo ser usada em qualquer sistema de unidades.

$$\text{Fórmula: } q_s = 10 \alpha J \frac{\tau - \tau_c}{(\beta-1)^2 d} \quad \text{ref. (8)}$$

Observações: $d = d_m = \frac{\Sigma (d \cdot \Delta p)}{100}$, diâmetro médio de uma mistura, sendo que " Δp " é tirado da curva granulométrica e representa o peso a ser dado à participação de " d " na mistura.

" τ_c " é obtido do conhecido diagrama de Shields, gráfico 2.5., que relaciona dois parâmetros adimensionais: um em que consta a força tratora crítica " τ_c " e outro, que é o número de Reynolds, no qual se nota a presença da viscosidade cinemática " ν ", traduzindo a consideração de forças de viscosidade.

2.4.3. Kalinske (1947)

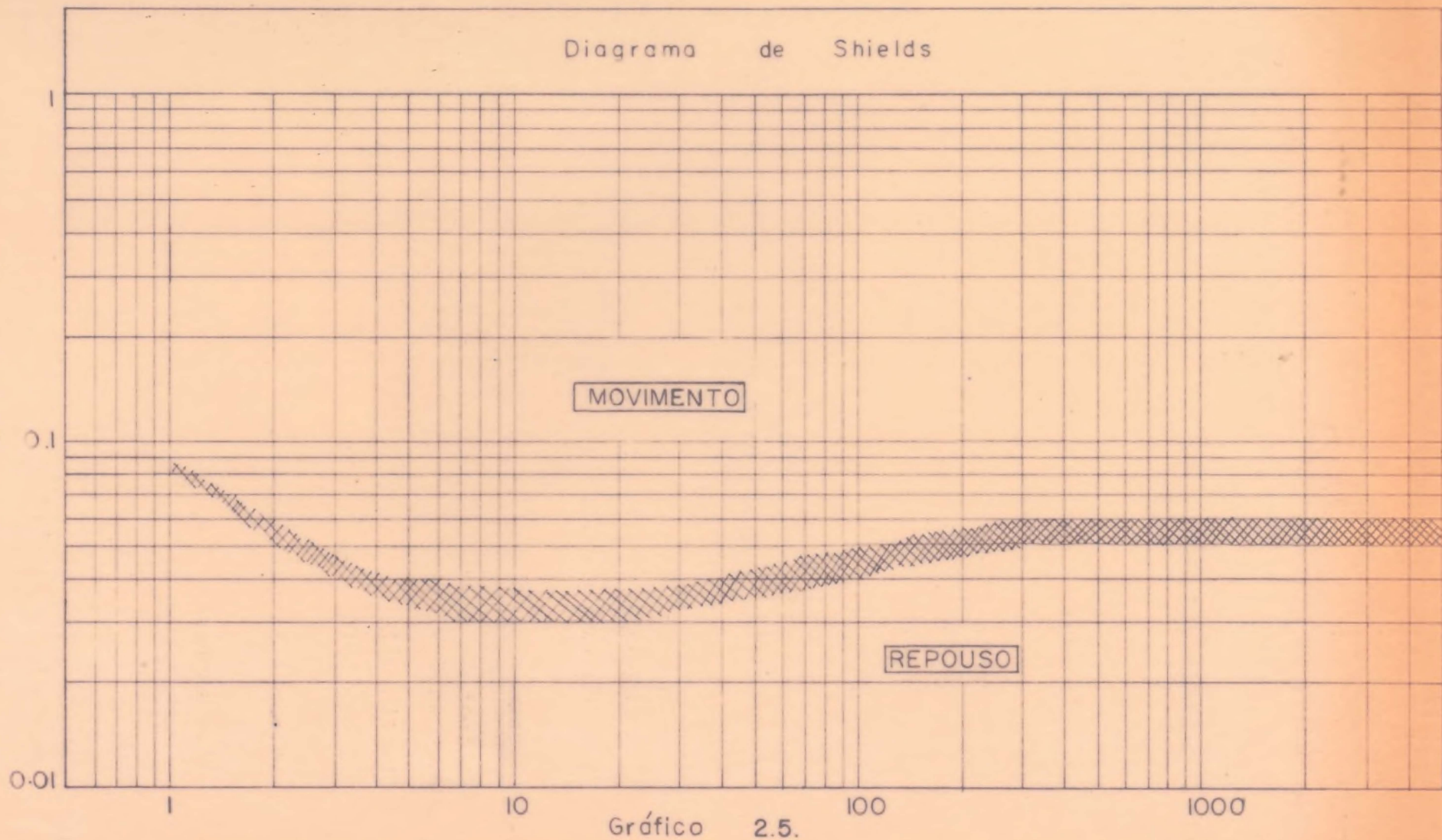
Kalinske chamou atenção sobre o fato que a turbulência tem uma participação importante no transporte de sedimentos por arraste (1). Por outro lado não levou em conta a viscosidade, o que torna sua equação homogênea geral mais apropriada aos escoamentos turbulentos rugosos. No gráfico 2.6. está representada a função de Kalinske, que tem o trecho retilí-

neo dado pela expressão
$$\frac{q_v}{u_* d} = 10 \left(\frac{\tau}{\gamma (\beta-1) d} \right)$$

$$\text{Fórmula: } \frac{q_v}{u_* d} = f \left(\frac{\tau}{\gamma (\beta-1) d} \right) \quad \text{ref. (9)}$$

Diagrama de Shields

21 $\frac{\rho(1-\beta')\lambda}{\tau_{ce}}$ (adim)



$Re_* = \frac{u_* d}{\nu}$ (adim)

Função de Kalinske

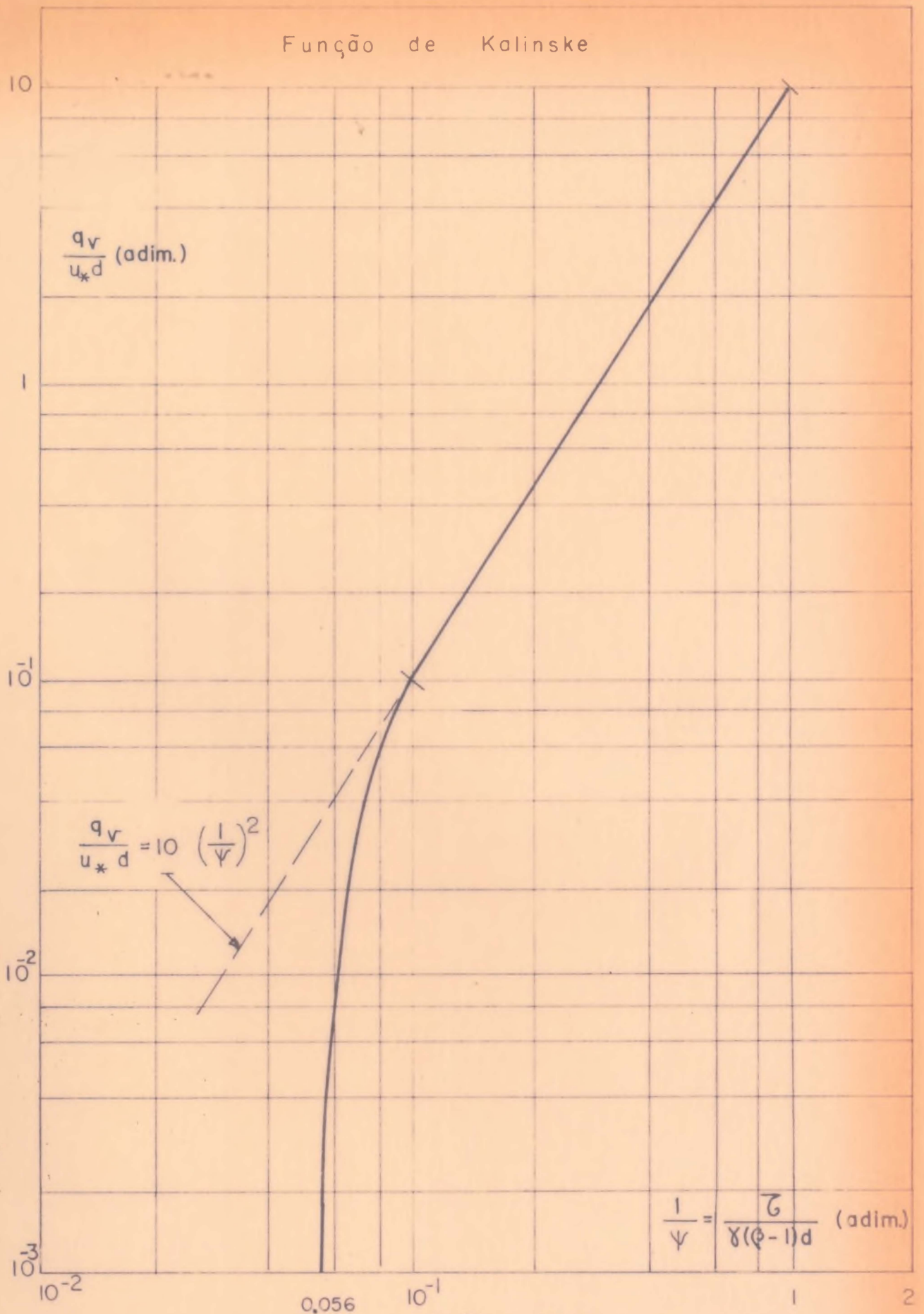


Gráfico 2.6.

Observações: $d = d_{50}$.

"f" , na fórmula acima, tem o significado de função.

$u_* = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}}$ é a velocidade de cisalhamento.

2.4.4. Meyer Peter - Müller (1948)

A fórmula de Meyer Peter - Müller é reputada na Europa. Trata-se de uma equação homogênea geral, mais adequada aos escoamentos turbulentos rugosos, pois a ausência da viscosidade implica terem sido consideradas, apenas, as forças de gravidade (11).

Fórmula: $\gamma R_s J_r = 0.047 \gamma (\beta-1) d +$
 $+ 0.25 \left(\frac{\gamma}{g}\right)^{1/3} \left(\frac{\beta-1}{\beta} q_s\right)^{2/3}$ ref. (7)

Observações: $d = d_m = \frac{\Sigma(d \cdot \Delta p)}{100}$, diâmetro médio, calculado da mesma forma que no parágrafo 2.4.2.

$\gamma R_s J_r = \tau$ é a força tratora, na situação de capacidade de transporte.

$$R_s = \frac{G_s}{v_{Gm} \cdot B} = \frac{G_s}{B} \frac{B \cdot h_G}{Q} = h_G \left(\frac{G_s}{Q}\right) , \quad \text{raio}$$

hidráulico relativo à situação de capacidade de transporte.

" v_{Gm} " é a velocidade média do escoamento, em uma seção transversal e na situação de capacidade de transporte.

" h_G " é a altura da água, também na situação de capacidade de transporte.

A simples utilização de " h_G " no lugar de " R_s " é correta sempre que a largura do rio ou do canal puder ser considerada infinita. Segundo Ven Te Chow (10), um escoamento se dá à largura infinita, isto é, praticamente a duas dimensões, quando a largura "B" for maior do que a altura " h_G ", pelo menos de 5 a 10 vezes.

"Q" é a vazão líquida total.

" G_s " é a parcela da vazão líquida total que dissipa energia junto ao fundo. Seu cálculo é feito levando-se em consideração a diferença de rugosidade entre o fundo e as paredes do canal. Além disso, supõe-se, de acordo com Einstein, que a velocidade média " v_{Gm} " é a mesma em todos os pontos da seção transversal (7).

$J_r = J \left(\frac{k_s}{k_r} \right)^{3/2}$ é a perda de carga, por unidade de comprimento, devido à rugosidade própria do material de fundo (7). É uma grandeza adimensional.

"J" é a perda de carga total, por unidade de comprimento. É, também, uma grandeza adimensional.

$\left(\frac{k_s}{k_r} \right)$ é uma relação entre coeficientes de rugosidade de Strickler. Ela varia desde 0.5, para um leito fortemente irregular, até 1, quando $k_s = k_r$ para o fundo plano.

$k_r = \frac{26}{d_{90}^{1/6}}$, com " d_{90} " em m e " k_r " em $m^{1/3}/s$, é

o coeficiente de rugosidade de Strickler para o escoamento turbulento rugoso (7).

" k_s ", em $m^{1/3}/s$, também coeficiente de rugosidade de Strickler, é obtido da seguinte maneira levando em conta as grandezas da fórmula de Meyer Peter-Müller:

$$v_{Gm} = k_s h_G^{2/3} J^{1/2}, \text{ nos casos de largura infinita}$$

ou $v_{Gm} = k_s R_s^{2/3} J^{1/2}$, quando existe influência de parede.

2.4.5. Einstein - Brown (1950)

As fórmulas de Einstein - Brown e de Meyer Peter-Müller são, ainda, as que recebem as maiores atenções quando o problema é de transporte de sedimento por arraste, em fundo móvel (1).

A novidade que apresenta a fórmula de Einstein-Brown, em relação às precedentes, é o tratamento teórico com base probabilística. Einstein considerou o fato que uma dada partícula se move em uma série de saltos, não permanecendo continuamente em movimento, mas se depositando após uns poucos saltos. O transporte então se processa através de um equilíbrio entre o número de partículas de um determinado diâmetro que são depositadas e o número de partículas do mesmo diâmetro que são erodidas, na unidade de área e por unidade de tempo. Sugeriu Einstein que o início e término do movimento das partículas fossem considerados em termos de probabilidade, ligando as forças instantâneas de ascensão ao peso das partículas. Desta forma, procurou relacionar o transporte sólido de fundo com a flutuação de velocidade, deixando de lado o conceito de velocidade média (1).

Na equação homogênea geral que segue, válida a qualquer tipo de escoamento turbulento, deve-se a Einstein as considerações físicas, estatísticas e dimensionais, enquanto que

a Brown coube o ajustamento matemático final. A função resultante ajustada por Brown encontra-se no gráfico 2.7.

$$\text{Fórmula: } \frac{q_v}{F d^{3/2} \sqrt{g(\beta-1)}} = f \left(\frac{\tau}{\gamma(\beta-1)d} \right) \quad \text{ref. (9)}$$

$$F = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36v^2}{gd^3(\beta-1)}} - \sqrt{\frac{36v^2}{gd^3(\beta-1)}}$$

Observações: $d = d_{35}$.

"f" tem o significado de função.

A relação $\phi = 40 \left(\frac{1}{\psi} \right)^3$, no gráfico 2.7., só é válida para o trecho retilíneo.

2.4.6. Schoklitsch (1950)

As contribuições de Schoklitsch ao problema da sedimentação vem desde o início do século. Com base em acontecimentos na natureza, ele considerou insuficientes os conceitos de altura crítica, força tratora e velocidade de fundo, preferindo conduzir suas pesquisas através da vazão crítica. A última informação de Schoklitsch, em 1950, é a fórmula que se encontra abaixo. Pode-se notar que seu aspecto final não engloba a grandeza altura crítica, mas a incorpora de forma implícita por intermédio da vazão crítica " q_{cr} " (1).

$$\text{Fórmula: } q_s = 2500 J^{3/2} (q - q_{cr}) \quad \text{ref. (5),}$$

$$\text{sendo } q_{cr} = 0.26 (\beta-1)^{5/3} \frac{d^{3/2}}{J^{7/6}}$$

Observações: $d = d_{40}$.

Função de Einstein—Brown

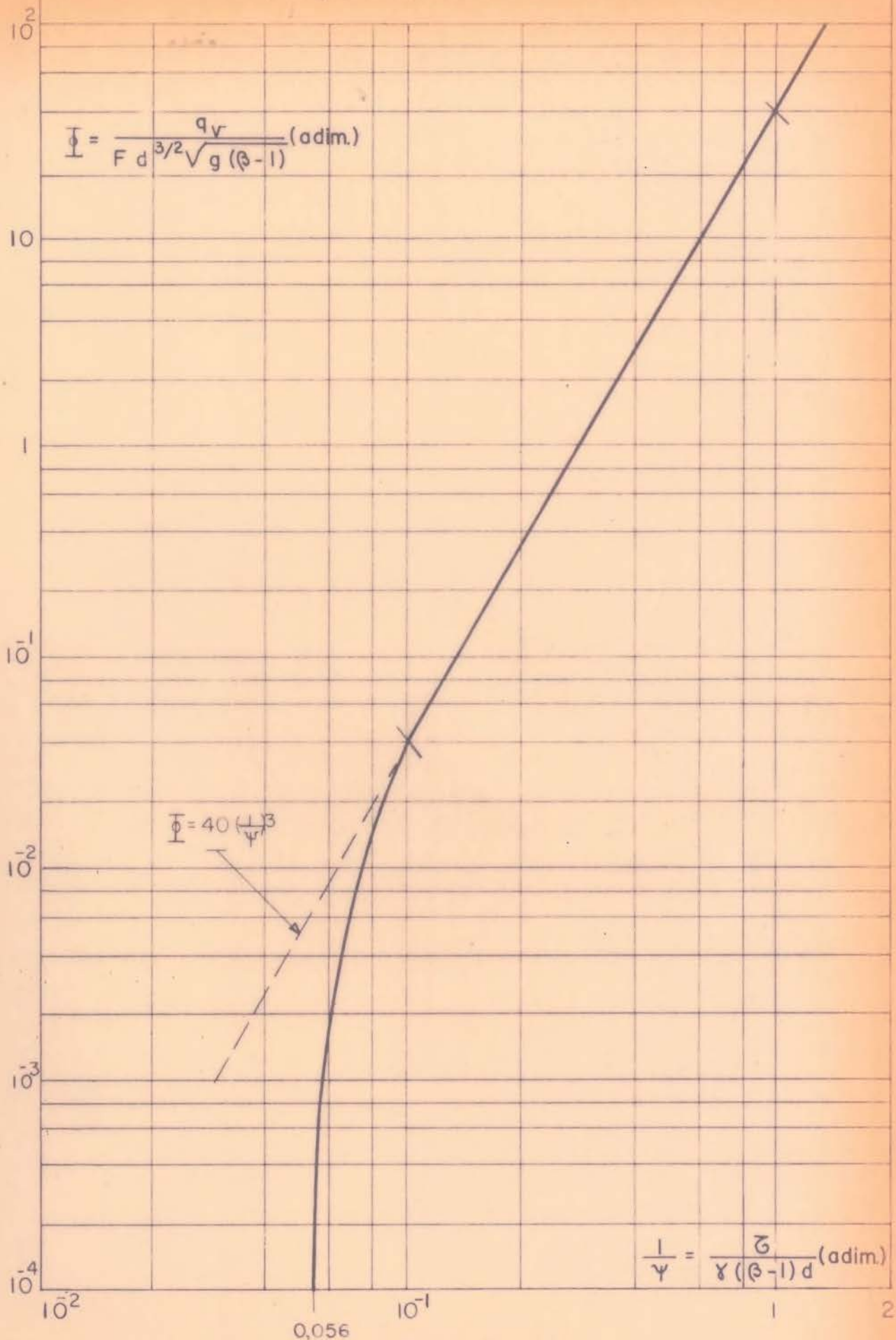


Gráfico 2.7.

Todas as grandezas estão no sistema M Kgf S.

2.4.7. Pedroli (1963)

Em sua tese de doutorado, Pedroli (7) aborda o movimento sólido por arraste em um canal de fundo fixo e liso. Para esta condição do leito, fixo e liso, vale salientar que a contribuição de Pedroli aparece sem paralelo nas pesquisas sobre o fenômeno de depósito.

Inicialmente, Pedroli elege oito grandezas capazes de representar o movimento sólido de fundo e agrupa-as segundo a função

$$q_s = f (R_s, J, d, \gamma_s, \mu, \rho, g) ,$$

onde a grandeza dependente raio hidráulico " R_s " tem o mesmo significado atribuído na apresentação da fórmula de Meyer Peter - Müller, parágrafo 2.4.4., podendo no caso de largura infinita ser substituído simplesmente pela altura do escoamento, na situação de capacidade de transporte " h_G ".

Através da análise dimensional, Pedroli conduz seu estudo de forma a criar condições de verificar a influência da força tratora e do diâmetro, em relação à descarga sólida. Sempre voltado a estas três grandezas, ele chega a três parâmetros adimensionais e sugere a relação

$$\frac{q_s}{\gamma_s v} = f \left(\frac{\tau g^{1/3}}{\gamma_s v^{2/3}}, \frac{d g^{1/3}}{v^{2/3}} \right)$$

Para determinar a influência de cada parâmetro, Pedroli lançou mão de 112 resultados experimentais. Na verdade foram 140 resultados, mas por ter verificado que parte do material de 1.1 mm de diâmetro era transportado por suspensão, abandonou os resultados com este diâmetro para chegar a sua equação homogênea geral de transporte sólido por arraste, em fundo fixo e liso.

$$\text{Fórmula: } \frac{\tau^{8/5} g^{3/5} d^{1/5}}{\gamma_s^{8/5} v^{6/5}} = 1.6 + 0.069 \frac{q_s}{\gamma_s v} \quad \text{ref. (7)}$$

Observação: $d = d_m = \frac{\Sigma (d \cdot \Delta p)}{100}$, diâmetro médio, obtido da mesma forma que no parágrafo 2.4.2.

Pedroli ainda confrontou sua equação com a de Meyer Peter - Müller, que é para fundo móvel. Explicitando a descarga sólida, por unidade de largura e pesada a seco, as duas equações ficam:

$$q_s = 8 \frac{\gamma_s}{\gamma_s - \gamma} \left(\frac{g}{\gamma} \right)^{1/2} \left(\tau - 0.047 \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} d \right)^{3/2}$$

Meyer Peter - Müller para fundo móvel.

$$q_s = 14.5 \frac{\tau^{8/5} g^{3/5} d^{1/5}}{\gamma_s^{3/5} v^{1/5}} - 23.2 \gamma_s v$$

Pedroli para fundo fixo e liso.

Nas duas fórmulas a influência da força tratora sobre a descarga sólida é sensível e praticamente a mesma, pois a força tratora leva os expoentes 15/10 e 16/10 nas equações de Meyer Peter - Müller e Pedroli, respectivamente. Desta forma, Pedroli concluiu que a descarga sólida varia inversamente com o diâmetro quando o fundo é móvel e diretamente quando fixo.

Esta diferença demonstrada por Pedroli já havia sido notada por Gilbert, que distinguiu leis diferentes para o movimento sólido de fundo móvel e o de fundo fixo (7).

2.5. Conclusão

Diante dos problemas da previsão de depósito em fundo fixo, a partir das condições hidráulicas, a contribuição em torno do assunto que mais se aproxima das nossas intenções vem da Escola Politécnica Federal de Zurique, através do trabalho de Rodolfo Pedroli para fundo fixo e liso. As demais pesquisas sobre o fenômeno de depósito podem ser classificadas com o rótulo de grãos isolados ou com o rótulo de fundo móvel.

É claro, no entanto, que todas elas nos fornecem orientação em algum sentido.

As pesquisas com os grãos isolados chamam atenção ao critério da observação direta do fenômeno, o que é possível e interessante para nosso caso de fundo fixo, embora não se prestem aos problemas comuns de Engenharia, onde sempre aparece o sedimento caracterizado pela quantidade. Esta caracterização vem em nosso auxílio por intermédio das fórmulas de transporte sólido por arraste, indicando caminhos já bem elaborados nos agrupamentos de grandezas que tem influência no fenômeno de depósito. Por outro lado, elas se voltam para o fundo móvel, além de apresentarem diferenças da ordem de 400 % nos resultados de aplicação, o que é explicável, em parte, pela dificuldade de se atingir a situação de capacidade de transporte. Somente a fórmula de transporte sólido por arraste de Pedrolí se refere ao fundo fixo, mas, como quase todas, se prende à grandeza dependente pelo emprego da força tratora, acarretando aproximações que podem ser evitadas nos cálculos que visam prever a ocorrência de depósito de sedimentos.

Seja, por exemplo, uma situação em que se apresenta um canal de águas claras e onde será feita uma injeção de sedimentos. Supõe-se, para simplificar, que a largura do canal é infinita e os trabalhos sejam levados a cabo com grandezas unitárias, isto é, a quantidade de sedimentos e a vazão sejam tomadas por unidade de largura e na unidade de tempo. Antes da injeção o escoamento é definido por uma condição hidráulica, podendo ser a velocidade média "V", ou a altura da água "h", ou a vazão "q", ou a força tratora " $\tau = \gamma h J$ ", ou ainda a potência " $P = \gamma q J$ ". Uma vez começada a alimentação sólida, a vazão "q" será a mesma, porém o tirante "h" assumirá outro valor na presença do sedimento. Caso se use um critério em que a vazão "q" apareça no lugar do tirante "h", significa que a previsão será mais apurada, pois a vazão é a mesma antes e durante a alimentação sólida.

Em situações como esta, a aplicação do conceito de potência do escoamento " $P = \gamma q J$ " traz vantagem sobre a força tratora " $\tau = \gamma h J$ ", no que diz respeito à previsão do fenômeno de-

pósito de sedimentos.

Como conclusão, são considerados para nosso caso de fundo fixo os seguintes pontos como linha de ação:

a) Adoção de um tratamento no qual se possa dispor de grandezas independentes, passando de um critério em que preva leceria, por exemplo, a força tratora ou a velocidade para outro, onde a potência do escoamento " $P = \gamma qJ$ " seja a condição hidráulica.

b) Fica em segundo plano a noção de capacidade de transporte, para se observar diretamente o início de depósito.

Neste ponto, o objetivo do presente trabalho que é de prever o início de depósito, a partir de uma condição hidráulica, já pode ser definido em dois sentidos: a condição hidráulica é a potência do escoamento e ela se refere exatamente à situação de início de depósito.

Capítulo 3. Experiências

3.1. Introdução

Os trabalhos experimentais, envolvendo ao todo 101 ensaios em fundo fixo, foram programados para determinar a relação potência do escoamento " γQ " versus descarga sólida " q_v ", na situação de início de depósito. Não houve, por outro lado, qualquer variação na qualidade do sedimento pesquisado, isto é, o diâmetro " d " e o peso específico " γ_s " foram mantidos constantes. No parágrafo 3.2. está a orientação adotada para a confecção do programa e, em seu final, a tabela 3.1. reúne os valores testados da vazão, da declividade da linha de energia e da descarga sólida.

De maneira geral, as instalações empregadas nos ensaios já se encontravam disponíveis no início dos trabalhos, havendo no entanto necessidade de se preparar a aparelhagem que forneceria a descarga sólida. Neste ponto, surgiram alguns problemas porque os aparelhos que mais à mão estavam não forneciam a precisão desejada, sendo que a solução encontrada foi a utilização de uma esteira rolante conjugada a um distribuidor de areia, por nós elaborado e que aparece nas fotografias 4 e 5. A descrição detalhada das instalações experimentais, abrangendo o canal, a alimentação líquida e a alimentação sólida, está apresentada no parágrafo 3.3., enquanto que no parágrafo 3.4. vem descrito o modo operatório e os critérios empregados para avaliar o início das formações de depósito.

Por fim, no parágrafo 3.5., a tabela 3.3., dos resultados, engloba todos os valores ensaiados das grandezas, estando eles referidos à situação de início de depósito.

3.2. Programa

O objetivo do trabalho que é de prever o início de depósito está baseado no critério da potência do escoamento " $P = \gamma Q$ ", conforme vem apresentado no fim do capítulo 2. Por outro lado, as fórmulas de transporte sólido por arraste sem

pre associam uma condição hidráulica à quantidade de sedimentos, que é a descarga sólida " q_v ". E nossa intenção também é a mesma. Basicamente, a programação está estabelecida no sentido de destacar a relação entre a potência do escoamento e a descarga sólida, quando se dá um início de depósito.

Visando este relacionamento, nosso estudo não possui o intuito de esgotar as possibilidades para a situação de fundo fixo, pois seria exigido um longo trabalho experimental. Aqui vem focalizada uma parte deste trabalho, sendo que as simplificações constam de adotar o escoamento bidimensional (fundo plano e sem influência de parede) e usar como sedimento a ser injetado no escoamento o mesmo sedimento que compõe o fundo fixo do canal. Ainda mais, as pesquisas ficam restritas a uma determinada qualidade de sedimento, o que corresponde a reduzir os trabalhos a um diâmetro e a um peso específico do material sólido.

Em face das limitações impostas, o fenômeno início de depósito pode ser representado por oito grandezas independentes: três que são testadas, quatro constantes e uma que varia de forma não controlável.

- (q) - vazão, por unidade de largura e na unidade de tempo. (testada)
- (J) - perda de carga total por unidade de comprimento ou, em outras palavras, declividade da linha de energia. (testada)
- (q_v) - descarga sólida, em volume, por unidade de largura e na unidade de tempo. (testada)
- (γ) - peso específico do líquido. (constante)
- (γ_s) - peso específico do sedimento. (constante)
- (d) - diâmetro do sedimento injetado no escoamento e, também, rugosidade do leito. (constante)
- (g) - aceleração da gravidade. (constante)
- (ν) - viscosidade cinemática. (varia de forma não controlável)

Canal de fundo fixo $d = 1.22 \text{ mm}$			Largura de 1.40 m Rugosidade de 1.22 mm	
Experi- ência	J adim.	Q_s kgf/min	Q $10^{-3} \text{ m}^3/\text{s}$	Quantidade de ensaios
1	0.006	0.051	9.0- 8.0- 7.5- 7.0- 6.5 6.0- 5.5- 5.0	8
2		0.134	8.0- 7.5- 7.0- 6.5- 6.0 5.5- 5.0- 4.0	8
3		0.289	9.0- 8.5- 8.0- 7.5- 7.0	5
4		0.453	11.0-10.5-10.0- 9.0- 8.5 8.0- 6.0	7
5		0.588	12.0-11.5-11.0-10.5-10.0 9.0- 8.5- 8.0	8
6		0.705	14.0-13.5-13.0-12.5-12.5 12.0-11.5-11.0-10.5-10.0	10
7	0.008	0.051	5.5- 5.0- 4.5- 4.0	4
8		0.134	6.0- 5.5- 5.0- 4.5	4
9		0.205	6.5- 6.0- 5.5- 5.0	4
10		0.375	7.5- 7.0- 6.5- 6.0- 5.5	5
11		0.525	8.5- 8.0- 7.5- 7.0	4
12		0.660	9.5- 9.0- 8.5- 8.0	4
13	0.010	0.051	5.0- 4.5- 4.0- 3.5- 3.0 2.5	6
14		0.134	4.5- 4.0- 4.0- 3.5- 3.0	5
15		0.289	5.0- 4.5- 4.0- 3.5	4
16		0.453	6.5- 6.0- 5.5- 5.0- 4.5	5
17		0.588	7.0- 6.5- 6.0- 5.5- 5.0	5
18		0.705	8.0- 7.5- 7.0- 6.5- 6.0	5
			Total de ensaios:	101

Programa

Tab. 3.1.

O sedimento empregado tem diâmetro de 1.22 mm e peso específico 2630 kgf/m³. Como já se mencionou, este sedimento vem usado para ser injetado no escoamento e, também, para constituir o leito fixo, ou seja, o valor de 1.22 mm é do diâmetro "d" do sedimento injetado no escoamento, bem como é o valor da rugosidade do fundo.

Embora os ensaios sejam conduzidos em um canal de 1.40m de largura, somente os 0.70 m centrais são utilizados para a observação do fenômeno início de depósito. Tendo-se em conta a pequena altura da lâmina d'água, em torno de 0.02 m, o fenômeno se passa, durante todo tempo, tal como em um canal de largura infinita.

Na tabela 3.1., encontram-se os valores testados da vazão total "Q", da declividade da linha de energia "J" e da descarga sólida total, em peso seco, "Q_s". Nota-se que a vazão total se refere à largura de 1.40 m do canal, enquanto que a descarga sólida total só é lançada nos 0.70 m centrais.

3.3. Instalação experimental

3.3.1. Canal de ensaios

O canal aberto onde são feitos os ensaios se situa no Pavilhão Fluvial do Instituto de Pesquisas Hidráulicas (IPH). Possui 26 m de comprimento e largura de 1.40 m, sendo que este valor de 1.40 m é adotado a fim de possibilitar um escoamento bidimensional.

Seu fundo de areia é plano e fixo. Ele é aplanado por intermédio de um molde de 1.40 m de largura, adaptado a uma passarela sobre rodas capaz de percorrer toda a extensão do canal, o que proporciona uma rugosidade uniforme. Por outro lado, ele é tornado fixo após receber uma película de cimento peneirado, sendo praticamente mantida a rugosidade inicial.

A entrada de água no canal se dá através de um tanque de 3.5 m de comprimento por 2.5 m de largura. No centro deste tanque e ocupando toda sua largura, existe uma parede de entulhos, para que a água seja introduzida de forma suave. No

fim dos 26 m de canal encontra-se um segundo tanque de 2.7 m de comprimento por 2.5 m de largura, onde a água procedente do canal é tranquilizada por uma comporta, pela qual o escoamento verte a um terceiro tanque, de saída, com 2.9 m de comprimento e largura também igual a 2.5 m.

3.3.2. Alimentação líquida

3.3.2.1. Descrição

A água é bombeada a partir de um reservatório de subsolo, sendo a regularização da vazão feita por dois registros e um vertedor retangular. Ao menor registro cabe o ajuste final. O vertedor, de soleira fina, não possui contrações laterais, tendo sua curva de aferição validade para a faixa de 2 a 25 l/s. A verificação da carga sobre a crista do vertedor se faz em um copo de medidas, ligado à parede lateral do vertedor por meio de mangueira, de forma que as perturbações do escoamento não são sentidas.

Com essas instalações, a vazão total "Q" pode ser determinada com uma precisão de 0.5 l/s e a vazão por unidade de largura "q" é avaliada com uma precisão $\Delta q = 10^{-4} \text{ m}^3/\text{sm}$.

3.3.2.2. Qualidade do líquido

O líquido usado é a água clara, isto é, a água livre de material em suspensão.

Durante os ensaios, a temperatura média da água ficou em torno de 17°C, resultando uma variação da viscosidade cinemática "v" de 1.010 a 1.144 x 10⁻⁶ m²/s.

Uma idéia geral das instalações vem apresentada na fotografia 1, onde aparece o canal aberto, a passarela disposta de forma transversal ao canal e capaz de percorrê-lo em toda a extensão, além do conjunto encarregado da alimentação sólida. Na fotografia 2 tem-se uma visão a partir de montan-

te, notando-se em primeiro plano o vertedor retangular, os registros e o copo de medidas, utilizados na regularização da vazão. Em segundo plano, vê-se o canal e a parte traseira dos equipamentos responsáveis pela descarga sólida.

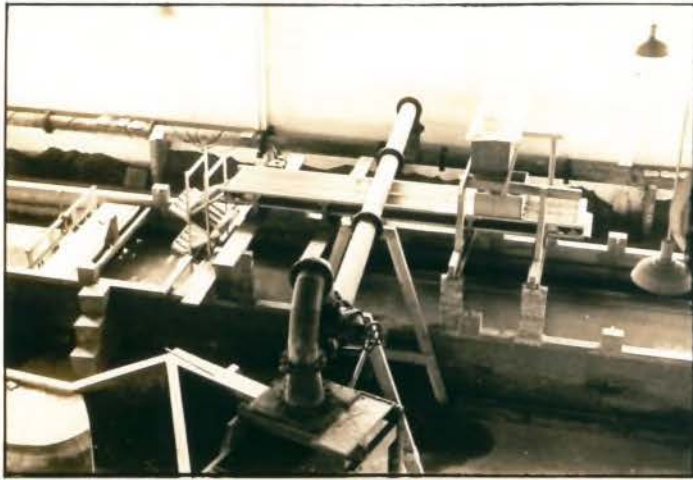
3.3.3. Alimentação sólida

3.3.3.1. Descrição

Um ponto bastante delicado da fase experimental é a alimentação sólida. De acordo com o esquema de trabalho conveniente, há necessidade de uma distribuição uniforme de areia, em uma largura de 0.70 m e a poucos centímetros acima do nível da água. A solução adotada consta, basicamente, de uma esteira rolante e de um distribuidor de areia.

Acima da esteira existe uma tremonha que tem a função de um reservatório de areia. Uma abertura de 6 por 8 cm, na parte inferior da tremonha, permite que a areia caia, em forma de cone, dentro de um caixote de madeira situado sobre a esteira rolante. A parede dianteira do caixote intercepta o cone de areia, como se fosse um corte vertical paralelo ao eixo do cone. Uma pequena janela de 6.5 cm de largura por 3mm de altura, nessa parede dianteira e imediatamente acima da esteira rolante, permite que a areia saia pela parte inferior da interseção. Ao mesmo tempo, a tremonha garante a renovação da areia do cone, de tal forma que uma pressão constante na janelinha de saída assegura uma faixa uniforme de areia a ser transportada pela esteira.

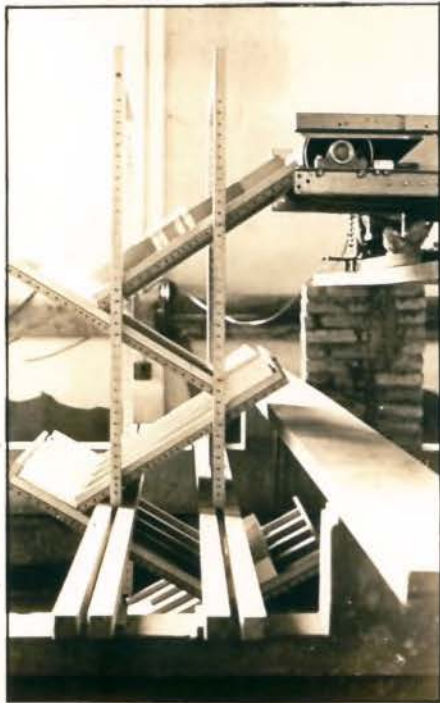
Neste ponto, a esteira rolante pode fornecer uma descarga sólida constante, mas com as restrições da areia estar concentrada numa pequena largura e a 1.70 m acima do nível da água. Torna-se então necessária a presença de um distribuidor, que amplie a faixa de areia de 6.5 cm, fornecida pela esteira, para 0.70 m que é a largura pretendida, mas que também amortecia a velocidade de queda dos grãos. Para atender estas finalidades é chamado de distribuidor de areia o aparelho por nós elaborado.



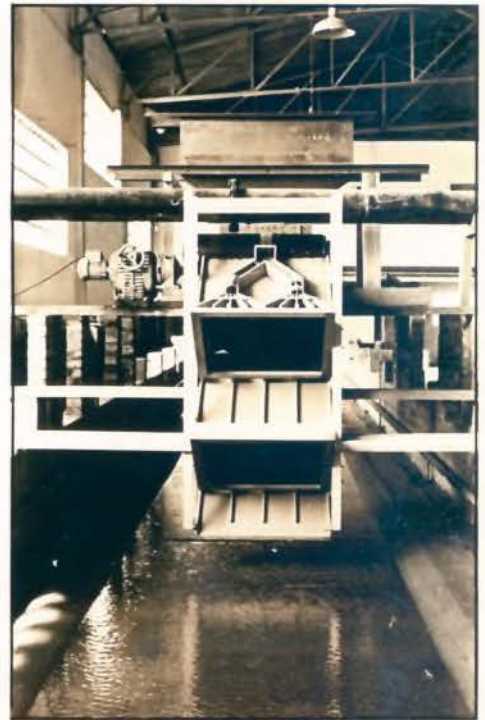
1



2



3



4

O distribuidor foi pensado de forma a permitir a maior liberdade possível no momento de se encontrar a declividade conveniente para as pranchas. Não era desejada uma inclinação forte, o que acarretaria uma velocidade de queda excessiva. Por outro lado, pretendia-se uma declividade que não permitisse a parada de grãos, em qualquer prancha.

Na fase de montagem do distribuidor, após algumas tentativas encontrou-se as declividades convenientes às cinco pranchas do sistema. Na primeira delas foi moldado um leque, o qual, junto com três folhas-de-flandres, garantia quatro repartições, iguais em peso, da descarga sólida. As demais pranchas conduziam até à superfície da água as quatro porções, o que permitia, na saída, uma distribuição uniforme dos grãos.

Com estes recursos, a alimentação sólida é feita nos 0.70 m centrais da largura de 1.40 m do canal. O processo conduz a uma precisão de " Q_s ", descarga sólida total em peso seco, igual a $\Delta Q_s = 10^{-3}$ kgf/min e a uma precisão de " q_v ", descarga sólida em volume por unidade de largura e na unidade de tempo, igual a $\Delta q_v = 10^{-8}$ m³/s m.

Na fotografia 3 aparece o perfil do distribuidor de areia, enquanto que a fotografia 4 mostra o distribuidor visto de frente e a região do canal reservada às observações.

3.3.3.2. Tipo de areia

A areia usada proveio das vizinhanças de Porto Alegre e foi beneficiada na estação de peneiramento do I.P.H. Das parcelas resultantes, tomou-se para os ensaios a areia com as seguintes características:

- Diâmetro: $d = d_{50} = 1.22 \pm 10^{-2}$ mm.
- Peso específico: $\gamma_s = 2630 \pm 10$ kgf/m³.
- Forma : semi-angular.
- Distribuição dos diâmetros: log-normal.
- Coeficiente de uniformidade: $\frac{d_{90}}{d_{10}} = 1.85$.

Observação: O tipo de areia que compôs o fundo fixo durante os ensaios foi o mesmo material sólido injetado no escoamento.

3.4. Modo operat6rio

3.4.1. Descri76o

A etapa inicial na prepara76o dos ensaios consta de ajustar os trilhos do canal a uma das declividades programadas. Com o aux6lio de um molde preso 6 passarela, que pode ser deslocada sobre rodas em toda a extens6o do canal, o fundo de areia 6 tornado plano. A seguir, umedece-se a areia para que ela receba uma pel6cula de cimento peneirado. Espera-se secar o cimento e enche-se de 6gua o canal, lentamente, de jusante a montante, a fim de expulsar os bols6es de ar existentes na camada espessa de areia que constitui a base do leito. Com este procedimento, a declividade do fundo 6 a mesma dos trilhos ajustados, a rugosidade 6 uniforme e praticamente igual 6quela sem o cimento peneirado.

Uma vez preparado o canal, os trabalhos continuam com a montagem do distribuidor de areia. Ele 6 instalado em frente da esteira rolante, de tal sorte que a borda da prancha superior quase toca a esteira, como mostra a fotografia 3. Esta posi76o 6 mantida durante todos os ensaios com uma determinada declividade do canal, sendo apenas desmontado o distribuidor de areia quando se vai mudar a inclina76o dos trilhos.

Conforme ficou dito no par6grafo 3.3.3., a obten76o de uma descarga s6lida uniforme depende da esteira rolante e do distribuidor de areia, cuja prancha superior cont6m o leque e tr6s folhas-de-flandres. De um lado, a esteira garante descargas constantes, sendo que a quantidade de areia trazida por ela 6 simplesmente regul6vel por interm6dio de sua rota76o. Ao distribuidor cabe ampliar a faixa de areia fornecida pela esteira e garantir uma distribu76o uniforme nos 0.70 m centrais do canal. Por ocasi6o de se alterar a descarga s6lida, n6o existe problema do ponto de vista da esteira rolante, bastando mudar sua rota76o, mas h6 necessidade de se alterar a posi76o das folhas-de-flandres, no distribuidor de areia. Estas folhas m6veis e o leque fixo na prancha superior determinam a quantidade de areia que cada uma das quatro canale-



tas das demais pranchas conduzem. Para uma variação na descarga sólida, existe também modificação na quantidade relativa de areia que as canaletas recebem. Por exemplo, havendo um aumento, espera-se que esta parcela adicional se dirija mais às canaletas centrais. Daí a conveniência de se reajustar as folhas-de-flandres, sendo sua nova posição encontrada através de pesagens sucessivas nas canaletas da terceira prancha.

Neste ponto, os ensaios em torno de uma descarga sólida podem ser começados.

Cada ensaio inicia com a regularização de uma vazão. A fim de garantir o regime uniforme do escoamento, na zona de observação, verifica-se os níveis da água em treze pontos espaçados de 1.00 m. Esta etapa é feita em forma de rotina e a título de precaução, pois a posição da comporta, situada imediatamente antes do tanque de saída, tem pouca influência diante da extensão do canal. Uma vez preparada a vazão, aciona-se a esteira rolante. Desta, a areia passa ao distribuidor, que permite a alimentação sólida uniforme nos 0.70 m centrais do canal. Aqui, todo o conjunto está em funcionamento: a vazão já regularizada recebe a areia injetada.

A seqüência acima (um ensaio) é repetida pelo menos quatro vezes para cada descarga sólida, até que não haja dúvida quanto à situação de "leve sobrelevação do fundo", chamada por nós de início de depósito.

A temperatura da água é tomada de duas a três vezes nos dias de ensaio.

3.4.2. Determinação do início de depósito

No começo da abordagem experimental, apresentou-se o problema da eleição de um critério que pudesse traduzir o início das formações de depósito. Os trabalhos desenvolvidos nesta fase conduziram aos seguintes pontos:

3.4.2.1. Critério visual

O início de depósito pode ser identificado de forma subjetiva sempre que aparece uma "leve sobrelevação do fundo".

As fotografias 5 e 6 mostram a configuração limite entre o início de depósito e a situação de capacidade de transporte. Através de fotografia, torna-se difícil apresentar a descrição de um fenômeno que é dinâmico por natureza, daí a razão de não se poder precisar. Fica, no entanto, uma idéia como referência daquela configuração tomada para representar o início de depósito.

3.4.2.2. Critério quantitativo

Seja um trecho de canal, inicialmente livre de sedimentos, no qual se fará injeção de diversas descargas sólidas, com intensidades que variam desde uma quantidade nula até a situação de transporte máximo. Uma pessoa que esteja observando este trecho é capaz de apontar com facilidade que há uma forte concentração de sedimentos no caso de transporte máximo enquanto que no primeiro caso, de descarga nula, a concentração é igualmente nula. É bem verdade que existem muitas outras situações intermediárias, incluindo aquelas onde se nota formações de depósito com pequeno transporte de sedimento, mas sempre permanecendo a idéia de concentração de material sólido no trecho de observação. Basicamente, esta concentração é a quantidade de sedimento que se encontra em uma determinada área "S" do canal. A fim de se obter um valor adimensional, ela pode ser expressa por uma relação entre duas áreas, chamada aqui de "taxa de depósito η ".

$$\eta = \frac{n \pi d^2 / 4}{S} \quad (3.1.)$$

η - taxa de depósito. (adim.)

d - diâmetro médio dos grãos injetados. (m)

n - número de grãos injetados durante o tempo Δt . (adim.)

S - superfície do leito sobre a qual se encontram os grãos após o tempo Δt . (m^2)

Δt - tempo de injeção dos grãos. (s)

O número de grãos injetados " n " durante o tempo " Δt " é determinado a partir do volume de sedimento injetado durante o mesmo tempo " Δt ":

Ensaio	d m	J adim.	Q_s kgf/min	γ_s kgf/m ³	Δt min.	S m ²	η (%) adim.	q_* m ³ /s 0.7m	$\gamma q_* J$ kgf/s 0.7m
1	0.00122	0.006	0.051	2630	5.0	0.84	14 %	0.00450	0.027
2					8.0	0.82	23	0.00400	0.024
3					9.0	0.82	26	0.00375	0.023
4					11.0	0.82	32	0.00350	0.021
5					12.0	0.82	35	0.00325	0.020
6					13.0	0.82	38	0.00300	0.018
7∇					16.0	0.82	47	0.00275	0.017
8					18.0	0.81	53	0.00250	0.015
9			0.134		4.0	0.81	31	0.00400	0.024
10					5.0	0.85	37	0.00375	0.023
11∇					6.0	0.82	46	0.00325	0.020
12					6.0	0.82	46	0.00350	0.021
13					7.0	0.84	52	0.00300	0.018
14					9.0	0.82	69	0.00275	0.017
15					16.0	0.83	121	0.00250	0.015
16					72.0	0.96	470	0.00200	0.012
17			0.289		2.2	0.87	34	0.00450	0.027
18					3.0	0.86	47	0.00425	0.026
19∇					3.0	0.86	47	0.00400	0.024
20					3.5	0.87	54	0.00375	0.023
21					4.0	0.85	64	0.00350	0.021
22			0.453		1.5	0.86	37	0.00550	0.033
23					1.7	0.87	41	0.00525	0.032
24∇					2.0	0.88	48	0.00450	0.027
25					2.0	0.86	49	0.00500	0.030
26					2.5	0.87	61	0.00425	0.026
27					3.0	0.87	73	0.00400	0.024
28					9.0	0.93	205	0.00300	0.018

Taxa de depósito

Tab. 3.2.

Ensaio	d m	J adim.	C_s kgf/min	γ_s kgf/m ³	Δt min	S m ²	n (%) adim.	q_* m ³ /s 0.7m	$\gamma q_* J$ kgf/s 0.7m
29	0.00122	0.006	0.588	2630	1.2	0.89	37	0.00600	0.036
30					1.5	0.88	47	0.00550	0.033
31					1.6	0.88	50	0.00575	0.035
32∇					1.6	0.87	51	0.00525	0.032
33					1.8	0.86	58	0.00500	0.030
34					2.0	0.87	63	0.00450	0.027
35					3.0	0.88	94	0.00425	0.026
36					4.5	0.90	137	0.00400	0.024
37			0.705		0.9	0.85	35	0.00700	0.042
38					1.0	0.85	39	0.00650	0.039
39					1.1	0.84	43	0.00675	0.041
40					1.2	0.86	46	0.00600	0.036
41					1.2	0.85	47	0.00625	0.038
42					1.2	0.85	47	0.00625	0.038
43∇					1.3	0.86	50	0.00575	0.035
44					1.5	0.87	57	0.00550	0.033
45					1.7	0.87	64	0.00525	0.032
46					1.8	0.86	69	0.00500	0.030
47		0.008	0.051		4.0	0.81	12	0.00275	0.022
48					8.7	0.82	25	0.00250	0.020
49∇					13.5	0.79	41	0.00225	0.018
50					19.0	0.72	63	0.00200	0.016
51			0.134		2.5	0.83	19	0.00300	0.024
52					3.5	0.83	26	0.00275	0.022
53∇					4.0	0.85	29	0.00250	0.020
54					9.5	0.79	75	0.00225	0.018
55			0.205		1.7	0.82	20	0.00325	0.026
56					2.2	0.84	25	0.00300	0.024
57∇					2.2	0.84	25	0.00275	0.022
58					7.7	0.87	85	0.00250	0.020

Taxa de depósito

Tab. 3.2. (continuação)

Ensaio	d m	J adim.	Q_s kgf/min	γ_s kgf/m ³	Δt min.	S m ²	n (%) adim.	q_* m ³ /s.0.7m	$\gamma q_* J$ kgf/s. 0.7m
59	0.00122	0.008	0.375	2630	1.2	0.84	25	0.00375	0.030
60					1.5	0.83	32	0.00350	0.028
61 ∇					2.1	0.85	43	0.00325	0.026
62					3.2	0.85	66	0.00300	0.024
63					6.5	0.83	137	0.00275	0.022
64			0.525		0.9	0.83	27	0.00425	0.034
65					1.0	0.83	30	0.00400	0.032
66 ∇					1.5	0.83	44	0.00375	0.030
67					2.5	0.85	72	0.00350	0.028
68			0.660		0.5	0.84	18	0.00475	0.038
69					0.7	0.83	26	0.00450	0.036
70 ∇					0.9	0.83	33	0.00425	0.034
71					3.0	0.84	110	0.00400	0.032
72		0.010	0.051		2.5	0.80	7	0.00225	0.023
73					5.0	0.82	15	0.00250	0.025
74					7.0	0.83	20	0.00200	0.020
75 ∇					12.5	0.82	36	0.00175	0.018
76					22.0	0.68	77	0.00150	0.015
77					30.0	0.70	102	0.00125	0.013
78			0.134		2.0	0.85	15	0.00225	0.023
79 ∇					2.2	0.86	16	0.00200	0.020
80					3.5	0.85	26	0.00200	0.020
81					7.0	0.86	51	0.00175	0.018
82					16.0	0.70	143	0.00150	0.015
83			0.239		2.3	0.86	36	0.00250	0.025
84 ∇					2.5	0.88	38	0.00225	0.023
85					3.7	0.90	56	0.00200	0.020
86					24.5	0.90	368	0.00175	0.018

Taxa de depósito

Tab. 3.2. (continuação)

Ensaio	d m	J adim.	Q_s kgf/min	γ_s kgf/m ³	Δt min.	S m ²	n (%) adim.	q_* m ³ /s 0.7m	$\gamma q_* J$ kgf/s 0.7m
87	0.00122	0.010	0.453	2630	1.0	0.86	25	0.00325	0.033
88					1.2	0.86	30	0.00300	0.030
89 ∇					1.2	0.86	30	0.00275	0.020
90					2.5	0.87	61	0.00250	0.025
91			4.0		0.86	99	0.00225	0.023	
92			0.6		0.88	19	0.00350	0.035	
93			0.7		0.87	22	0.00325	0.033	
94 ∇			0.7		0.87	22	0.00300	0.030	
95			1.2		0.88	37	0.00275	0.020	
96			3.0		0.92	90	0.00250	0.025	
97			0.5		0.87	19	0.00400	0.040	
98			0.7		0.87	27	0.00375	0.038	
99 ∇			0.7		0.87	27	0.00350	0.035	
100			1.0		0.89	37	0.00325	0.033	
101	1.8	0.90	66	0.00300	0.030				

Taxa de depósito

Tab. 3.2. (final)

Observação. O " ∇ " na tabela acima assinala os ensaios em que houve início de depósito.

$$\frac{Q_s \Delta t}{\gamma_s} = \frac{n \pi d^3}{6} \quad (3.2.)$$

Q_s - descarga sólida total, em peso seco. (kgf/s)

γ_s - peso específico do sedimento. (kgf/m³)

Levando a equa o (3.2.)   (3.1.), resulta:

$$\eta = \frac{3}{2} \frac{Q_s \Delta t}{S d \gamma_s}$$

Na tabela 3.2., encontram-se os valores ensaiados de η , Q_s , Δt , S , bem como da vazão " q_* " e da potência do escoamento " $\gamma q_* J$ ", sendo todos estes valores referidos aos 0.70 m centrais do canal. " Q_s " e " Δt ", na tabela 3.2., estão expressos respectivamente em kgf/min e min.

Observa o: Para uma determinada descarga sólida, os ensaios eram orientados, também, pela utiliza o do conceito de taxa de depósito, mas sempre coube ao critério visual a defini o da situa o de início de depósito.

3.5. Resultados

Os resultados dos 18 ensaios em que foi observada a situa o de início de depósito estão contidos na tabela 3.3. A identifica o de cada símbolo pode ser feita com o auxílio da lista disposta no final do trabalho.

Experiência	Ensaio	d m	J adim.	Q _s Kgf/min	γ _s kgf/m ³	q _v 10 ⁻⁸ m ³ /sm	Q m ³ /s	q m ³ /sm	h m	A _{mo} m ²	V m/s	K m ^{1/3} /s	T °C	ν 10 ⁻⁶ m ² /s	γhJ kgf/m ²	$\frac{u_* d}{\nu}$ adim.	γqJ kgf/sm	$\frac{\gamma q J}{s}$ adim.	$\frac{q_v}{\nu}$ adim.
1	7	0.00122	0.006	0.051	2630	46	0.0055	0.0039	0.0150	0.0210	0.26	55	20.0	1.010	0.090	35.9	0.023	8.7	0.40
2	11			0.134		121	0.0065	0.0046	0.0165	0.0231	0.28	56	19.5	1.022	0.099	37.2	0.028	10.4	1.18
3	19			0.289		262	0.0080	0.0057	0.0190	0.0266	0.30	54	19.5	1.022	0.114	39.9	0.034	12.6	2.56
4	24			0.453		410	0.0090	0.0064	0.0201	0.0281	0.32	56	20.0	1.010	0.121	41.6	0.038	14.3	4.06
5	32			0.588		532	0.0105	0.0075	0.0218	0.0305	0.34	56	19.0	1.034	0.131	42.2	0.045	16.5	5.15
6	43			0.705		638	0.0115	0.0082	0.0228	0.0319	0.36	57	18.5	1.047	0.137	42.6	0.049	17.8	6.09
7	49		0.008	0.051		46	0.0045	0.0032	0.0122	0.0171	0.26	55	16.5	1.101	0.098	34.4	0.026	9.0	0.42
8	53			0.134		121	0.0050	0.0036	0.0129	0.0181	0.28	56	17.0	1.087	0.103	35.7	0.029	10.1	1.11
9	57			0.205		186	0.0055	0.0039	0.0137	0.0192	0.29	57	17.0	1.087	0.110	36.8	0.031	10.8	1.71
10	61			0.375		339	0.0065	0.0046	0.0148	0.0207	0.31	57	17.0	1.087	0.118	38.2	0.037	12.9	3.12
11	66			0.525		475	0.0075	0.0054	0.0162	0.0227	0.33	58	17.5	1.074	0.130	40.6	0.043	15.2	4.42
12	70			0.660		598	0.0085	0.0061	0.0173	0.0242	0.35	58	17.5	1.074	0.138	41.8	0.049	17.3	5.57
13	75		0.010	0.051		46	0.0035	0.0025	0.0098	0.0137	0.26	57	15.5	1.129	0.098	33.5	0.025	8.4	0.41
14	79			0.134		121	0.0040	0.0029	0.0104	0.0146	0.27	56	15.5	1.129	0.104	34.5	0.029	9.8	1.07
15	84			0.289		262	0.0045	0.0032	0.0112	0.0157	0.29	58	15.0	1.144	0.112	35.3	0.032	10.6	2.29
16	89			0.453		410	0.0055	0.0039	0.0123	0.0172	0.32	59	15.5	1.129	0.123	37.5	0.039	13.1	3.63
17	94			0.588		532	0.0060	0.0043	0.0130	0.0182	0.33	59	15.5	1.129	0.130	38.6	0.043	14.5	4.71
18	99			0.705		638	0.0070	0.0050	0.0140	0.0196	0.36	62	15.5	1.129	0.140	40.0	0.050	16.8	5.65

Resultados experimentais (I.P.H.)

Tab. 3.3.

Obs.: O significado de cada símbolo empregado se encontra no fim do trabalho.

Capítulo 4. Interpretação

4.1. Relacionamento entre o início de depósito e a potência do escoamento

A formação de início de depósito, utilizada por nós durante a fase experimental, é uma situação bem característica do movimento sólido de fundo. Enquanto que para os fundos móveis as pesquisas vem sendo desenvolvidas à base da noção de capacidade de transporte - situação difícil de ser alcançada - em nosso caso de fundo fixo pôde ser introduzido e testado o critério de início de depósito. Conforme já aparece no parágrafo seguinte, este critério de início de depósito possibilitou a determinação de ajustamentos com coeficientes de correlação da ordem de 99%.

Quando o sedimento formava uma película sobre o leito, encobrando-o levemente, ficava assegurada a ocorrência de um início de depósito, ao qual se associava os valores controlados da descarga sólida e das condições hidráulicas (potência, força tratora e velocidade média). De forma particular, nossa atenção se concentrava no objetivo do trabalho, de prever o início das formações de depósito por intermédio da potência do escoamento, que abrange apenas grandezas independentes. Neste sentido, houve uma boa contribuição ao problema no momento em que se constatou que, para uma determinada descarga sólida, o início de depósito sempre ocorria para o mesmo valor da condição hidráulica, e particularmente para o mesmo valor da potência do escoamento.

No gráfico 4.1., encontram-se dispostos os valores da taxa de depósito " η " versus os da potência do escoamento disposta nos 0.70 m centrais do canal " $\gamma Q_* J$ ". Estes dados constam da tabela 3.2. Na verdade, no gráfico 4.1. aparecem reunidos pequenos gráficos organizados segundo a mesma descarga sólida total em peso seco " Q_s ", vindo marcados por um quadrado os pontos correspondentes ao início das formações de depósito. Nota-se que estes pontos se encontram praticamente na mesma vertical, para qualquer valor de " Q_s ".

4.2. Estudo comparativo dos critérios de condição hidráulica

Vem comparados, aqui, os critérios de força tratora, velocidade média e potência do escoamento, empregados como condição hidráulica nas pesquisas em torno do início de depósito. A comparação está formulada por meio dos ajustamentos determinados para as seguintes funções:

$$\gamma h J = f(q_v)$$

$$V = f(q_v)$$

$$\gamma q J = f(q_v)$$

Ao comentarem suas pesquisas sobre o transporte sólido, Meyer Peter-Müller concluíram que em uma lei geral de transporte sólido de fundo a força tratora tem importância decisiva (6). A conclusão de Meyer Peter-Müller destaca o papel fundamental da condição hidráulica, no transporte de material sólido junto ao fundo. Mais ainda, dá ênfase ao emprego da força tratora como condição hidráulica.

Seguindo a mesma linha de pensamento, enquadram-se as principais pesquisas do assunto, desde a apresentação do conceito de força tratora, em 1879, por Du Boys, até os dias atuais com a lei de transporte sólido para fundo fixo e liso, determinada por Pedrolí. Por outro lado, existem os trabalhos que utilizam a velocidade média do escoamento como condição hidráulica, perdendo, no entanto, em importância e em quantidade para os que adotam a força tratora, mas, mesmo assim, fornecendo bons elementos de orientação para o movimento sólido de fundo.

Em nosso caso, porém, as pesquisas estão dirigidas para prever o início das formações de depósito, decorrendo daí a opção de trabalho com a potência do escoamento " $P = \gamma q J$ ", a qual é expressa por grandezas independentes. Se bem que pouco pesquisada, ela convém melhor às situações práticas de previsão do que a força tratora " $\tau = \gamma h J$ " e do que a velocidade média " V ", que são grandezas dependentes.

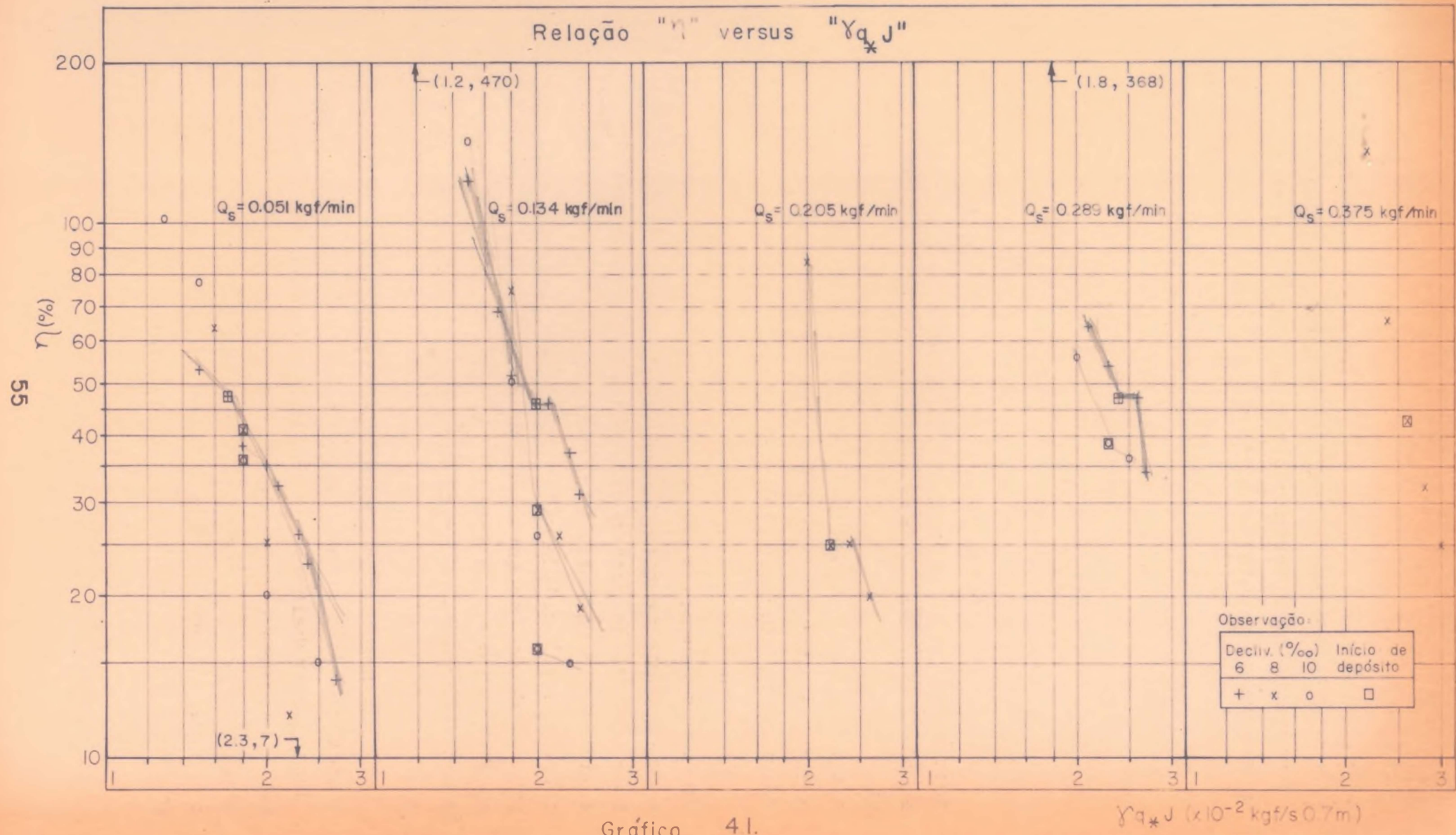


Gráfico 4.1.

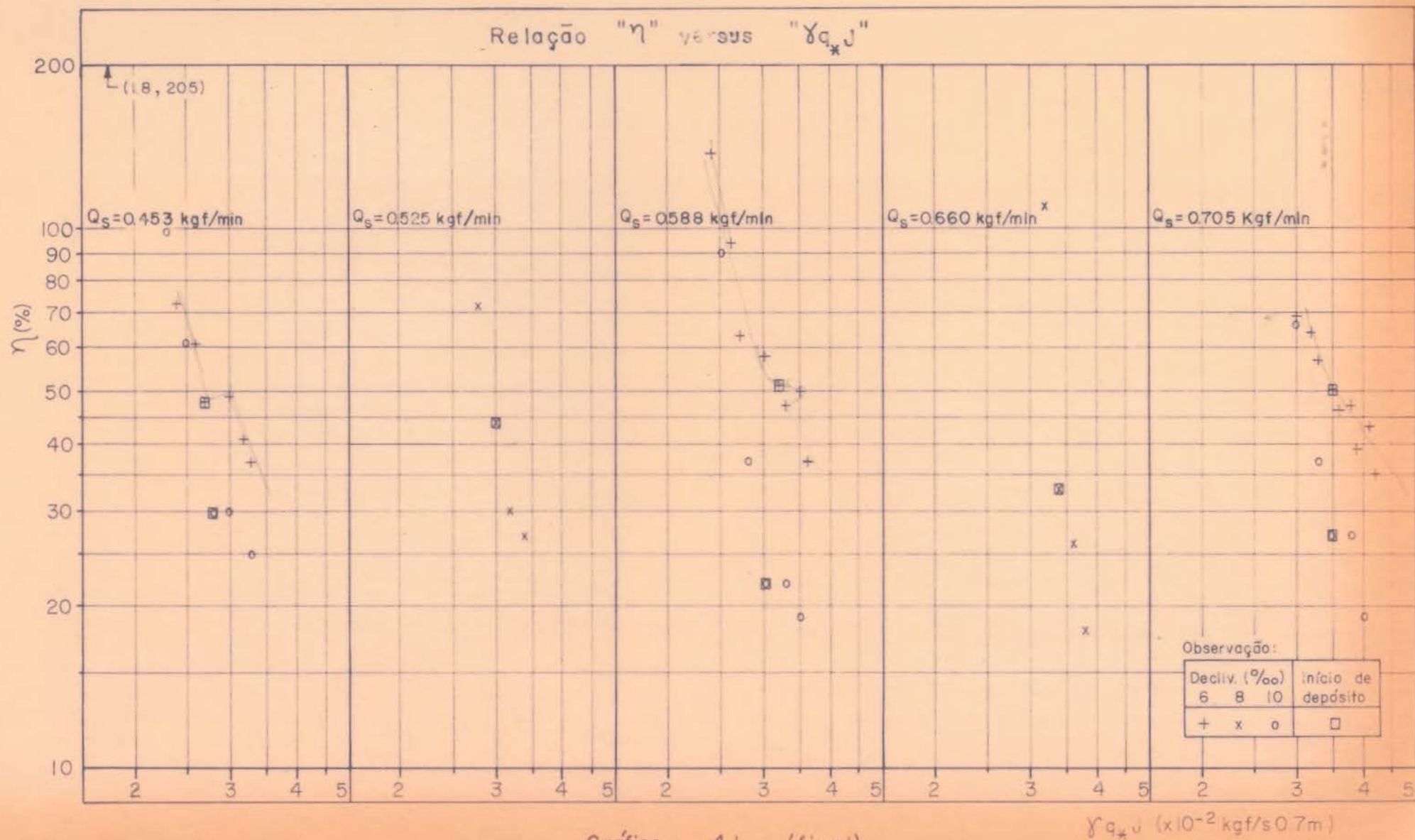


Gráfico 41. (final)

Hã, portanto, dois aspectos na escolha da condiçãõ hi-
drãulica a ser usada:

a) A intenção de "prever" o início das formações de de-
nósito nede que o problema seja formulado em termos de "grande-
za independente", o que favorece a utilização da potência do
escoamento como condiçãõ hidrãulica.

b) A longa tradiçãõ em pesquisa com grandeza dependen-
te, notadamente com a força tratora, sugere a necessidade de
um certificado que garanta a qualidade de qualquer condiçãõ hi-
drãulica que tenha sido pouco testada.

O primeiro aspecto, letra (a), é de concepçãõ, enquan-
to que o segundo, letra (b), exige uma comparaçãõ efetiva en-
tre os critérios de condiçãõ hidrãulica. Para esta comparaçãõ,
vem confrontados aqui três critérios, que são os da potência,
da força tratora e da velocidade média. Todos estão relaciona-
dos com a descarga sôlida " q_v ", única característica do sedi-
mento que sofreu variaçãõ, sendo que os dados utilizados cons-
tam da tabela 3.3., dos resultados experimentais. Os cálculos
para a determinaçãõ do ajustamento de cada funçãõ, bem como do
coeficiente de correlaçãõ, o qual é mais adequado a este tipo
de análise, estão nas tabelas 4.1. (potência), 4.2. (força tra-
tora) e 4.3. (velocidade média). Os parâmetros "A" e "B", das
retas ajustadas, e o coeficiente de correlaçãõ "R" são calcu-
lados da seguinte maneira:

$$\text{Parâmetros: } A = \frac{\sum (\Delta x \cdot \Delta y)}{\sum \Delta x^2} \quad B = v_m - Ax_m$$

$$\text{Coeficiente de correlaçãõ: } R = \frac{\sum (\Delta x \cdot \Delta y)}{\sqrt{\sum \Delta x^2 \cdot \sum \Delta y^2}}$$

x - valores assumidos pela descarga sôlida " q_v ". São os mes-
mos nos três ajustamentos.

y - valores assumidos por cada condiçãõ hidrãulica, ou seja,
pela potência do escoamento na tabela 4.1., pela força
tratora na tabela 4.2. e pela velocidade média na tabela
4.3.

x_m - média dos valores de x .

y_m - média dos valores de y .

$$\Delta x = x - x_m \quad \Delta x^2 = (x - x_m)^2$$

$$\Delta y = y - y_m \quad \Delta y^2 = (y - y_m)^2$$

- Função ajustada para a potência do escoamento:

$$\gamma q_J = 0.023 + 4090 q_V \quad R = 99.2\%$$

γq_J - potência do escoamento, por unidade de largura e na unidade de tempo, em kgf/sm.

q_V - descarga sólida, em volume, por unidade de largura e na unidade de tempo, em m^3/sm .

- Função ajustada para a força tratora do escoamento:

$$\gamma h_J = 0.0932 + 7230 q_V \quad R = 98.8\%$$

γh_J - força tratora do escoamento, em kgf/m².

q_V - descarga sólida, em volume, por unidade de largura e na unidade de tempo, em m^3/sm .

- Função ajustada para a velocidade média do escoamento:

$$V = 0.255 + 15900 q_V \quad R = 99.2\%$$

V - velocidade média do escoamento, em m/s.

q_V - descarga sólida, em volume, por unidade de largura e na unidade de tempo, em m^3/sm .

Nos gráficos 4.2.a, 4.2.b e 4.2.c, encontram-se representadas as três funções ajustadas.

Determinação dos parâmetros A e B da equação — $\gamma qJ = B + A \sigma_v$								
Ensaio	J adim.	$x = q_v$ $10^{-8} \text{ m}^3/\text{sm}$	$\Delta x = x - x_m$ $10^{-8} \text{ m}^3/\text{sm}$	$v = \gamma qJ$ kgf/sm	$\Delta v = v - v_m$ kgf/sm	$\Delta x \cdot \Delta v$ $10^{-10} \text{ kgf m/s}^2$	Δx^2 $10^{-15} \text{ m}^4/\text{s}^2$	Δv^2 $10^{-6} \text{ kgf}^2/\text{s}^2 \text{ m}^2$
7	0.006	46	-275.3	0.023	-0.0132	363	7579	174
11		121	-200.3	0.028	-0.0081	162	4012	66
19		262	-59.3	0.034	-0.0021	12	352	4
24		410	88.7	0.038	0.0019	17	787	4
32		532	210.7	0.045	0.0089	188	4439	79
43		638	316.8	0.049	0.0129	499	10036	166
49	0.008	46	-275.3	0.026	-0.0101	278	7579	102
53		121	-200.3	0.029	-0.0071	142	4012	50
57		186	-135.3	0.031	-0.0051	69	1831	26
61		339	17.7	0.037	0.0009	2	31	1
66		475	153.8	0.043	0.0069	106	2365	48
70		598	276.8	0.049	0.0129	357	7662	166
75	0.010	46	-275.3	0.025	-0.0111	306	7579	123
79		121	-200.3	0.029	-0.0071	142	4012	50
84		262	-59.3	0.032	-0.0041	24	352	17
89		410	88.7	0.039	0.0029	26	787	8
94		532	210.7	0.043	0.0069	145	4439	48
99		638	316.8	0.050	0.0138	437	10036	190
		$\Sigma x = 5783$	$\Sigma \Delta x = 0$	$\Sigma v = 0.650$	$\Sigma \Delta v = 0$	$\Sigma \Delta x \Delta v = 3185$	$\Sigma \Delta x^2 = 77890$	$\Sigma \Delta v^2 = 1322$
		$x_m = 321.3$		$v_m = 0.0361$	$A = 4090 \text{ kgf/m}^3$		$B = 0.0230 \text{ kgf/sm}$	

Tab. 4.1.

Coeficiente de correlação. $R = 99.2\%$

Determinação dos parâmetros A e B da equação $\gamma hJ = B + A \alpha_v$								
Ensaio	J adim.	$x=q_v$ $10^{-8} \text{ m}^3/\text{sm}$	$\Delta x = x - x_m$ $10^{-8} \text{ m}^3/\text{sm}$	$v = \gamma hJ$ kgf/m^2	$\Delta y = v - y_m$ kgf/m^2	$\Delta x \cdot \Delta y$ $10^{-10} \text{ kgf}/\text{s}$	Δx^2 $10^{-15} \text{ m}^4/\text{s}^2$	Δy^2 $10^{-6} \text{ kgf}^2/\text{m}^4$
7	0.006	46	-275.3	0.090	-0.0265	730	7579	702
11		121	-200.3	0.099	-0.0175	351	4012	306
19		262	- 59.3	0.114	-0.0024	14	352	6
24		410	88.7	0.121	0.0046	41	787	21
32		532	210.7	0.131	0.0145	306	4439	210
43		638	316.8	0.137	0.0205	649	10036	420
49	0.008	46	-275.3	0.098	-0.0185	509	7579	342
53		121	-200.3	0.103	-0.0134	268	4012	180
57		186	-135.3	0.110	-0.0064	87	1831	41
61		339	17.7	0.118	0.0016	3	31	3
66		475	153.8	0.130	0.0136	209	2365	185
70		598	276.8	0.138	0.0215	595	7662	462
75	0.010	46	-275.3	0.098	-0.0185	509	7579	342
79		121	-200.3	0.104	-0.0124	248	4012	154
84		262	- 59.3	0.112	-0.0044	26	352	19
89		410	88.7	0.123	0.0066	59	787	44
94		532	210.7	0.130	0.0136	287	4439	185
99		638	316.8	0.140	0.0235	744	10036	552
		$\Sigma x = 5783$	$\Sigma \Delta x = 0$	$\Sigma v = 2.096$	$\Sigma \Delta v = 0$	$\Sigma \Delta x \cdot \Delta v = 5635$	$\Sigma \Delta x^2 = 77890$	$\Sigma \Delta v^2 = 4174$
		$x_m = 321.3$		$y_m = 0.1164$	$A = 7230 \text{ kgf s}/\text{m}^4 \quad B = 0.0932 \text{ kgf}/\text{m}^2$			

Tab. 4.2.

Coeficiente de correlação: $R = 98.8\%$

Determinação dos parâmetros A e B da equação — $V = B + A q_v$								
Ensaio	J	$x=q_v$	$\Delta x=x-x_m$	$y=V$	$\Delta y=y-y_m$	$\Delta x \cdot \Delta y$	Δx^2	Δy^2
	dim.	$10^{-8} \text{ m}^3/\text{sm}$	$10^{-8} \text{ m}^3/\text{sm}$	m/s	m/s	$10^{-9} \text{ m}^3/\text{s}^2$	$10^{-15} \text{ m}^4/\text{s}^2$	$10^{-5} \text{ m}^2/\text{s}^2$
7	0.006	46	-275.3	0.26	-0.046	127	7579	212
11		121	-200.3	0.28	-0.026	52	4012	68
19		262	-59.3	0.30	-0.006	4	352	4
24		410	88.7	0.32	0.014	12	787	20
32		532	210.7	0.34	0.034	72	4439	116
43		638	316.8	0.36	0.053	168	10036	281
49	0.008	46	-275.3	0.26	-0.046	127	7579	212
53		121	-200.3	0.28	-0.026	52	4012	68
57		186	-135.3	0.29	-0.016	22	1831	26
61		339	17.7	0.31	0.004	1	31	2
66		475	153.8	0.33	0.024	37	2365	53
70		598	276.8	0.35	0.044	122	7662	194
75	0.010	46	-275.3	0.26	-0.046	127	7579	212
79		121	-200.3	0.27	-0.036	72	4012	130
84		262	-59.3	0.29	-0.016	9	352	26
89		410	88.7	0.32	0.014	12	787	20
94		532	210.7	0.33	0.024	51	4439	53
99		638	316.8	0.36	0.053	168	10036	281
		$\Sigma x=5783$	$\Sigma \Delta x=0$	$\Sigma y=5.51$	$\Sigma \Delta y=0$	$\Sigma \Delta x \cdot \Delta y=1235$	$\Sigma \Delta x^2=77890$	$\Sigma \Delta y^2=1988$
		$x_m=321.3$		$y_m=0.306$		$A = 15900 \text{ 1/m}$	$B = 0.255 \text{ m/s}$	

Tab. 4.3.

Coeficiente de correlação: $R = 99.2\%$

A partir dos coeficientes de correlação e, também, da inspeção gráfica, pode-se notar que os três critérios são igualmente bons, fortalecendo, por conseguinte, a possibilidade de desenvolvimento teórico através da potência do escoamento, que se vale, apenas, de grandezas independentes.

4.3. Comparação dos nossos resultados com informações existentes na literatura

Sobre o movimento sólido de fundo, a maior parte das informações existentes na literatura diz respeito às calhas de fundo móvel. Para esta condição, o fenômeno foi objeto de experiências em laboratório e observações no campo, focalizando a influência das variações de descarga sólida, de diâmetro e de peso específico do sedimento, usando diversos critérios de condição hidráulica, principalmente o da força tratora. Para os fundos fixos, porém, existe só uma contribuição de nosso conhecimento, cuja procedência é da Escola Politécnica Federal de Zurique (7), que se limita aos leitos lisos de laboratório, nos quais experimenta variações na descarga sólida e no diâmetro, e que, novamente, se vale do critério da força tratora. Em outras informações, com menos ênfase para a Engenharia, o sedimento é caracterizado apenas pelo diâmetro, sendo que nestas pesquisas os trabalhos de maior peso adotam como condição hidráulica a velocidade média do escoamento.

De nossa parte, os ensaios foram conduzidos em fundo fixo, o qual era composto pelo mesmo sedimento injetado no escoamento. O esquema experimental constava de ajustar uma descarga sólida e indagar, para esta descarga, quais as condições hidráulicas (potência, velocidade média e força tratora) que proporcionavam o início das formações de depósito.

A comparação abaixo não inclui a potência do escoamento, mas vem formulada por meio dos dois critérios mais pesquisados de condição hidráulica, a velocidade média e a força tratora, e está baseada na pergunta: "Quais são os valores das condições hidráulicas indicados pelos autores para garantirem o transporte das descargas sólidas usadas em nossos ensaios?"

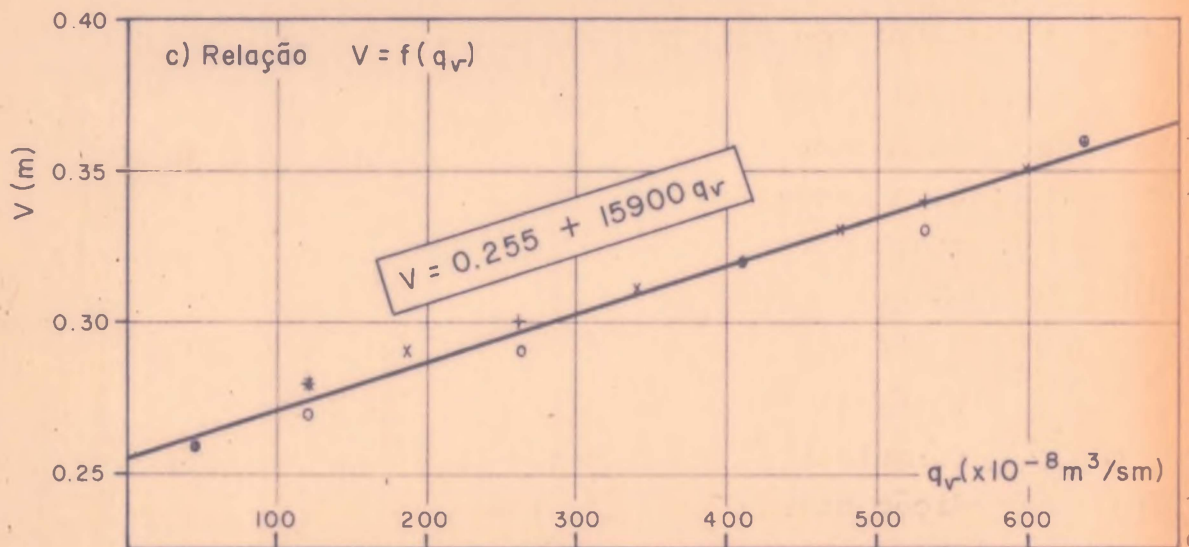
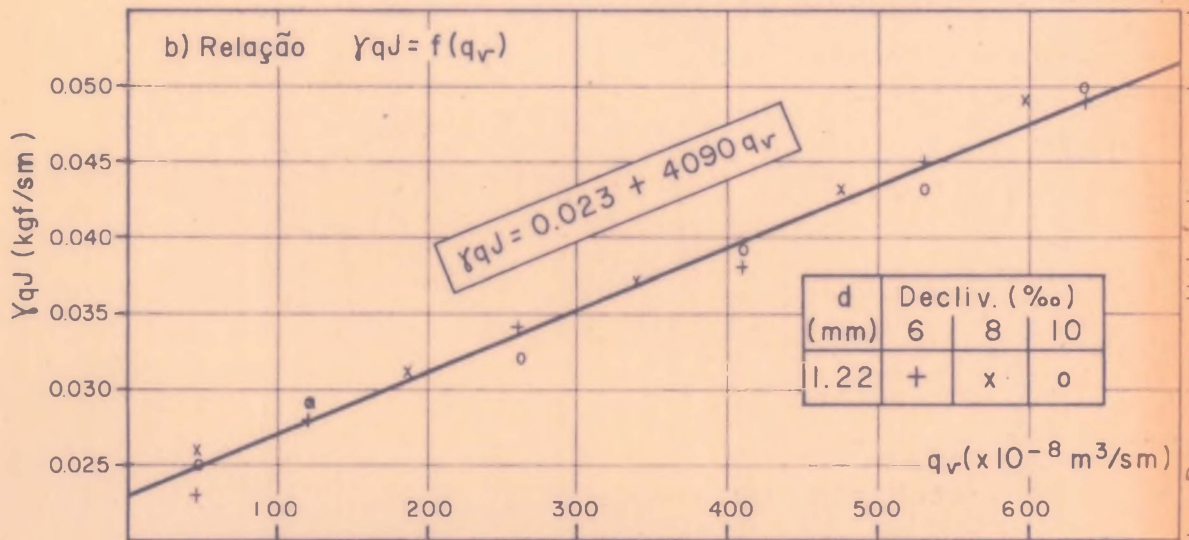
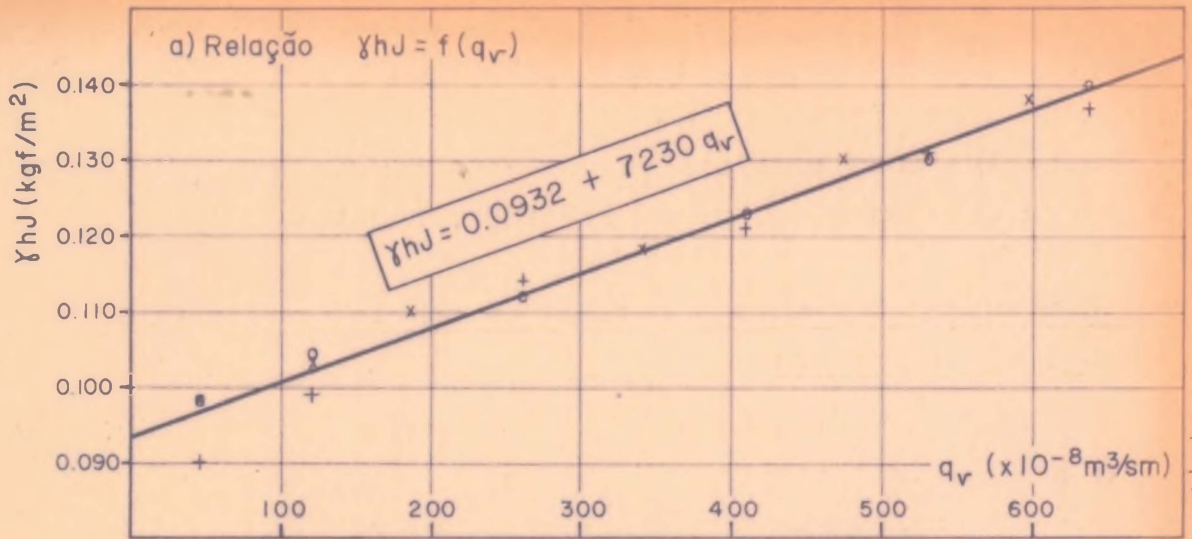


Gráfico 4.2.

Dados experimentais do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul

4.3.1. Informações com a velocidade média do escoamento

Os trabalhos de Hjulström e Menard mostram a velocidade média do escoamento relacionada ao diâmetro do grão isolado, conforme aparece nos gráficos 2.2. e 2.3. Para o diâmetro de 1.22 mm, único pesquisado por nós, cada um destes gráficos oferece um ponto. Por outro lado, durante nossos ensaios não foi observado o comportamento do grão isolado, mas sempre houve a injeção simultânea de muitos grãos. Para contornar esta situação e tornar possível a comparação, pensou-se no ponto do gráfico 4.2.c em que o ajustamento encontra o eixo das velocidades, o que corresponde à descarga sólida nula. São os seguintes os valores assim obtidos:

velocidade de depósito	—————	Hjulström:	9.0 cm/s
	—————	Menard	: 18.5 cm/s

velocidade para o início de depósito — IPH : 25.5 cm/s

velocidade prática para o dimensionamento de caixas de areia ————— Imhoff : 30.0 cm/s

O resultado de Hjulström é o mais baixo dos quatro e entra em choque com a conclusão de Menard, segundo a qual mesmo a areia mais fina se deposita para velocidades médias da corrente acima de 10 cm/s.

Embora o valor indicado por Menard, 18.5 cm/s, seja o dobro daquele de Hjulström, em relação ao nosso ele é ainda sensivelmente inferior, o que parece razoável. De um lado, os nossos 25.5 cm/s levam o significado de que, com pequeno acréscimo, podem sustentar o transporte sólido de grãos isolados com diâmetro igual a 1.22 mm. Por outro lado, os 18.5 cm/s de Menard se mostram insuficientes para garantirem o transporte do grão isolado. Isto era de se esperar pela própria definição de velocidade de depósito, apresentada no capítulo 2., que se refere ao caso em que existe um movimento mínimo de arraste do

grão isolado, após seu primeiro contato com o leito do canal, ou seja, o sedimento injetado no escoamento atinge o fundo e desenvolve um movimento mínimo de arraste antes de parar. Assim, os 18.5 cm/s praticamente se confundem com a velocidade em que começa a haver sedimentação do grão isolado de diâmetro igual a 1.22 mm.

A velocidade de 30 cm/s adotada no dimensionamento das caixas de areia é um valor prático, obtido da experiência dos engenheiros sanitários. Para as nossas condições de experiência, trata-se de uma velocidade que proporciona o livre transporte das descargas sólidas inferiores a " $q_v = 280 \times 10^{-8} \text{ m}^3/\text{sm}$ ", mas acarreta um início de depósito quando a descarga for igual a este valor e, à medida que a descarga sólida for sendo aumentada, a velocidade de 30.0 cm/s vai propiciando formações de depósito cada vez mais intensas.

4.3.2. Informações com a força tratora do escoamento

As fórmulas de transporte sólido de fundo, apresentadas no capítulo 2., se enquadram no critério da força tratora. Só a de Schoklitsch não, sendo a única a não entrar na comparação que segue.

Os dados inseridos naquelas fórmulas são os constantes da tabela 3.3., não importando a natureza do fundo em que as pesquisas foram feitas, se fixo ou móvel, e não importando o tipo de escoamento, se turbulento rugoso, de transição ou liso, isto é, não importando as diferentes condições de trabalho abordadas. Desta forma foram determinadas as forças tratoras sugeridas por Du Boys, Einstein-Brown, Kalinske, Meyer Peter-Müller, Pedroli e Shields.

Na tabela 4.4. e no gráfico 4.3. estão agrupados estes resultados, todos associados, em princípio, ao transporte máximo de sedimento, sem que haja depósito. Nossos resultados, no entanto, dizem respeito à situação de início de depósito, o que aparece como pequena diferença conceitual, capaz de não comprometer a comparação. O que não se deve deixar de lado são as diferenças da ordem de 400% nos resultados de aplicação das fôr-

Ensaio	q_v $10^{-8} \text{ m}^3/\text{sm}$	$\tau = \gamma h J$ kgf/m^2						
		I.P.H.	Du Boys	Einstein — Brown	Kalinske	Meyer P. — Müller	Pedroli	Shields
7	46	0.090	0.185	0.129	0.127	0.103	0.112	0.057
11	121	0.099	0.191	0.146	0.142	0.112	0.115	0.078
19	262	0.114	0.203	0.166	0.167	0.124	0.119	0.107
24	410	0.121	0.213	0.185	0.194	0.135	0.122	0.133
32	532	0.131	0.221	0.199	0.214	0.143	0.127	0.142
43	638	0.137	0.228	0.212	0.233	0.149	0.131	0.152
49	46	0.098	0.185	0.129	0.127	0.103	0.119	0.055
53	121	0.103	0.191	0.146	0.142	0.112	0.120	0.076
57	186	0.110	0.197	0.156	0.153	0.118	0.122	0.092
61	339	0.118	0.208	0.176	0.180	0.130	0.126	0.119
66	475	0.130	0.218	0.191	0.203	0.139	0.129	0.135
70	598	0.138	0.226	0.205	0.225	0.147	0.132	0.146
75	46	0.098	0.185	0.129	0.127	0.103	0.121	0.055
79	121	0.104	0.191	0.146	0.142	0.112	0.123	0.076
84	262	0.112	0.203	0.166	0.167	0.124	0.129	0.110
89	410	0.123	0.213	0.185	0.194	0.135	0.131	0.130
94	532	0.130	0.221	0.199	0.214	0.143	0.135	0.146
99	638	0.140	0.228	0.212	0.233	0.149	0.138	0.150

Tab. 4.4.

mulas para fundo móvel. Aqui está a maior dificuldade, sendo preferível tomar como coincidência a disposição, ou dispersão, dos resultados no gráfico 4.3. Por exemplo, os pontos de Shields e Meyer Peter-Müller se situam próximos dos nossos, enquanto ambos pesquisaram o fundo móvel, além das experiências de Meyer Peter terem sido conduzidas em escoamento turbulento rugoso. Nossos ensaios se deram em fundo fixo e, durante todo tempo, o escoamento era turbulento de transição.

Embora a dúvida ainda permaneça, dois aspectos nos chamam a atenção:

- Existe proximidade entre os nossos resultados, para fundo fixo e com rugosidade igual a 1.22 mm, e os de Pedroli, para fundo fixo e liso. Ao menos aqui, satisfaz-nos a "coincidência" na disposição desses valores, pois, entre as demais, são as duas únicas pesquisas conduzidas em leito fixo, portanto sujeitas a leis que possuem provavelmente mais pontos em comum do que uma lei de fundo móvel comparada a outra de fundo fixo.

- A conceituação do tipo de escoamento turbulento (liso, de transição e rugoso), aceita na ausência de sedimentos, deve ser revista diante do movimento sólido de fundo.

4.4. Generalização

A boa qualidade do critério da potência do escoamento, que é uma condição hidráulica onde só comparecem grandezas independentes, bem como a semelhança existente entre os nossos resultados e os de Rodolfo Pedroli, ambos referentes aos fundos fixos, nos fornecem a base suficiente para prosseguir no estudo da previsão do fenômeno de início de depósito, visto sob o ângulo das grandezas independentes, mas agora no sentido amplo da generalização, de tal sorte que os relacionamentos simples das grandezas isoladas deem lugar às relações entre parâmetros adimensionais.

Encontra-se a seguir nosso estudo de generalização desenvolvido pela teoria da análise dimensional. São as seguintes as grandezas independentes identificadas para descrever o

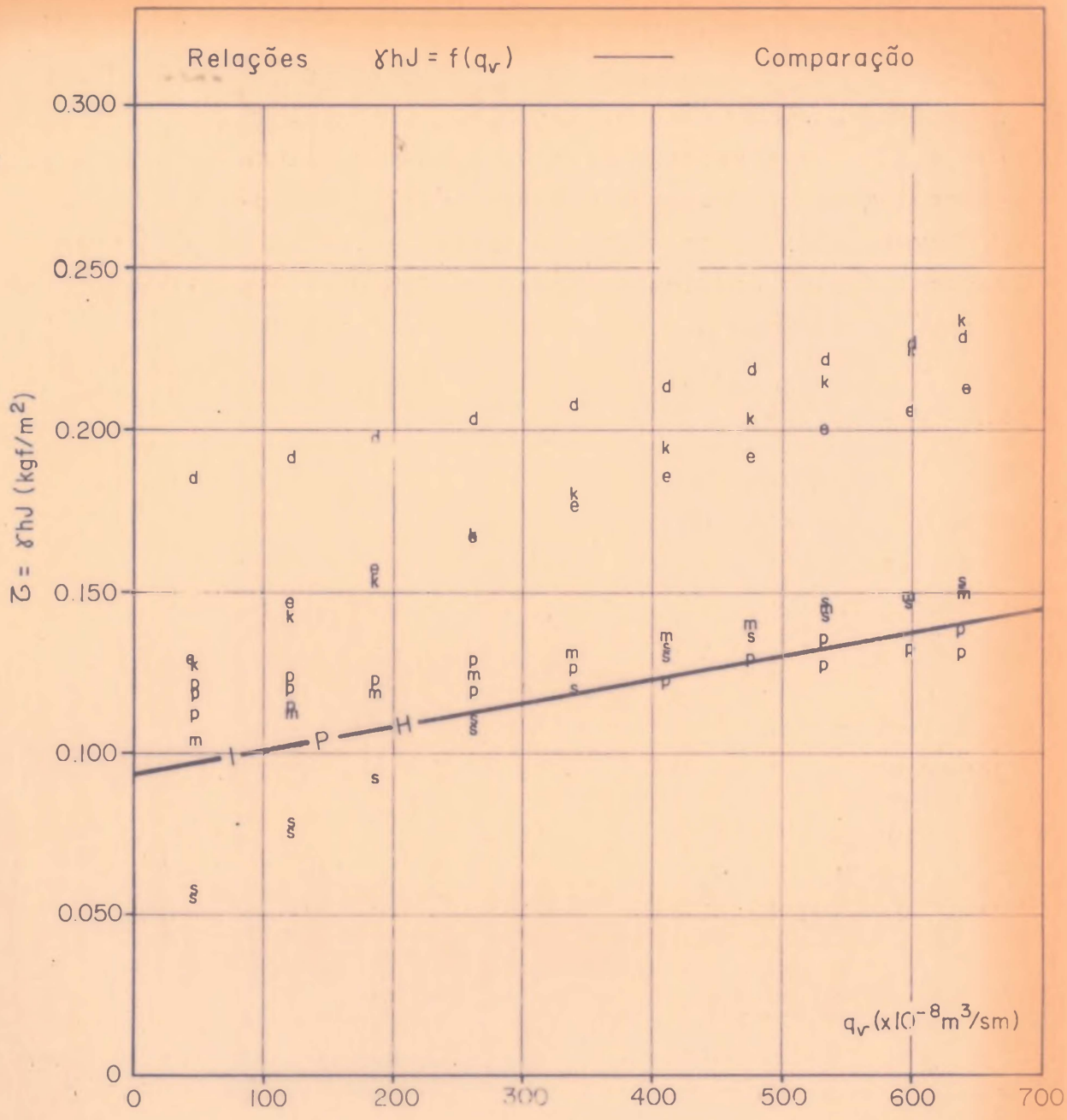


Gráfico 4.3.

Símbolos	Pesquisadores
d	Du Boys
e	Einstein-Brown
IPH	Instituto de Pesquisas Hidráulicas
k	Kalinske
m	Meyer Peter - Müller
p	Pedroli
s	Shields

fenômeno de início de depósito:

Por parte do líquido:

1) q - vazão por unidade de largura
e na unidade de tempo.

$$\dot{q} = L^2 T^{-1}$$

2) γ - peso específico.

$$\dot{\gamma} = M L^{-2} T^{-2}$$

3) ν - viscosidade cinemática.

$$\dot{\nu} = L^2 T^{-1}$$

Por parte do sedimento:

4) q_v - descarga sólida, em volume, por
unidade de largura e na unidade
de tempo.

$$\dot{q}_v = L^2 T^{-1}$$

5) d_s - diâmetro.

$$\dot{d}_s = L$$

6) γ_s - peso específico.

$$\dot{\gamma}_s = M L^{-2} T^{-2}$$

Por parte do canal aberto:

7) J - declividade da linha de energia,
que no movimento uniforme coincide
de com a declividade do fundo.

$$\dot{J} = M^0 L^0 T^0$$

8) d_f - rugosidade do fundo.

$$\dot{d}_f = L$$

Por parte da força motora:

9) g - aceleração da gravidade.

$$\dot{g} = L T^{-2}$$

A possibilidade de pesquisa com $d_s \neq d_f$ introduz uma complicação suplementar que não ajuda, de momento, no conhecimento do fenômeno de início de depósito. Sendo nossa primeira intenção determinar o relacionamento que existe entre formação de depósito e condição hidráulica, a opção de trabalho que nos parece mais favorável é o caso simples em que $d_s = d_f$. Por outro lado, este procedimento traz a vantagem de facilitar uma comparação direta entre as leis que governam o fenômeno em fundo móvel, pois neste segundo caso, tal como em nossas condições experimentais, o revestimento do fundo é constituído pelo mesmo sedimento transportado. Assim, tanto o diâmetro do

sedimento transportado " d_s " quanto a rugosidade do fundo " d_f " podem ser expressos por $d = d_s = d_f$, implicando o aparecimento de uma relação com apenas oito grandezas independentes para descrever o movimento sólido de fundo e, particularmente, para descrever as situações em torno do início de depósito:

$$f_1 (\gamma, q, J, q_v, d, g, v, \gamma_s) = 0$$

Como são oito grandezas, a aplicação do teorema de Buckingham conduz a cinco parâmetros adimensionais. Estes podem assumir uma grande variedade de formas, seja pela combinação das grandezas, seja pela adoção de qualquer expoente real em cada combinação. A esta altura, nosso raciocínio foi orientado pela boa relação que se encontrou no parágrafo 4.2., entre a potência do escoamento " $\gamma q J$ " e a descarga sólida " q_v ". Outro fato que nos ajudou a delimitar o caminho tomado é a influência que o diâmetro do sedimento " d " exerce no movimento sólido de fundo. Conviria então, no final da análise, o estabelecimento de pelo menos três parâmetros: um contendo " $\gamma q J$ ", outro contendo " q_v " e um terceiro contendo " d ". A aplicação do teorema de Buckingham pôde desta forma ser dirigida, resultando nos cinco seguintes parâmetros adimensionais:

$$\pi_1 = \frac{\gamma}{\gamma_s} \qquad \pi_2 = \frac{q}{v} \qquad \pi_3 = J$$

$$\pi_4 = \frac{q_v}{v} \qquad \pi_5 = \frac{dg^{1/3}}{v^{2/3}}$$

A consideração da potência do escoamento sugere a reunião dos três primeiros parâmetros:

$$\pi_1 \times \pi_2 \times \pi_3 = \frac{\gamma q J}{\gamma_s v} \qquad \text{(condição hidráulica)}$$

Ficam mantidos os parâmetros da descarga sólida e do diâmetro:

$$\pi_4 = \frac{q_v}{v} \qquad \text{(quantidade de sedimento)}$$

$$\pi_5 = \frac{dg^{1/3}}{v^{2/3}} \quad (\text{tamanho do sedimento})$$

Aparece, por fim, a lei que expressa claramente, de um lado, a condição hidráulica e, do outro lado, as características de quantidade e tamanho do sedimento, vindo através de parâmetros adimensionais, onde todas as grandezas são independentes:

$$\frac{\gamma q J}{\gamma_s v} = f \left(\frac{q_v}{v}, \frac{dg^{1/3}}{v^{2/3}} \right) \quad (4.1.)$$

A lei acima, embora tenha sido formulada para a situação de movimento sólido de fundo fixo, em que o diâmetro do sedimento transportado seja igual à rugosidade do leito, se identifica com o movimento sólido de fundo móvel, assim como com o movimento sólido de fundo fixo e liso, no qual "d" passa a ter o significado restrito de diâmetro do sedimento transportado.

4.5. Aplicação dos nossos dados à lei $\frac{\gamma q J}{\gamma_s v} = f \left(\frac{q_v}{v}, \frac{dg^{1/3}}{v^{2/3}} \right)$

A lei encontrada no parágrafo anterior, equação (4.1.), tem um alcance mais geral do que o caráter dos nossos dados experimentais. Estes ficaram limitados ao trabalho com um único diâmetro, isto é, durante todos os ensaios era de 1.22mm o diâmetro do sedimento estudado (o sedimento transportado era o mesmo que compunha o fundo). Assim, ao menos por ora, não se pode determinar a influência do diâmetro no fenômeno de início de depósito, mas sempre permanece a possibilidade de testar a relação entre o parâmetro da potência do escoamento e o da descarga sólida:

$$\frac{\gamma q J}{\gamma_s v} = f \left(\frac{q_v}{v} \right) \quad , \text{ que é um aspecto simplificado da}$$

equação (4.1.).

Determinação dos parâmetros A e B da equação $\frac{Y \cdot J}{Y_S \cdot v} = B + A \frac{v}{v}$								
Ensaio	J	$x = \frac{v}{v}$	$\Delta x = x - x_m$	$y = \frac{Y \cdot J}{Y_S \cdot v}$	$\Delta y = y - y_m$	$\Delta x \cdot \Delta y$	Δx^2	Δy^2
	adim.	adim.	adim.	adim.	adim.	adim.	adim.	adim.
7	0.006	0.46	-2.519	8.7	-4.01	10.10	6.345	16.08
11		1.18	-1.798	10.4	-2.31	4.15	3.233	5.34
19		2.56	-0.418	12.6	-0.11	0.05	0.175	0.01
24		4.06	1.082	14.3	1.59	1.72	1.171	2.53
32		5.15	2.172	16.5	3.79	8.23	4.718	14.36
43		6.09	3.111	17.8	5.08	15.80	9.678	25.81
49	0.008	0.42	-2.559	9.0	-3.71	9.49	6.548	13.76
53		1.11	-1.868	10.1	-2.61	4.88	3.489	6.81
57		1.71	-1.268	10.8	-1.91	2.42	1.608	3.65
61		3.12	0.142	12.9	0.19	0.03	0.020	0.04
66		4.42	1.442	15.2	2.49	3.59	2.079	6.20
70		5.57	2.591	17.3	4.58	11.87	6.713	20.98
75	0.010	0.41	-2.569	8.4	-4.31	11.07	6.600	18.58
79		1.07	-1.908	9.8	-2.91	5.55	3.640	8.47
84		2.29	-0.688	10.6	-2.11	1.45	0.473	4.45
89		3.63	0.652	13.1	0.39	0.25	0.425	0.15
94		4.71	1.732	14.5	1.79	3.10	3.000	3.20
99		5.65	2.671	16.8	4.09	10.92	7.134	16.73
		$\Sigma x = 53.61$	$\Sigma \Delta x = 0$	$\Sigma y = 228.8$	$\Sigma \Delta y = 0$	$\Sigma \Delta x \cdot \Delta y = 104.67$	$\Sigma \Delta x^2 = 67.049$	$\Sigma \Delta y^2 = 167.15$
		$x_m = 2.978$		$y_m = 12.71$	$A = 1.56$			$B = 8.06$

Tab. 4.5.

Coeficiente de correlação: $R = 98.9\%$

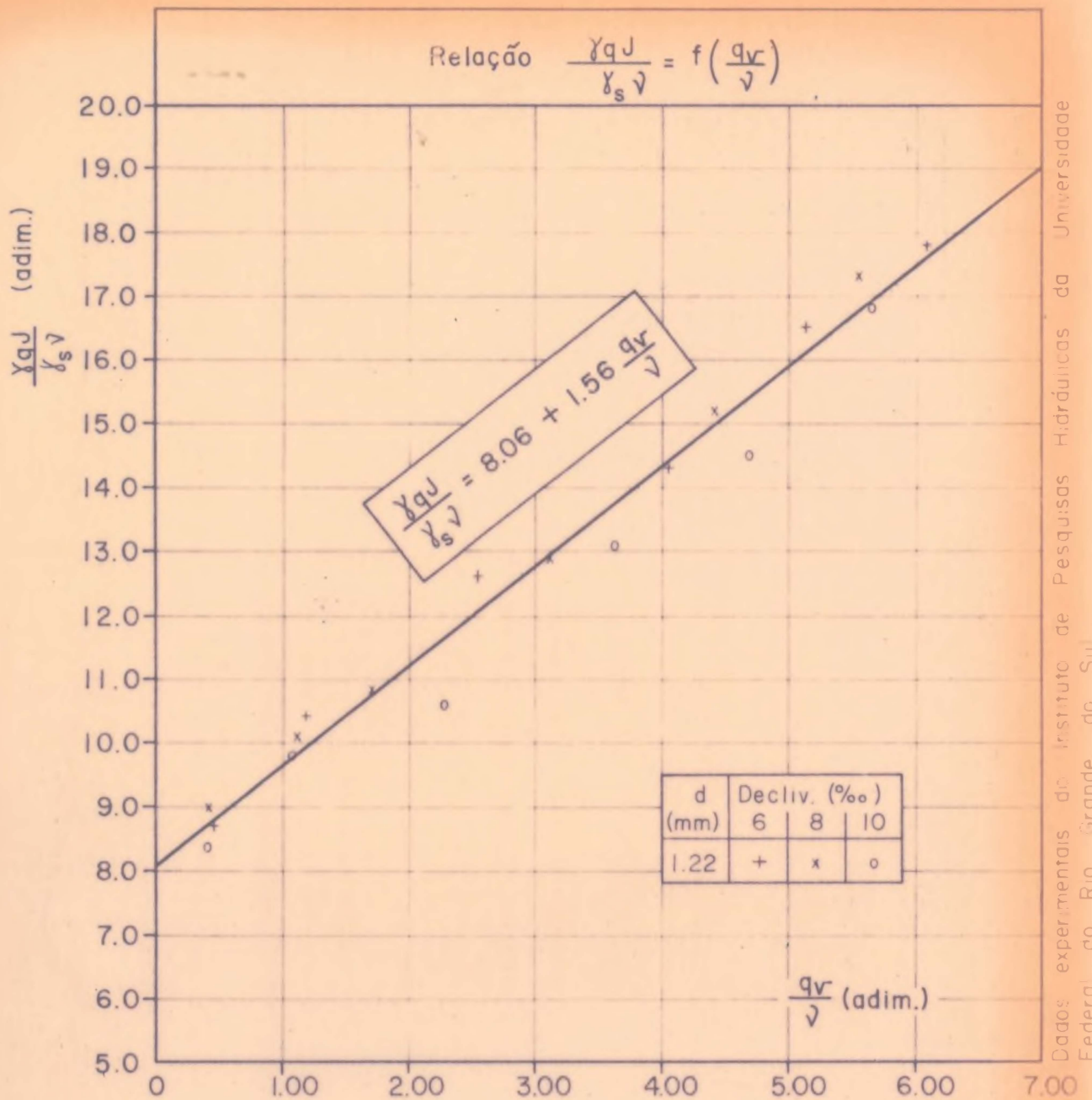


Gráfico 4.4.

Condições de aplicação:

- diâmetro do sedimento transportado: 1.22mm.
- fundo fixo e com rugosidade igual a 1.22mm.
- canal de largura infinita.
- início do depósito de sedimentos.

Na tabela 3.3. estão os valores assumidos pelos parâmetros adimensionais $\frac{\gamma q J}{\gamma_s v}$ e $\frac{q_v}{v}$, na situação de início de depósito. A tabela 4.5. apresenta a determinação do coeficiente de correlação "R", bem como dos coeficientes "A" e "B" do ajustamento retilíneo encontrado. Eles são calculados como no parágrafo 4.2., fazendo $x = \frac{q_v}{v}$ e $y = \frac{\gamma q J}{\gamma_s v}$. É a seguinte a expressão final para nossos dados:

$$\frac{\gamma q J}{\gamma_s v} = 8.06 + 1.56 \frac{q_v}{v} \quad R = 98.9\%$$

Trata-se de uma equação homogênea geral, na qual

- γ - peso específico do líquido. (kgf/m³)
- q - vazão por unidade de largura e na unidade de tempo. (m³/sm)
- J - declividade da linha de energia que no movimento uniforme coincide com a declividade do fundo do canal. (m/m)
- γ_s - peso específico do sedimento. (kgf/m³)
- v - viscosidade cinemática do líquido. (m²/s)
- q_v - descarga sólida, em volume, por unidade de largura e na unidade de tempo. (m³/sm)

O gráfico 4.4. mostra a boa disposição dos pontos em torno da reta ajustada. Também, o coeficiente de correlação é expressivo, $R = 98.9\%$, de tal modo que, agora, aparece com mais vantagem a perspectiva de um sucesso nas pesquisas futuras usando outros materiais sólidos. Tudo leva a crer que a sugestão do caminho experimental proposto, indicado pela equação (4.1.), é correta, acrescentando-se ainda a igualmente boa

relação encontrada no parágrafo seguinte, na aplicação dos dados de Pedroli à mesma lei, à mesma equação (4.1.). Seja com nossos valores ensaiados ou com os de Pedroli, é clara a formação dos parâmetros adimensionais: um destacando a potência do escoamento, outro a descarga sólida e um terceiro representando a influência do diâmetro do sedimento, que pode ser notada ao seguir com o alcance dos dados de Pedroli.

4.6. Aplicação dos dados de Pedroli à lei $\frac{\gamma q J}{\gamma_s v} = f\left(\frac{q_v}{v}, \frac{d g^{1/3}}{v^{2/3}}\right)$

Diferente das nossas condições, os dados experimentais de Rodolfo Pedroli foram obtidos para fundo fixo e liso. Na análise de grandeza por grandeza da equação (4.1), o significado de cada uma permanece o mesmo do que em nosso caso, com exceção de "d", que agora diz respeito, exclusivamente, ao diâmetro do sedimento transportado. De outra parte, a aplicação dos dados de Pedroli à equação (4.1.) permite ampliar os resultados de nossas pesquisas, estando desta vez examinada não só a influência da quantidade, mas, também, a influência do tamanho do sedimento transportado sobre a situação imediatamente vizinha ao início de depósito, ou seja, sobre a situação de transporte máximo de sedimento sem que haja depósito.

Pedroli pesquisou cinco diâmetros diferentes, além de ter trabalhado com uma longa faixa de vazões e declividades. Da mesma forma que ocorreu conosco, a viscosidade cinemática "v" se manteve praticamente constante, sugerindo uma influência no fenômeno bem menor do que a condição hidráulica " $\gamma q J$ ", do que a descarga sólida " q_v " e do que o diâmetro "d". Na tabela 4.6., estão seus resultados experimentais que nos interessam.

Em primeira etapa, vem examinada a relação entre o parâmetro da potência do escoamento e o da descarga sólida:

$\frac{\gamma q J}{\gamma_s v} = f\left(\frac{q_v}{v}\right)$, tal como ocorreu com nossos dados

Ensaio	d m	J adim.	q m ³ /sm	q _s kgf/sm	γ _s kgf/m ³	T °C	v 10 ⁻⁶ m ² /s	$\frac{\gamma q J}{\gamma_s v}$ adim.	$\frac{q_v}{v}$ adim.	$\frac{d q^{1/3}}{v^{2/3}}$ adim.	$\frac{\alpha_v}{d^{1/5} q^{1/15} v^{13/15}}$ adim.
1	0.0026	0.00104	0.0392	0.0047	2700	17	1.09	14.0	1.612	65.06	0.699
2			0.0600	0.0196		14	1.17	19.8	6.204	61.72	2.720
3			0.0600	0.0195		13	1.21	19.1	5.969	60.34	2.629
4			0.0600	0.0189		13	1.21	19.1	5.785	60.34	2.548
5			0.0600	0.0199		13	1.21	19.1	6.091	60.34	2.683
6			0.1025	0.0532		15	1.14	34.6	17.284	62.80	7.552
7			0.1307	0.0644		16.5	1.09	46.2	21.882	64.69	9.504
8			0.1570	0.0712		16	1.11	54.5	23.757	63.91	10.344
9			0.1794	0.0767		17	1.08	64.0	26.303	65.06	11.411
10			0.2080	0.0804		17	1.08	74.2	27.572	65.06	11.962
11		0.005	0.0300	0.096		14	1.17	47.5	30.39	50.15	13.889
12			0.0705	0.289		14	1.17	111.6	91.48	50.15	41.809
13			0.1300	0.630		14	1.17	205.8	199.43	50.15	91.146
14			0.1715	0.848		14	1.17	271.4	268.44	50.15	122.685
15			0.2190	1.143		14	1.17	346.6	361.82	50.15	165.363
16			0.2608	1.408		14	1.17	412.8	445.71	50.15	203.703
17		0.0075	0.0156	0.085		14.5	1.15	37.7	27.38	50.70	12.486
18			0.0305	0.204		14.5	1.15	73.7	65.70	50.70	29.962
19			0.0717	0.580		14.5	1.15	173.2	186.80	50.70	85.187
20			0.1327	1.142		14.5	1.15	320.5	367.79	50.70	167.725
21			0.178	1.575		15	1.14	433.7	511.70	51.02	233.060
22			0.218	1.986		15	1.14	531.2	645.22	51.02	293.873
23			0.255	2.333		14	1.17	605.4	738.52	50.15	337.527
24		0.010	0.0158	0.112		12	1.24	47.2	33.45	48.24	15.407
25			0.0308	0.312		12	1.24	92.0	93.19	48.24	42.923
26			0.0730	0.814		12	1.24	218.0	243.13	48.24	111.984
27			0.1360	1.586		13	1.21	416.3	485.46	49.00	222.902
28			0.1810	2.317		12.5	1.23	545.0	697.68	48.49	321.015
29			0.2205	2.775		12.5	1.23	564.0	835.59	48.49	384.470

Ensaio	d m	J adim.	q m ³ /sm	q _s kgf/sm	γ _s kgf/m ³	T °C	ν 10 ⁻⁶ m ² /s	$\frac{\gamma q J}{\gamma_s \nu}$ adim.	$\frac{q \nu}{v}$ adim.	$\frac{d q^{1/3}}{\nu^{2/3}}$ adim.	$\frac{\alpha_v}{d^{1/5} q^{1/15} \nu^{13/15}}$ adim.		
30	0.0052	0.00104	0.0392	0.0021	2710	16.5	1.09	13.8	0.711	105.13	0.280		
31			0.0392	0.0021		16.5	1.09	13.8	0.711	105.13	0.280		
32			0.0600	0.0080		14.5	1.15	20.0	2.567	101.40	1.019		
33			0.1025	0.0452		14	1.17	33.6	14.256	100.30	5.672		
34			0.1025	0.0457		14.5	1.15	34.2	14.664	101.40	5.822		
35			0.1307	0.0754		14.5	1.15	43.6	24.194	101.40	9.605		
36			0.1307	0.0728		14.5	1.15	43.6	23.360	101.40	9.274		
37			0.1307	0.0705		17	1.03	46.4	24.088	105.73	9.483		
38			0.1553	0.0940		13.5	1.19	50.1	29.148	99.14	11.624		
39			0.1750	0.1098		14	1.17	57.4	34.630	100.30	13.778		
40			0.2060	0.1272		16	1.11	71.2	42.286	103.85	16.708		
41		0.005	0.0302	0.108		13.5	1.19	46.3	33.49	99.14	13.356		
42			0.0703	0.360		14	1.17	111.6	113.54	100.30	45.174		
43			0.1310	0.737		14	1.17	206.6	232.44	100.30	92.481		
44			0.1730	1.016		14	1.17	272.8	320.43	100.30	127.489		
45			0.2205	1.370		13.5	1.19	341.9	424.82	99.14	169.416		
46			0.2640	1.669		13.5	1.19	409.3	517.54	99.14	206.393		
47		0.0075	0.0157	0.071		14.5	1.15	37.8	22.78	101.40	9.044		
48			0.0305	0.247		13	1.21	69.8	75.33	98.00	30.111		
49			0.0305	0.258		14	1.17	72.1	81.37	100.30	32.375		
50			0.0718	0.679		13	1.21	164.2	207.07	98.00	82.770		
51			0.1333	1.289		13	1.21	304.9	393.09	98.00	157.126		
52			0.180	1.706		13	1.21	411.7	520.26	98.00	207.958		
53			0.2195	2.117		13	1.21	502.0	645.60	98.00	258.059		
54			0.258	2.480		14.5	1.15	620.9	795.76	101.40	315.918		
55		0.010	0.0158	0.137		12	1.24	47.0	40.77	96.47	16.348		
56			0.0308	0.389		12	1.24	91.7	115.76	96.47	46.417		
57			0.0733	0.920		12	1.24	218.1	273.78	96.47	109.780		
58			0.1365	1.758		12	1.24	406.2	523.15	96.47	209.772		
59			0.1820	2.486		12.5	1.23	546.0	745.81	96.98	298.739		
60			0.2210	2.950		12.5	1.23	663.0	885.01	96.98	354.496		
61			0.2590	3.581		12.5	1.23	777.0	1074.31	96.98	430.322		

Resultados experimentais de Pedroli (E.P.F.Z.)

Tab. 4.6. (continuação)

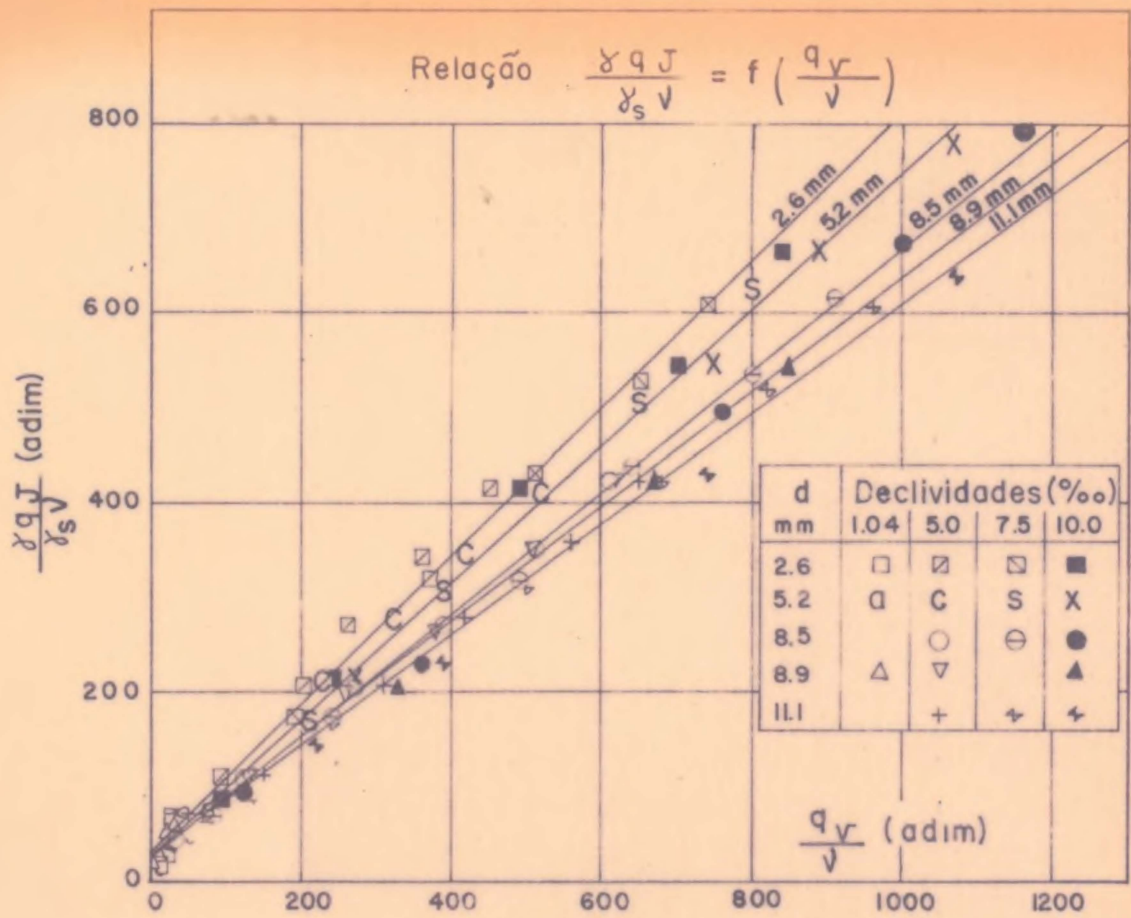
Ensaio	d m	J adim.	q m ³ /sm	q _s kgf/sm	γ _s kgf/m ³	T °C	v 10 ⁻⁶ m ² /s	$\frac{\gamma_0 J}{\gamma_s v}$ adim.	$\frac{q_v}{v}$ adim.	$\frac{d_g^{1/3}}{v^{2/3}}$ adim.	$\frac{q_v}{d^{1/5} q^{1/15} v^{13/15}}$ adim.
62	0.0025	0.005	0.0303	0.096	2700	14	1.17	48.0	30.39	163.95	10.959
63			0.0713	0.368		14	1.17	112.9	116.49	163.95	42.009
64			0.1320	0.356		14	1.17	202.9	270.97	163.95	97.719
65			0.1742	1.222		14	1.17	275.7	386.83	163.95	139.501
66			0.2237	1.605		14	1.17	354.1	508.39	163.95	183.339
67			0.2665	1.930		14	1.17	421.8	610.95	163.95	220.325
68		0.0075	0.0307	0.235		14.5	1.15	74.2	75.68	165.74	27.233
69			0.0720	0.744		14.5	1.15	173.9	239.61	165.74	86.222
70			0.1341	1.514		14.5	1.15	323.9	487.60	165.74	175.460
71			0.1813	1.990		14.5	1.15	437.9	637.68	165.74	229.466
72			0.222	2.469		14.5	1.15	536.2	795.17	165.74	286.137
73			0.2605	2.889		14	1.17	618.5	914.53	163.95	329.804
74		0.010	0.0310	0.389		13.5	1.19	96.5	121.07	162.05	43.763
75			0.0737	1.147		13.5	1.19	229.4	356.99	162.05	129.041
76			0.1604	2.453		13.5	1.19	499.2	763.46	162.05	275.967
77			0.2245	3.350		12.5	1.23	676.0	1008.73	158.52	366.234
78			0.2625	3.864		12.5	1.23	790.4	1163.50	158.52	422.425
79	0.0089	0.00104	0.0600	0.0050	2700	16	1.11	20.8	1.668	177.75	0.592
80			0.0783	0.0093		14	1.17	25.8	2.944	171.66	1.052
81			0.1025	0.0214		16	1.11	35.6	7.140	177.75	2.534
82			0.1307	0.0494		17	1.08	46.6	16.941	180.96	5.990
83			0.1561	0.0742		16	1.11	54.2	24.756	177.75	8.785
84			0.1731	0.0997		16	1.11	60.1	33.267	177.75	11.805
85			0.2060	0.1525		17	1.08	73.5	52.298	180.96	18.491
86		0.005	0.0303	0.101		13	1.21	46.4	30.92	167.74	11.100
87			0.0713	0.418		13	1.21	109.1	127.95	167.74	45.932
88			0.1320	0.948		13	1.21	202.0	259.57	167.74	93.181
89			0.1742	1.234		13	1.21	266.6	377.72	167.74	135.595
90			0.2237	1.630		13.5	1.19	348.1	507.31	169.68	181.697
91			0.2665	1.961		14	1.17	421.8	620.77	171.67	221.816

Resultados experimentais de Pedrolí (E.P.F.Z.)

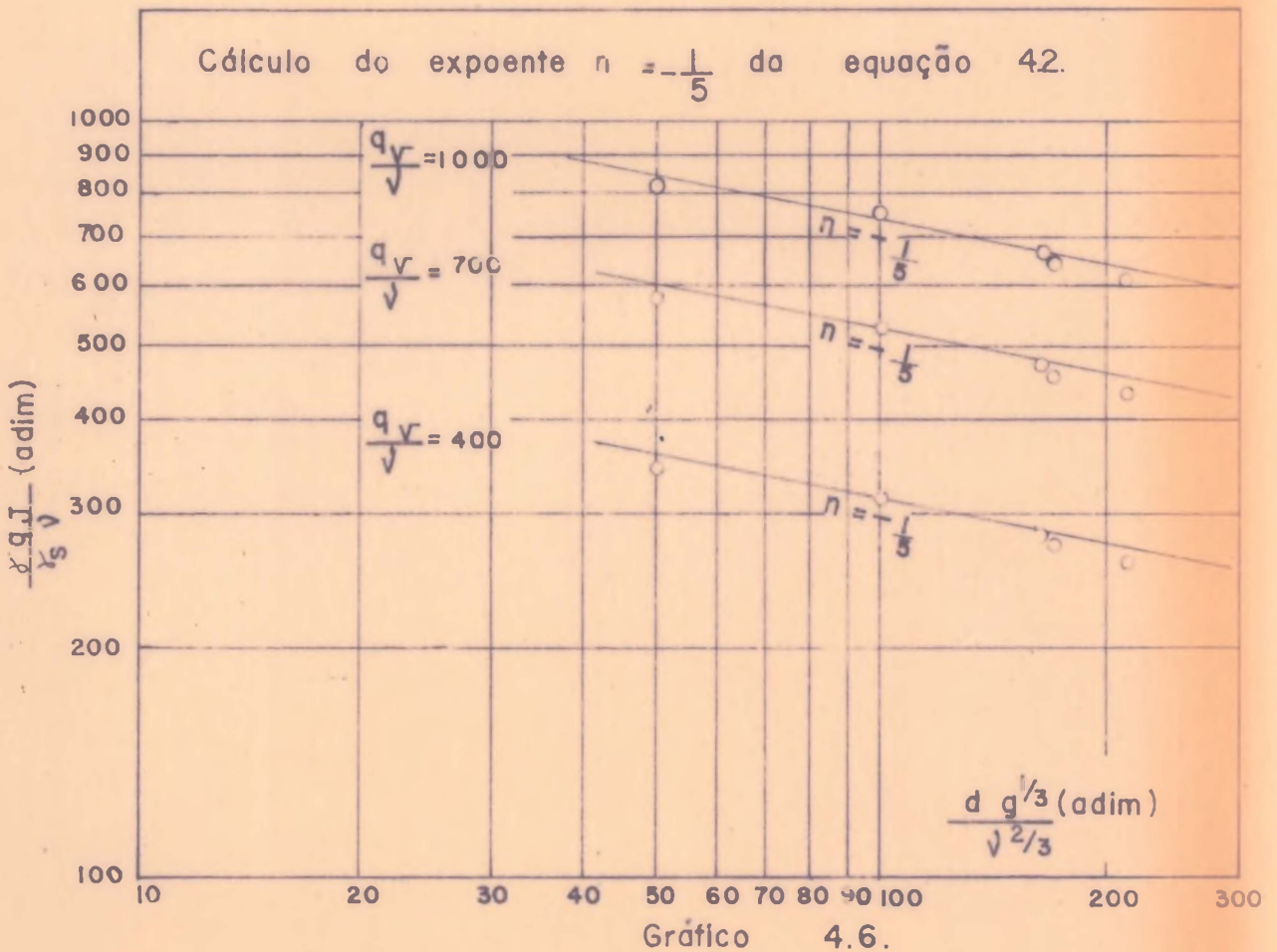
Tab. 4.6. (continuação)

Ensaio	d m	J adim.	q m ³ /sm	q _s kgf/sm	γ _s kgf/m ³	T °C	ν 10 ⁻⁶ m ² /s	$\frac{\gamma_s J}{\gamma_s \nu}$ adim.	$\frac{q_v}{\nu}$ adim.	$\frac{d g^{1/3}}{\nu^{2/3}}$ adim.	$\frac{q_v}{d^{1/5} g^{1/15} \nu^{13/15}}$ adim.						
92	0.0089	0.010	0.0310	0.438	2700	13	1.21	94.9	134.07	167.74	48.129						
93			0.0737	1.180		10	1.31	208.4	333.62	159.19	121.023						
94			0.1373	2.192		13	1.21	420.3	670.95	167.74	240.859						
95			0.1830	2.830		12	1.24	546.6	845.28	165.12	304.397						
96	0.0111	0.005	0.0445	0.166	2700	14	1.17	70.4	52.55	214.10	17.966						
97			0.0715	0.479		14	1.17	113.2	151.63	214.10	51.840						
98			0.1328	0.970		14	1.17	210.2	307.06	214.10	104.978						
99			0.1767	1.322		14	1.17	279.7	418.49	214.10	143.074						
100			0.2250	1.780		14	1.17	356.1	563.47	214.10	192.641						
101			0.2683	2.053		14	1.17	424.7	649.89	214.10	222.186						
102			0.0075	0.0307		0.215	0.215	13	1.21	70.5	65.81	209.20	209.20	22.604			
103						0.0723	0.800		13	1.21	166.0	244.87	209.20	209.20	84.105		
104						0.1347	1.620		13	1.21	309.2	495.87	209.20	209.20	170.316		
105						0.1830	2.211		13	1.21	420.1	676.77	209.20	209.20	232.450		
106						0.2255	2.683		13	1.21	517.7	821.24	209.20	209.20	282.071		
107						0.264	3.147		13	1.21	606.1	963.27	209.20	209.20	330.854		
108	0.010	0.0310	0.392	0.392	13.5	1.19	96.5	122.00	211.62	211.62	41.807						
109			0.0458	0.712		13.5	1.19	142.5	221.60	211.62	211.62	75.938					
110			0.0740	1.242		13.5	1.19	230.3	386.55	211.62	211.62	132.463					
111			0.1383	2.386		13.5	1.19	430.4	742.61	211.62	211.62	254.478					
112			0.2060	3.447		13.5	1.19	641.1	1072.83	211.62	211.62	367.637					

Resultados experimentais de Pedrolí (E.P.F.Z.) Tab. 4.6. (final)



Dados experimentais de Rodolfo Pedrolli



dos, sendo que cada relação se refere a um determinado diâmetro pesquisado. No gráfico 4.5., aparece, para cada diâmetro pesquisado, um ajustamento, traduzindo a boa relação que existe entre a potência do escoamento e a descarga sólida. Embora os cálculos para a determinação dos ajustamentos **retilíneos** não venham apresentados, os resultados desta etapa se encontram abaixo, sendo "R" o coeficiente de correlação.

$$\underline{d = 2.6 \text{ mm}}$$

$$\frac{\gamma q_J}{\gamma_s v} = 28.93 + 0.785 \frac{q_v}{v} \quad R = 99.7\%$$

$$\underline{d = 5.2 \text{ mm}}$$

$$\frac{\gamma q_J}{\gamma_s v} = 24.20 + 0.724 \frac{q_v}{v} \quad R = 99.9\%$$

$$\underline{d = 8.5 \text{ mm}}$$

$$\frac{\gamma q_J}{\gamma_s v} = 22.17 + 0.648 \frac{q_v}{v} \quad R = 99.9\%$$

$$\underline{d = 8.9 \text{ mm}}$$

$$\frac{\gamma q_J}{\gamma_s v} = 30.77 + 0.607 \frac{q_v}{v} \quad R = 99.7\%$$

$$\underline{d = 11.1 \text{ mm}}$$

$$\frac{\gamma q_J}{\gamma_s v} = 26.33 + 0.583 \frac{q_v}{v} \quad R = 99.7\%$$

Na segunda etapa, o interesse se volta para a rela-

$$\text{ção } \frac{\gamma q_J}{\gamma_s v} = f\left(\frac{d g^{1/3}}{v^{2/3}}\right) \quad , \text{ que vem representada em esca-}$$

la log-log no gráfico 4.6., para diversos valores **constant**es de $\frac{q_v}{v}$. A cada valor constante deste parâmetro, os pontos da

relação acima aparecem alinhados segundo uma reta, cuja declividade é praticamente a mesma em todos os ajustamentos. Este fato sugere que o fenômeno em estudo se comporte como uma lei exponencial do tipo $y = m x^n$, na qual $y = \frac{\gamma q J}{\gamma_s v}$ e $\frac{d g^{1/3}}{v^{2/3}}$.

Substituindo "x" e "y" na lei exponencial, que é uma equação paramétrica, tem-se:

$$\frac{\gamma q J}{\gamma_s v} = m \left(\frac{d g^{1/3}}{v^{2/3}} \right)^n \quad (4.2.)$$

onde o expoente "n" toma o valor -1/5 como sendo a declividade mais adequada ao conjunto de ajustamentos, no gráfico 4.6.

Em última etapa, a equação paramétrica (4.2.) permite que a lei apresentada em (4.1.) possa ser particularizada ao movimento sólido de fundo fixo e liso:

$$\frac{\gamma q J}{\gamma_s v} = f \left(\frac{q_v}{v} \cdot \left(\frac{d g^{1/3}}{v^{2/3}} \right)^{-1/5} \right), \text{ resultando em}$$

$$\frac{\gamma q J}{\gamma_s v} = f \left(\frac{q_v}{d^{1/5} g^{1/15} v^{13/15}} \right). \quad (4.3.)$$

O resultado acima, equação (4.3.) traz a vantagem de expressar o parâmetro adimensional da condição hidráulica como função de outro, no qual aparecem reunidos a descarga sólida e o diâmetro do sedimento transportado.

Na tabela 4.6., encontram-se os valores assumidos por estes dois parâmetros adimensionais, na situação de transporte máximo de sedimento sem que haja depósito. À tabela 4.7. cabe a determinação do coeficiente de correlação "R", bem como dos coeficientes "A" e "B" do ajustamento retilíneo proposto. "R", "A" e "B" são calculados da mesma forma que no parágrafo 4.2., só que, no presente caso, deve-se fazer:

$$x = \frac{q_v}{d^{1/5} g^{1/15} v^{13/15}} \quad \text{e} \quad y = \frac{\gamma q J}{\gamma_s v}$$

No gráfico 4.7. vem apresentado o ajustamento retilíneo, de coeficiente de correlação $R = 99.7\%$, determinado por meio de parâmetros adimensionais, onde todas as grandezas são independentes. Abaixo, aparece por fim a equação homogênea geral obtida por nós para os leitos fixos e lisos:

$$\frac{\gamma q J}{\gamma_s v} = 26.62 + 1.75 \frac{q_v}{d^{1/5} g^{1/15} v^{13/15}} \quad R = 99.7\%$$

- γ - peso específico do líquido. (kgf/m³)
- q - vazão por unidade de largura e na unidade de tempo. (m³/sm)
- J - declividade da linha de energia que no movimento uniforme coincide com a declividade do fundo do canal. (m/m)
- γ_s - peso específico do sedimento. (kgf/m³)
- v - viscosidade cinemática do líquido. (m²/s)
- q_v - descarga sólida, em volume, por unidade de largura e na unidade de tempo. (m³/sm)
- d - diâmetro do sedimento. (m)
- g - aceleração da gravidade. (m/s²)

Determinação dos parâmetros A e B da equação $\frac{\gamma \alpha J}{\gamma_s v} = B + A \frac{q_v}{d^{1/5} g^{1/15} v^{13/15}}$									
Ensaio	d m	J adim.	$x = \frac{q_v}{d^{1/5} g^{1/15} v^{13/15}}$ adim.	$\Delta x = x - x_m$ adim.	$v = \frac{\gamma \alpha J}{\gamma_s v}$ adim.	$\Delta y = v - v_m$ adim.	$\Delta x \cdot \Delta y$ adim.	Δx^2 adim.	Δy^2 adim.
1	0.0026	0.00104	0.699	-119.8567	14.0	-223.60	26800	14365.63	49997
2			2.720	-117.8358	19.8	-217.79	25663	13885.28	47432
3			2.629	-117.9268	19.1	-218.50	25767	13906.73	47742
4			2.548	-118.0078	19.1	-218.49	25784	13925.84	47738
5			2.683	-117.8728	19.1	-218.49	25754	13894.00	47738
6			7.552	-113.0038	34.6	-202.99	22939	12769.86	41205
7			9.504	-111.0518	46.2	-191.39	21254	12332.50	36630
8			10.344	-110.2118	54.5	-183.09	20179	12146.64	33522
9			11.411	-109.1448	64.0	-173.59	18946	11912.59	30133
10			11.962	-108.5938	74.2	-163.39	17743	11792.61	26696
11		0.005	13.889	-106.6668	47.5	-190.09	20276	11377.81	36134
12			41.809	- 78.7468	111.6	-125.99	9921	6201.06	15873
13			91.146	- 29.4098	205.8	- 31.79	935	864.94	1011
14			122.685	2.1292	271.4	33.81	72	4.53	1143
15			165.363	44.8072	346.6	109.01	4884	2007.69	11883
16			203.703	83.1472	412.8	175.21	14568	6913.46	30699
17		0.0075	12.486	-108.0698	37.7	-199.89	21602	11679.08	39956
18			29.962	- 90.5938	73.7	-163.89	14847	8207.24	26860
19			85.187	- 35.3688	173.2	- 64.39	2277	1250.95	4146
20			167.725	47.1692	320.5	82.91	3911	2224.93	6874
21			233.060	112.5042	433.7	196.11	22063	12657.20	38459
22			293.873	173.3173	531.2	293.60	50886	30038.89	86201
23			337.527	216.9713	605.4	367.80	79802	47076.55	135277

Tab. 4.7.

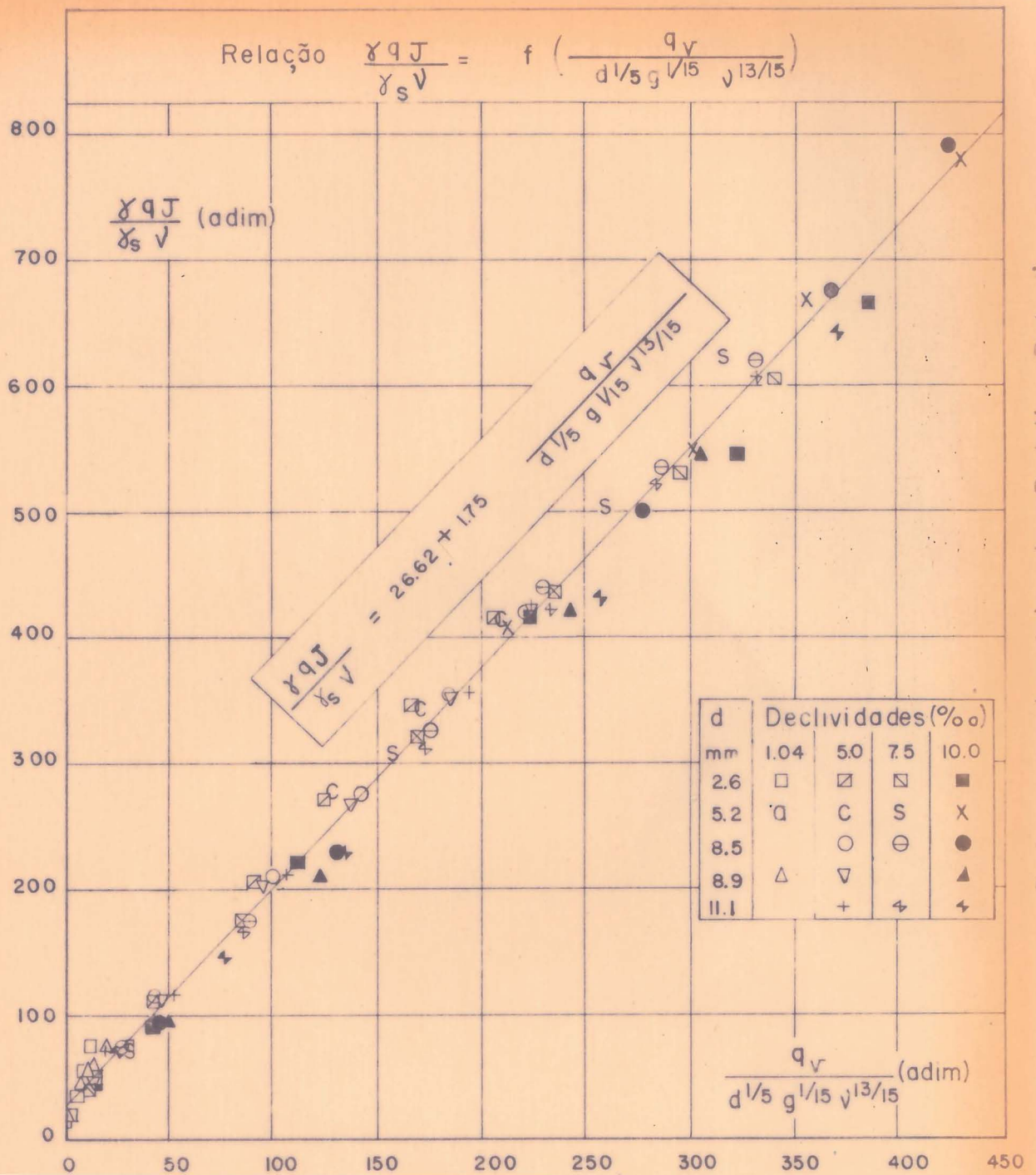
Ensaio	d m	J adim.	$x = \frac{q_v}{d^{1/5} g^{1/15} v^{13/15}}$ adim.	$\Delta x = x - x_m$ adim.	$y = \frac{YqJ}{Y_S v}$ adim.	$\Delta y = y - y_m$ adim.	$\Delta x \cdot \Delta y$ adim.	Δx^2 adim.	Δy^2 adim.
24	0.0026	0.010	15.407	-105.1488	47.2	-190.39	20019	11056.27	36248
25			42.923	- 77.6328	92.0	-145.59	11303	6026.85	21196
26			111.984	- 8.5718	218.0	- 19.59	168	73.48	384
27			222.902	102.3462	416.3	178.71	18290	10474.74	31937
28			321.015	200.4593	545.0	307.40	61621	40183.93	94495
29			384.470	263.9143	664.0	426.40	112533	69650.76	181817
30	0.0052	0.00104	0.280	-120.2757	13.8	-223.80	26918	14466.24	50086
31			0.280	-120.2757	13.8	-223.80	26918	14466.24	50086
32			1.019	-119.5367	20.0	-217.59	26010	14289.02	47345
33			5.672	-114.8838	33.6	-203.99	23435	13198.29	41612
34			5.822	-114.7338	34.2	-203.39	23336	13163.84	41367
35			9.605	-110.9508	43.6	-193.99	21523	12310.08	37632
36			9.274	-111.2818	43.6	-193.99	21588	12383.64	37632
37			9.483	-111.0728	46.4	-191.19	21236	12337.17	36554
38			11.624	-108.9318	50.1	-187.49	20424	11866.14	35153
39			13.778	-106.7778	57.4	-180.19	19240	11401.50	32468
40			16.708	-103.8478	71.2	-166.39	17279	10784.37	27686
41		0.005	13.356	-107.1998	46.8	-190.79	20453	11491.80	36401
42			45.174	- 75.3818	111.6	-125.99	9497	5682.42	15873
43			92.481	- 28.0748	206.6	- 30.99	870	788.19	960
44			127.489	6.9332	272.8	35.21	244	48.07	1240
45			169.416	48.8602	341.9	104.31	5097	2387.32	10881
46			206.393	85.8372	409.3	171.71	14739	7368.02	29484
47	0.0052	0.0075	9.044	-111.5118	37.8	-199.79	22279	12434.88	39916
48			30.111	- 90.4448	69.8	-167.79	15176	8180.26	28153
49			32.375	- 88.1808	72.1	-165.49	14593	7775.85	27387
50			82.770	- 37.7858	164.2	- 73.39	2773	1427.77	5386
51			157.126	36.5702	304.9	67.31	2462	1337.30	4531
52			207.958	87.4022	411.7	174.11	15218	7639.14	30314
53			258.059	137.5033	502.0	264.40	36356	18907.16	69907
54			315.918	195.3623	620.9	383.30	74882	38166.43	146919

Tab. 4.7. (continuação)

Ensaio	\bar{d} m	J adim.	q_v	$\Delta x = x - x_m$ adim.	$y = \frac{y_0 J}{y_s v}$ adim.	$\Delta v = v - v_m$ adim.	$\Delta x \cdot \Delta v$ adim.	Δx^2 adim.	Δv^2 adim.		
			$x = \frac{1/5 \quad 1/15 \quad 13/15}{d}$ adim.								
55	0.0052	0.010	16.348	-104.2078	47.0	-190.59	19861	10859.27	36325		
56			46.417	-74.1388	91.7	-145.89	10816	5496.56	21284		
57			109.780	-10.7758	218.1	-19.49	210	116.12	380		
58			209.772	89.2162	406.2	168.61	15043	7959.53	28429		
59			298.739	178.1833	546.0	308.40	54952	31749.29	95111		
60			354.496	233.9403	663.0	425.40	99518	54728.06	180965		
61	0.0085	0.005	430.322	309.7663	777.0	539.40	167088	95955.16	290952		
62			10.959	-109.5968	48.0	-189.59	20778	12011.46	35944		
63			42.009	-78.5468	112.9	-124.69	9794	6169.60	15548		
64			97.719	-22.8368	208.9	-28.69	655	521.52	823		
65			139.501	18.9452	275.7	38.11	722	358.92	1452		
66			183.339	62.7832	354.1	116.51	7315	3941.73	13575		
67		0.0075	0.0075	220.325	99.7692	421.8	184.21	18378	9953.89	33933	
68				27.233	-93.3228	74.2	-163.39	15248	8709.14	26696	
69				86.222	-34.3338	173.9	-63.69	2187	1178.81	4056	
70				175.460	54.9042	323.9	86.31	4739	3014.47	7449	
71				229.466	108.9102	437.9	200.31	21816	11861.43	40124	
72				286.137	165.5813	536.2	298.60	49443	27417.17	89162	
73	0.010	0.010	329.804	209.2483	618.5	380.90	79703	43784.85	145085		
74			43.763	-76.7928	96.5	-141.09	10835	5897.13	19906		
75			129.041	8.4852	229.4	-8.19	-69	72.00	67		
76			275.967	155.4113	499.2	261.60	40656	24152.67	68435		
77			366.234	245.6783	676.0	438.40	107705	60357.83	192195		
78			422.425	301.8693	790.4	552.80	166873	91125.07	305588		
79			0.0089	0.00104	0.592	-119.9637	20.8	-216.79	26007	14391.29	46998
80					1.052	-119.5037	25.8	-211.79	25310	14281.13	44855
81	2.534	-118.0218			35.6	-201.99	23839	13929.15	40800		
82	5.990	-114.5658			46.6	-190.99	21881	13125.32	36477		
83	8.785	-111.7708			54.2	-183.39	20498	12492.71	33632		
84	11.805	-108.7508			60.1	-177.49	19302	11826.74	31503		
85	18.491	-102.0648			73.5	-164.09	16748	10417.22	26926		

Tab. 4.7. (continuação)

Ensaio	d m	J adim.	$x = \frac{q_v}{d^{1/5} g^{1/15} v^{13/15}}$ adim.	$\Delta x = x - x_m$ adim.	$y = \frac{\gamma q J}{\gamma_s v}$ adim.	$\Delta y = y - y_m$ adim.	$\Delta x \cdot \Delta y$ adim.	Δx^2 adim.	Δy^2 adim.
86	0.0089	0.005	11.100	-109.4558	46.4	-191.19	20927	11980.57	36554
87			45.932	- 74.6238	109.1	-128.49	9588	5568.71	16510
88			93.181	- 27.3748	202.0	- 35.59	974	749.38	1267
89			135.595	15.0392	266.6	29.01	436	226.18	842
90			181.697	61.1412	348.1	110.51	6757	3738.25	12212
91			221.816	101.2602	421.8	184.21	18653	10253.63	33933
92		0.010	48.129	- 72.4268	94.9	-142.69	10335	5245.64	20360
93			121.023	0.4672	208.4	- 29.19	-14	0.22	852
94			240.859	120.3033	420.3	182.71	21981	14472.88	33383
95			304.397	183.8413	546.6	309.00	56807	33797.62	95481
96	0.0111	0.005	17.966	-102.5898	70.4	-167.19	17152	10524.67	27952
97			51.840	- 68.7158	113.2	-124.39	8548	4721.86	15473
98			104.978	- 15.5778	210.2	- 27.39	427	242.67	750
99			143.074	22.5182	279.7	42.11	948	507.07	1773
100			192.641	72.0852	356.1	118.51	8543	5196.28	14045
101			222.186	101.6302	424.7	187.11	19016	10328.70	35010
102		0.0075	22.604	- 97.9518	70.5	-167.09	16367	9594.56	27919
103			84.105	- 36.4508	166.0	- 71.59	2610	1328.66	5125
104			170.316	49.7602	309.2	71.61	3563	2476.08	5128
105			232.450	111.8942	420.1	182.51	20422	12520.31	33310
106			282.071	161.5153	517.7	280.10	45240	26087.19	78456
107			330.854	210.2983	606.1	368.50	77495	44225.37	135792
108		0.010	41.807	- 78.7488	96.5	-141.09	11111	6201.37	19906
109			75.938	- 44.6178	142.5	- 95.09	4243	1990.75	9042
110			132.463	11.9072	230.3	- 7.29	- 87	141.78	53
111			254.478	133.9223	430.4	192.81	25822	17935.18	37176
112			367.637	247.0813	641.1	403.50	99697	61049.17	162812
			$\Sigma x = 13502.247$	$\Sigma \Delta x = 0$	$\Sigma y = 26610.3$	$\Sigma \Delta y = 0$	$\Sigma \Delta x \cdot \Delta y = 2768765$	$\Sigma \Delta x^2 = 1582163.25$	$\Sigma \Delta y^2 = 4870190$
			$x_m = 120.5558$		$y_m = 237.59$	$A = 1.75$		$B = 26.62$	



Dados experimentais de Rodolfo Petróli

Gráfico 4.7.

Condições de aplicação:

- diâmetros do sedimento transportado: 2.6 mm
- fundo fixo e liso. 5.2 mm
- canal de largura infinita. 8.5 mm
- máxima transporte de sedimentos, 8.9 mm
- sem que haja depósito. 11.1 mm

Capítulo 5. Conclusão

Com o presente trabalho, vem apresentada uma contribuição para prever o início das formações de depósito, em canal de fundo fixo, sendo empregadas apenas grandezas independentes, notadamente a potência do escoamento.

Durante nossa fase experimental, o fenômeno em questão foi objeto de "observação direta". Os resultados assim obtidos mostram que existem, para um determinado sedimento, relações bem definidas (todas com coeficientes de correlação da ordem de 99%) entre cada condição hidráulica testada e a descarga sólida. É de se notar que o critério de observação direta difere daquele normalmente pesquisado - a situação de capacidade de transporte - sempre difícil de ser alcançada.

Comparando as três condições hidráulicas, potência " $P = \gamma qJ$ ", força tratora " $\tau = \gamma hJ$ " e velocidade média do escoamento " V ", ficou denotado que as três condições se prestam igualmente bem para as pesquisas de movimento sólido de fundo. Contudo, diante de nossa intenção de "prever" o fenômeno de início de depósito, é a potência do escoamento que nos oferece as melhores perspectivas de emprego, por ser, entre as demais, unicamente composta de grandeza independente, o que proporciona a vantagem de ter o mesmo valor antes e após a injeção do sedimento.

Uma vez constatada a boa qualidade da potência do escoamento, o estudo de generalização pôde ser todo conduzido por intermédio de grandezas independentes. A lei encontrada embora vise nossas condições experimentais de fundo fixo - em que o diâmetro do sedimento transportado é igual à rugosidade do leito - se identifica, também, com o movimento sólido de fundo móvel, assim como com o movimento sólido de fundo fixo e liso, no qual " d " passa a ter o significado restrito de diâmetro do sedimento transportado. Ela é a seguinte:

$$\frac{\gamma qJ}{\gamma_s v} = f\left(\frac{q_v}{v}\right), \frac{dg^{1/3}}{v^{2/3}} \quad (5.)$$

A aplicação a esta lei dos nossos dados experimentais - que foram obtidos para a condição de fundo fixo em que o diâmetro do material transportado possui valor igual à rugosidade do leito - não permite por enquanto alcançar uma fórmula de caráter geral. Apenas o sedimento com diâmetro de 1.22 mm foi trabalhado por nós. Assim, a fórmula correspondente aos nossos dados relaciona o parâmetro adimensional da potência do escoamento com o parâmetro da descarga sólida, mas só se referindo a $d = 1.22$ mm:

$$\frac{\gamma q J}{\gamma_s v} = 8.06 + 1.56 \frac{q_v}{v}$$

Aplicados à mesma lei, os dados ensaiados na Escola Politécnica Federal de Zurique (7) definem uma fórmula geral para o transporte sólido de fundo fixo e liso, notando-se que para esta condição do leito, fixo e liso, já pôde ser determinada a influência do diâmetro:

$$\frac{\gamma q J}{\gamma_s v} = 26.62 + 1.75 \frac{q_v}{d^{1/5} g^{1/15} v^{13/15}}$$

Sobre o movimento sólido de fundo, particularmente sobre a previsão do fenômeno de início de depósito, ainda existem muitos pontos de interesse para a Engenharia Hidráulica. As três sugestões que seguem nos parecem os próximos passos mais indicados visando o conhecimento do problema:

- a) Continuação de pesquisas sob as condições experimentais adotadas por nós - em que o material transportado é o mesmo que compõe o fundo fixo - sendo testados outros valores do diâmetro.
- b) Determinação de uma fórmula geral para os leitos móveis, tendo a lei expressa na equação (5.) como ponto de partida.
- c) Comparação entre as fórmulas a serem determinadas, por meio dos itens (a) e (b) acima, a fim de evidenciar as leis que regem o fenômeno em fundo fixo e em fundo móvel.

Bibliografia

- 1 - Graf, Walter Hans:
"Hydraulics of Sediment Transport"
McGraw - Hill Book Co. Inc., New York, 1971.
- 2 - Hjulström, Filip:
"Studies of the Morphological Activity of Rivers as
Illustrated by the River Fyris"
Univ. Upsala Geol. Inst. Bull., vol. 25, pp. 221-525, 1935.
- 3 - Leliavsky, Serge:
"Précis d'Hydraulique Fluviale"
Dunod, Paris, 1961.
- 4 - Linsley and Franzini:
"Water - Resources Engineering"
McGraw - Hill Book Co. Inc., New York, 1964.
- 5 - Menard, Henry W.:
"Sediment Movement in Relation to Current Velocity"
Journal of Sedimentary Petrology, vol. 20, no. 3, pp. 148-
160, September 1950.
- 6 - Meyer-Peter, E. and Müller, R.:
"Formulas for Bed-Load Transport"
International Association for Hydraulic Structures
Research, Appendix 2., Stockholm, 1948.
- 7 - Pedroli, Rodolfo:
"Trasporto di Materiale in Canali a Fondo Fisso e Liscio"
Tesi per il Titolo di Dottore in Scienze Tecniche, Scuola
Politecnica Federale in Zurigo, 1963.
- 8 - Raudkivi, A. J.:
"Loose Boundary Hydraulics"
Pergamon Press Ltda., Oxford, 1967.
- 9 - Rouse, Hunter:
"Engineering Hydraulics"
John Wiley and Sons, Inc., New York, 1967.

10- Ven Te Chow:

"Open Channel Hydraulics"

McGraw - Hill Book Co. Inc., New York, 1959.

11- Yalin, M. Selim:

"Mechanics of Sediment Transport"

Pergamon Press Ltda., Oxford, 1972.

Símbolos das grandezas

A_{mo}	- área molhada.	(m ²)
B	- largura do canal.	(m)
d, d_s	- diâmetro do sedimento	(m)
$d_{90}, d_{50}, d_{40}, d_{35}, d_{10}$	- diâmetro do sedimento de uma mistura, em relação ao qual, respectivamente, 90%, 50%, 40%, 35% e 10% são materiais mais finos.	(m)
$d_m = \frac{\Sigma(d \cdot \Delta p)}{100}$	- diâmetro médio de uma mistura de sedimentos, sendo que " Δp " é tirado da curva granulométrica e representa o peso a ser dado à participação do diâmetro " d " na mistura.	(m)
d_f	- rugosidade do fundo.	(m)
g	- aceleração da gravidade.	(m/s ²)
G_s	- parcela da vazão líquida total que dissipa energia junto ao fundo.	(m ³ /s)
h	- altura da lâmina d'água.	(m)
h_G	- altura da lâmina d'água relativa à situação de capacidade de transporte - nos casos em que existe influência de parede.	(m)
h_s	- profundidade desconhecida do solo em que ocorre o movimento sólido de fundo - segundo Du Boys.	(m)
J	- declividade da linha de energia que no movimento uniforme coincide com a declividade do fundo do canal ou, em outras palavras, perda de carga total por unidade de comprimento.	(m/m)
J_r	- perda de carga, por unidade de comprimento, devida à rugosidade própria do material de fundo.	(m/m)

K, k_r, k_s - coeficientes de rugosidade de Strickler.	$(m^{1/3}/s)$
$P = \gamma qJ$ - potência do escoamento, por unidade de largura e na unidade de tempo.	(kgf/sm)
Q - vazão líquida total.	(m^3/s)
q - vazão líquida, por unidade de largura e na unidade de tempo.	(m^3/sm)
q_* - vazão líquida, por 0.70 m de largura e na unidade de tempo.	$(m^3/s \ 0.7m)$
q_{cr} - vazão líquida crítica, por unidade de largura.	$(m^3/s \ m)$
Q_s - descarga sólida total, em peso seco.	(kgf/s)
q_s - descarga sólida, em peso seco, por unidade de largura e na unidade de tempo.	(kgf/sm)
q_v - descarga sólida, em volume, por unidade de largura e na unidade de tempo.	(m^3/sm)
$Re_* = \frac{u_* d}{\nu}$ - número de Reynolds da partícula sólida.	$(adim.)$
R_s - raio hidráulico relativo à situação de capacidade de transporte - nos casos em que existe influência de parede.	(m)
S - superfície do leito sobre a qual se encontram os grãos após o tempo " Δt ".	(m^2)
T - temperatura do líquido.	$(^{\circ}C)$
u_* - velocidade de cisalhamento.	(m/s)
V - velocidade média do escoamento.	(m/s)
v_{Gm} - velocidade média do escoamento relativa à situação de capacidade de transporte - nos casos em que existe influência de parede.	(m/s)
β - densidade do sedimento.	$(adim.)$

γ - peso específico do líquido.	(kgf/m ³)
γ_s - peso específico do sedimento.	(kgf/m ³)
Δt - tempo gasto na injeção dos grãos.	(s)
η - taxa de depósito.	(adim.)
ν - viscosidade cinemática do líquido.	(m ² /s)
ρ - massa específica do líquido.	(UTM/m ³)
ρ_s - massa específica do sedimento.	(UTM/m ³)
$\tau = \gamma h J$ - força tratora do escoamento.	(kgf/m ²)
τ_c - força tratora crítica.	(kgf/m ²)
ψ - coeficiente que depende das características do sedimento - segundo Du Boys.	(m ³ /s kgf)