



SERVIÇO PÚBLICO FEDERAL
UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
INSTITUTO DE PÉSQUISAS HIDRÁULICAS

EFEITO DA RUGOSIDADE DE FUNDO SOBRE A FORMAÇÃO
DOS DEPÓSITOS EM CANAL DE FUNDO FIXO RUGOSO.

Trabalho apresentado como parte dos
requisitos para obtenção do título de:

M E S T R E E M E N G E N H A R I A C I V I L
Área de concentração: RECURSOS HÍDRICOS E SANEAMENTO

Autor: Péricles Alves Medeiros
Orientador: Marc Pierre Bordas.

EXAMINADORES:

Prof. Nicolau Obladen - Presidente da banca.
Prof. Marc Pierre Bordas
Prof. Franz R. Semmelmann.
Prof. Mário Simões Lopes.

Data do exame: 11 de abril de 1986.

AGRADECIMENTOS

Ao professor Bordas pela oportunidade oferecida de realizar este trabalho e pela atenção especial durante toda a orientação.

Ao IPH que forneceu as instalações de laboratório e todo o apoio necessário.

Àquelas pessoas que no momento exato deram aquela ajuda, absolutamente fundamental, sem a qual este trabalho poderia ter sido interrompido ou abandonado. Essas pessoas são muitas e, com receio de cometer injustiça, apenas deixo registrado que sem elas o trabalho não seria concluído.

Í N D I C E

SINOPSE

ABSTRACT

LISTA DE SÍMBOLOS

LISTA DE TABELAS

LISTA DE FIGURAS

1 - INTRODUÇÃO.....	001
1.1 - Curso d'água naturais e os sedimentos.....	001
1.2 - O papel do depósito no comportamento natural do curso d'água.....	002
1.3 - A previsão da formação de depósito.....	004
1.4 - Objetivo geral deste trabalho.....	005
2 - A PREVISÃO DA FORMAÇÃO DOS DEPÓSITOS.....	007
2.1 - O mecanismo fundamental do transporte e da de- posição.....	007
2.2 - Parâmetros para estudo do transporte de sedi- mentos.....	013
2.3 - Estudos sobre depósitos de grãos isolados.....	016
2.4 - Estudos indiretos da formação de depósitos de uma massa de grãos.....	017
2.5 - Estudos da observação direta da formação dos depósitos.....	031
2.5.1 - A fundo fixo.....	031
2.5.2 - A fundo móvel.....	038
2.6 - Objetivos específicos do presente estudo.....	038
3 - EXPERIÊNCIAS.....	041
3.1 - Programa de experiências.....	041

3.2 - Instalações.....	044
3.3 - Procedimentos experimentais.....	046
3.3.1 - Preparo do canal para os ensaios.....	046
3.3.2 - Roteiro para os ensaios.....	056
3.4 - A identificação do "início de depósito".....	058
3.4.1 - Introdução.....	058
3.4.2 - Generalidades.....	059
3.4.3 - Critério visual.....	059
3.4.3.1 - Ensaio com $d_i=0,77\text{mm}$	060
3.4.3.2 - Ensaio com $d_i=1,98\text{mm}$	063
3.4.3.3 - Comentários.....	066
3.4.4 - Critério analítico.....	068
3.4.4.1 - Generalidades.....	068
3.4.4.2 - A taxa de depósito (η).....	068
3.5 - Resultados obtidos.....	080
3.5.1 - Areia 0,77 mm.....	080
3.5.2 - Areia 1,98 mm.....	085
3.5.3 - Algumas considerações sobre o escoamento.....	092
4 - ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS.....	098
4.1 - Critérios hidráulicos para a formação de depósitos.....	098
4.2 - Formação de depósito de um determinado sedimento sobre fundos de rugosidades diferentes.....	101
4.2.1 - Fundo mais rugoso.....	101
4.2.2 - Fundo menos rugoso.....	103
4.3 - Formação de depósitos de diferentes sedimentos sobre um mesmo fundo.....	104
4.3.1 - Comparação deste trabalho com o de Costa (1974).....	105
4.3.2 - Comparação dos trabalhos do IPH (inclusive este) com trabalhos de fundo liso.....	109
4.4 - Interpretação dos fenômenos.....	116
4.4.1 - Situações com $d_i > d_f$	118

4.4.1.1 - Caso di um pouco maior que df.....	118
4.4.1.2 - Caso di muito maior que df.....	120
4.4.2 - Situações em di \leq df.....	120
4.4.3 - Resumo das questões abordadas.....	121
5 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	122
5.1 - Conclusões	122
5.1.1 - Potência do escoamento (χ_{ql}).....	122
5.1.2 - Influência da rugosidade de fundo.....	123
5.1.3 - Generalização.....	127
5.2 - Sugestões e recomendações.....	134
REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA.....	136

S I N O P S E

EFEITO DA RUGOSIDADE DE FUNDO SOBRE A FORMAÇÃO DOS DEPÓSITOS EM CANAL DE FUNDO FIXO RUGOSO.

Autor: Péricles Alves Medeiros

Orientador: Marc Pierre Bordas

A maioria das pesquisas sobre transporte de sedimentos trata da definição da capacidade de transporte de um escoamento e considera os depósitos como corolários dessa noção: eles se formam quando o valor da descarga sólida ultrapassa aquela capacidade.

Neste trabalho, ao contrário, a capacidade de transporte é definida à partir da formação do depósito e do conhecimento das condições hidráulicas a esta associadas. Essas condições hidráulicas são expressas pela potência do escoamento (γq_l) pois a mesma além de ser uma grandeza independente e controlável não se altera antes nem durante a injeção de sedimento na corrente líquida.

Os escassos trabalhos sob o mesmo enfoque abordaram :

- a) Experiências com fundo fixo liso.
- b) Experiências com fundo fixo rugoso onde o sedimento injetado (d_i) no escoamento sempre teve o mesmo tamanho da rugosidade do fundo (d_f).

Esta pesquisa trata especificamente de fundo fixo rugoso onde o tamanho do sedimento injetado é diferente da rugosidade do fundo. Dessa forma foi possível, com o auxílio dos resultados de outros pesquisadores, começar um estudo mais profundo sobre a influência da rugosidade de fundo na formação dos depósitos. As principais conclusões são:

- 1) A potência do escoamento necessária para manter em movimento uma determinada descarga sólida não cresce necessariamente com a rugosidade de fundo como seria de esperar: ela passa por um valor mínimo quando o diâmetro do sedimento transportado é igual à rugosidade do fundo e parece existir um valor de $d_f/d_i < 1$ para o qual a potência do escoamento passa por um valor máximo.
- 2) Era esperado que o tamanho do sedimento transportado (d_i) e a rugosidade relativa (d_f/d_i) tivessem influência sobre o valor da potência do escoamento necessária para manter em movimento uma determinada descarga sólida. Essa pesquisa mostrou que o número de grãos em movimento também deve ser levado em consideração.
- 3) Pelo fato do número de grãos em movimento influir no atrito entre os mesmos, decorre a existência de três faixas de intensidade de descargas sólidas que diferem entre si pela taxa de consumo de energia. As fronteiras dessas faixas variam de acordo com o diâmetro do sedimento.

A B S T R A C T

EFFECT OF BED ROUGHNESS ON DEPOSIT FORMATION IN ROUGH FIXED BED CHANNEL.

Author: Péricles Alves Medeiros

Advisor: Marc Pierre Bordas

Most of the research on sediment transport deals with the definition of transport capacity of a stream and assumes that the deposits are corollaries of this concept: they are formed when the value of the sediment discharge exceeds that capacity.

In this study, on the contrary, the transport capacity is defined from deposit formation and the knowledge of associated hydraulic conditions. These hydraulic conditions are expressed by the stream power (γqI) since besides being an independent, controllable magnitude, it does not change before or during sediment injection into the stream.

The few papers focusing that point of view concern:

- a) Experiments with smooth fixed bed.

- b) Experiments with rough fixed bed, in which the sediment injected (d_i) into the stream was always the same size as the bottom roughness (d_f).

The present investigation specifically deals with the rough fixed bed, in which the size of the injected sediment (d_i) is different from that of bottom roughness (d_f). Thus, with the help of results achieved by other researches, it became possible to initiate a more comprehensive study on the influence of bottom roughness on deposit formation. The main conclusions are:

- 1) The stream power required to keep a certain bed load moving does not necessarily increase with bottom roughness as might be expected; there is a minimum value when the diameter of transported sediment is equal to bottom roughness. Apparently there is a value of d_f/d_i (roughness/sediment diameter) < 1 for which stream power achieves a maximum.
- 2) It was expected that the size of the transported sediment (d_i) and relative roughness (d_f/d_i) would influence the value of stream power required to keep a given bed load moving. This investigation is showing that the number of grains in movement must also be taken into account.
- 3) Since the number of grains in movement affects friction between them three bed load ranges with differing energy consumption rates were identified. The limits of these zones vary according to sediment diameter.

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado	Dimensão
A	força de arraste sobre a partícula	LMT^{-2}
b	largura do canal	L
b'	largura da faixa ocupada por sedimentos	L
b ₁	uma constante	adimensional
eb	razão entre taxa de trabalho do arraste e energia potencial disponível (Bagnold)	adimensional
C	força de coesão sobre a partícula	LMT^{-2}
d	diâmetro do sedimento	L
dm	diâmetro médio do sedimento	L
d _i	diâmetro do sedimento injetado no escoamento	L
d ₃₅ , d ₅₀ , etc	diâmetro do sedimento em relação ao qual, 35%, 50%, etc, do material é mais fino.	L
df	d ₅₀ do material que constitui o fundo fixo	L
F	número de Froude do escoamento	adimensional
f	indicativo de "função de"...	—
g	aceleração da gravidade	LT^{-2}
gs	descarga sólida em peso por unidade de largura	MT^{-3}
Gs	descarga sólida total em peso = g's	LMT^{-3}
gv	descarga sólida em volume por unidade de largura	L^2T^{-1}
F ₁	parâmetro de Einstein	adimensional
h	altura d'água sobre o leito	L
H	raio hidráulico	L

Símbolo	Significado	Dimensão
I	declividade do fundo	adimensional
M	força de infiltração	LMT^{-2}
K	coeficiente de rugosidade de Strickler	$L^{1/3} T^{-1}$
Km	coeficiente de meandramento	adimensional
Ks	coeficiente de rugosidade que expressa a energia dissipada pelo atrito sobre os grãos que revestem o fundo (resistência de superfície).	$L^{1/3} T^{-1}$
K_l	uma constante	adimensional
n'	número de grãos em movimento por segundo e por unidade de largura	$L^{-1} T^{-1}$
$n'c$	idem, porém em situação crítica	$L^{-1} T^{-1}$
n	número de grãos injetados no escoamento no intervalo de tempo Δt	adimensional
R	coeficiente de correlação	adimensional
p	potência do escoamento por metro (unitária)	MT^{-3}
p'	potência do escoamento na faixa ocupada por sedimentos	MT^{-3}
p_l	coeficiente médio de compactação de Kalinske	adimensional
qc	vazão crítica por unidade de largura	$L^2 T^{-1}$
$q'c$	vazão crítica na faixa ocupada por sedimentos	$L^2 T^{-1}$
q	vazão por unidade de largura	$L^2 T^{-1}$
q'	vazão na faixa ocupada por sedimentos	$L^2 T^{-1}$
Q	vazão total na secção	$L^3 T^{-1}$
R	número de Reynolds	adimensional
R^*	número de Reynolds da partícula	adimensional
s	área coberta por um grão	L^2
s_l	área aparente do leito do canal realmente coberta por grãos no intervalo Δt	L^2
S	força de sustentação da partícula (lift force)	LMT^{-2}

Símbolo	Significado	Dimensão
t	tempo	T
u_*	velocidade de cisalhamento	LT^{-1}
v	velocidade de avanço do "tapete" de sedimentos	LT^{-1}
$tg \psi_0$	razão entre taxa de trabalho do arraste e a descarga sólida de arraste (Bagnold)	adimensional
V	velocidade média do escoamento	LT^{-1}
Vb	velocidade do escoamento junto ao fundo	LT^{-1}
Vbc	velocidade crítica do escoamento junto ao fundo	LT^{-1}
Vsm	velocidade superficial média do escoamento	LT^{-1}
W	parâmetro de Einstein	LT^{-1}
w	velocidade terminal dos grãos (Bagnold)	LT^{-1}
α	ângulo	adimensional
α_1	uma constante	adimensional
β	densidade do sedimento	adimensional
ρ	massa específica do líquido	ML^{-3}
ρ_s	massa específica do sedimento seco	ML^{-3}
γ	peso específico do líquido	$L^{-2} MT^{-2}$
γ_s	peso específico do sedimento seco	$L^{-2} MT^{-2}$
γ'_s	peso específico do sedimento submerso	$L^{-2} MT^{-2}$
η	taxa de depósito	adimensional
λ	comprimento do "tapete" de sedimentos	L
μ	viscosidade dinâmica do fluido	$L^{-1} MT^{-1}$
ν	viscosidade cinemática do fluido	$L^2 T^{-1}$
$\bar{\tau}$	tensão de cisalhamento	$L^{-1} MT^{-2}$
$\bar{\tau}_0$	tensão de cisalhamento junto ao leito	$L^{-1} MT^{-2}$
$\bar{\tau}_c$	tensão de cisalhamento crítica	$L^{-1} MT^{-2}$

Símbolo	Significado	Dimensão
Φ	parâmetro de transporte de Einstein	adimensional
ψ	coeficiente da expressão de Du Boys	$L^4 M^{-2} T^3$
$1/\psi$	$= \frac{\bar{z}_0}{\gamma(\beta-1).d} =$ fator de transporte	adimensional

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Programa de experiências ($d_i = 0,77$ mm).....	042
Tabela 3.2 - Programa de experiências ($d_i = 1,98$ mm).....	043
Tabela 3.3 - Cálculo dos dimensionais para a areia 0,77 mm.....	093
Tabela 3.4 - Cálculo dos dimensionais para areia 1,98 mm.....	094
Tabela 3.5 - Equações de transporte encontradas.....	095
Tabela 4.1 - Resumo geral das equações.....	099

LISTA DE FIGURAS

FIGURA	PÁGINA
2.1 - Movimentos do grão na massa líquida.....	008
2.2 - Grão imerso no escoamento.....	009
2.3 - Impacto de uma partícula sobre um fundo fixo.....	010
2.4 - Forças ativas e passivas agindo sobre uma partícula sendo erodida.....	011
2.5 - Velocidades de depósito e de competência segundo Hjulström e Menard.....	018
2.6 - Valores de τ_c e φ . Du Boys - Straub.....	021
2.7 - Diagrama de Shields (1936).....	022
2.8 - Função de arraste de Kalinske (1947).....	024
2.9 - Ajustamento gráfico da fórmula de Meyer Peter e Muller (1948).....	026
2.10 - Função de arraste de Einstein.....	027
2.11 - Função de arraste de Einstein-Brown.....	029
2.12 - Transporte por arraste em canal a fundo fixo e liso segundo Pedroli (1963).....	033
2.13 - Equação de Costa (1974).....	035
2.14 - Equação de Almeida (1980).....	037
2.15 - Equação de Garcia (1983).....	039
3.1 - Grande canal (Pavilhão Fluvial do IPH).....	045
3.2 - Vista geral das instalações.....	047
3.3 - Vista da entrada de montante.....	047
3.4 - Sistema de alimentação de sedimento (reservatório elevado, correia transportadora e distribuidora).....	048
3.5 - Detalhe da última bandeja do distribuidor e zona de observação.....	048
3.6 - Detalhe das listas pintadas na zona de observação....	049

3.7 - Carro passarela com ponta linimétrica.....	049
3.8 - Amostra do fundo antes e depois da cimentação e os dois sedimentos injetados.....	050
3.9 - Curva granulométrica da areia $d_{50}=0,77\text{mm}$	051
3.10 - Curva granulométrica da areia $d_{50}=1,22\text{mm}$	052
3.11 - Curva granulométrica da areia $d_{50}=1,98\text{mm}$	053
3.12 - Zona de observação dos ensaios.....	055
3.13 - Ensaios com areia 0,77 mm.....	060
3.14 - Ensaios com areia 0,77 mm.....	061
3.15 - Ensaios com areia 0,77 mm.....	062
3.16 - Ensaios com areia 1,98 mm.....	063
3.17 - Ensaios com areia 1,98 mm.....	064
3.18 - Ensaios com areia 1,98 mm.....	065
3.19a- Ensaios com areia 1,98 mm.....	065
3.19b- Ensaios com areia 1,98 mm.....	066
3.20 - Área coberta pelo depósito.....	069
3.21 - Área coberta pelo depósito com grãos lado a lado.....	070
3.22 - Gráficos $\lambda(m) \times t$	071
3.23 - Gráficos $\lambda(m) \times t$	072
3.24 - Gráficos $\lambda(m) \times t$	073
3.25 - Gráficos $\lambda(m) \times t$	074
3.26 - Gráficos $\lambda(m) \times t$	075
3.27 - Gráficos $\lambda(m) \times t$	076
3.28 - Gráficos $\lambda(m) \times t$	077
3.29 - Gráficos $\lambda(m) \times t$	078
3.30 - Gráficos $\lambda(m) \times t$	079
3.31 - $\eta \% \times p' \cdot 10^{-3}/\text{areia } 0,77\text{mm/l} = 6,30 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$	081
3.32 - $\eta \% \times p' \cdot 10^{-3}/\text{areia } 0,77\text{mm/l} = 8,68 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$	082
3.33 - $\eta \% \times p' \cdot 10^{-3}/\text{areia } 0,77\text{mm/l} = 10,08 \text{ }^{\circ}/\text{oo}$	083
3.34 - Retas de Almeida (1980) e deste trabalho com 0,77/1,22 (potência do escoamento).....	086
3.35 - Retas de Almeida (1980) e deste trabalho com 0,77/1,22 (velocidade média).....	087

3.36 - Retas de Almeida (1980) e deste trabalho com 0,77/1,22 (tensão de cisalhamento).....	088
3.37 - Retas de Garcia (1983) e deste trabalho com 1,98/1,22 (potência do escoamento).....	089
3.38 - Retas de Garcia (1983) e deste trabalho com 1,98/1,22 (velocidade média).....	090
3.39 - Retas de Garcia (1983) e deste trabalho com 1,98/1,22 (tensão de cisalhamento).....	091
3.40 - Perfis de velocidade superficiais.....	097
4.1 - Cortes esquemáticos do fundo do canal.....	102
4.2 - Retas de Costa (1974) e deste trabalho com 0,77/1,22 e 1,98/1,22 (potência do escoamento).....	106
4.3 - Retas de Costa (1974) e deste trabalho com 0,77/1,22 e 1,98/1,22 (velocidade média).....	107
4.4 - Retas de Costa (1974) e deste trabalho com 0,77/1,22 e 1,98/1,22 (tensão de cisalhamento).....	108
4.5 - Dados de Pedrolí (1963).....	110
4.6 - Dados de Pedrolí (1963) e IPH com fundo 1,22mm.....	111
4.7 - Cálculo do coeficiente "b".....	114
4.8 - Generalização das pesquisas.....	115
5.1 - Identificação das distintas faixas de descarga sólida.....	129
5.2 - $\frac{\chi_{gl}}{\gamma_s \nu} \times (df/di)$	131
5.3 - Conjunto de todas as retas de fundo liso e fundo rugoso disponíveis ($0 < gv/\nu < 8$).....	132
5.4 - $\frac{\chi_{gl}}{\gamma_s \nu} = f \left(\frac{df}{di}, \frac{gv}{\nu} \right)$, para $di = 1,98\text{mm}$	133

I - INTRODUÇÃO

I.1 - Cursos d'água naturais e os sedimentos

Estudando os escoamentos da água como se encontram na natureza, constata-se que na maioria das vezes, ou sempre, esses escoamentos transportam sedimentos.

Esse fato por si só não constitui problema, porém existe a possibilidade desse material vir a se depositar no leito do curso d'água.

A formação de depósitos pode provocar alterações substanciais no escoamento, principalmente a redução da secção transversal com a perda de capacidade de vazão. Dessa forma, um leito com grandes depósitos de sedimento terá em época de cheias grande facilidade de transbordamento com os consequentes danos nas áreas vizinhas.

Em oposição ao fenômeno do depósito existe a erosão que consiste na retirada de material do leito por parte do escoamento. A erosão tem sido mais amplamente estudada e embora não menos importante, não é objetivo específico deste trabalho.

Juntos, a erosão e o depósito constituem os fenômenos fundamentais da Mecânica Fluvial.

1.2 - O papel do depósito no comportamento natural do curso d'água.

Nas suas condições naturais um rio está em constante busca de uma situação de equilíbrio alterando suas formas com o passar do tempo. O perfil longitudinal sofre modificações que podem ser classificadas em dois tipos básicos: alterações de declividade em certos trechos devido à erosão de material de fundo e ao fenômeno da degradação associado. Este último consiste na lenta e gradual diminuição de declividade de todo o rio no decorrer do tempo. Os cursos d'água tem em geral nas suas partes altas acentuada tendência de erodir o leito transportando esse material para as proximidades da desembocadura onde se deposita muitas vezes formando um delta ou uma barra. Dessa forma então, o referido perfil vai muito lentamente tendendo para uma forma suave.

Passando agora à observações em planta apresenta-se como exemplo mais característico o meandro, que é uma forma dinâmica por excelência. As margens côncavas tendem a ficar cada vez mais côncavas e da mesma forma as convexas tornam-se mais convexas no decorrer do tempo. Essa tendência é reforçada devido ao comportamento dos sedimentos de fundo que numa curva do curso d'água se movimentam em sentido oposto ao da força centrífuga acumulando-se na margem convexa.

Tanto as alterações de perfil longitudinal como as de planta sempre tiveram no transporte de sedimentos uma causa importantíssima.

Através dos tempos o homem tem aproveitado os cursos d'água para diversos fins quer com a construção de obras ou introdução de melhoramentos fluviais.

Essa intervenção se constitui numa quebra do equilíbrio existente, forçando o curso d'água a uma nova adaptação.

A seguir, cita-se alguns casos da Engenharia Fluvial onde o transporte de sedimentos tem destacada importância:

- Na construção de um reservatório é importante um prévio e cuidadoso estudo para se prever um volume morto que de verá ser assoreado dentro de um certo número de anos. A lém disso, a declividade do leito à montante da obra ten derá a diminuir devido a formação de depósito dentro do reservatório. À jusante, a tendência é inversa pois o escoamento tendo se liberado de grande parte da carga só lida que transportava tem mais energia disponível e consequentemente maior capacidade de erodir o leito. Assim, necessário também é o estudo desta erosão ao pé da obra que pode comprometer a sua estabilidade estrutural.
- Para aumentar a capacidade de escoamento de um curso d'á gua pode-se fazer dragagens, alargamentos, melhoria das formas, etc. Essas obras na verdade rompem o equilíbrio natural e devem ser acompanhadas de estudos adequados pa ra evitar que a adaptação do escoamento a essa nova situação repercuta novamente no leito causando às vezes efeito contrário ao desejado.
- Um canal artificial revestido ou não pode ter seu compor tamento alterado se trabalhar fora das condições de projeto. Por exemplo, se um canal de concreto for projetado para escoar água limpa e passa a escoar água e sedimento, a eventual deposição desse material alterará a ru gosidade de fundo, a secção transversal e a capacidade de vazão podendo com isso invalidar o projeto.

Na área do saneamento o sedimento é encarado como ele mento poluidor e os esforços são no sentido de removê-lo.

1.3 - A previsão da formação de depósito.

No sentido de prever a formação de depósitos os pesquisadores tem em geral apelado para o conceito de capacidade de transporte como tentativa de chegar àquela previsão. Como capacidade de transporte entende-se a máxima quantidade de sedimento que um escoamento pode transportar. Sendo assim, se um escoamento receber uma quantidade de sedimentos maior do que sua capacidade de transporte a parcela excedente não poderá ser transportada e depositar-se-á no fundo.

Dessa forma, é importante a determinação da capacidade de transporte e a questão pode ser abordada de duas formas distintas:

- a) Execução de pesquisas no sentido da determinação da capacidade de transporte e a partir daí afirmar-se que haverá depósito quando aquele valor for excedido. Este é o caso da maioria dos trabalhos na área.
- b) Usar a observação direta da formação do depósito como ponto de partida seguro para a determinação da capacidade de transporte. Dessa forma o depósito corresponde à parcela excedente que não pode ser transportada pelo escoamento. Esse é o procedimento no qual este trabalho se insere. No presente trabalho, para haver a formação de um depósito propriamente dito, o material deve estar sendo transportado por arraste para depois parar sobre o leito. Sendo assim, a expressão "capacidade de transporte" significará "capacidade de transporte por arraste".

Os estudiosos do assunto tem geralmente determinado a capacidade de transporte através de estudos em laboratório e observações da prática realizando confrontações e ajustes entre essas duas informações e o suporte teórico por eles imaginado.

Quase sempre foi feito o uso de variáveis dependentes tais como velocidade do escoamento, lâmina d'água, tensão de cisalhamento. Assim, a literatura disponível apresenta diversas fórmulas para a previsão daquele valor.

A aplicação dessas fórmulas comparadas às medições feitas nos cursos d'água quase sempre apresentam disparidades. Muitas vezes podemos encontrar diferenças de 300, 400% entre valores calculados e observados. Na verdade, as fórmulas não representam bem o fenômeno que se quer prever, pois foram determinadas considerando-se escoamentos supridos com toda a sua capacidade de transporte o que nem sempre ocorre na prática. As condições de laboratório também refletem exatamente o que acontece na realidade que é essencialmente dinâmica e irregular. Outro fator que explica aquela disparidade de resultados é a dificuldade de encontrarmos variáveis adequadas para bem representar casos específicos.

Existem no entanto alguns pesquisadores que tem se dedicado ao estudo da observação direta da formação dos depósitos para a partir daí definir a capacidade de transporte. Porém essas tentativas são raras se comparadas com as demais.

Pelo exposto, a própria existência de um grande número de fórmulas de capacidade de transporte assim como as poucas tentativas de observação direta da formação dos depósitos, já demonstra que o fenômeno ainda está longe de ser completamente entendido.

1.4 - Objetivo geral deste trabalho

Como se viu no item anterior, o transporte de sedimentos e conseqüentemente a formação de depósito ainda não foi com

pletamente estudado, havendo assim muitas dúvidas a serem esclarecidas.

Este trabalho tem por objetivo geral dar um passo à frente no sentido da previsão da formação dos depósitos e consequente definição da capacidade de transporte. A tentativa que a seguir será exposta basear-se-á no estudo da formação de depósitos enquadrando-se assim entre as tentativas do segundo gênero.

2 - A PREVISÃO DA FORMAÇÃO DOS DEPÓSITOS

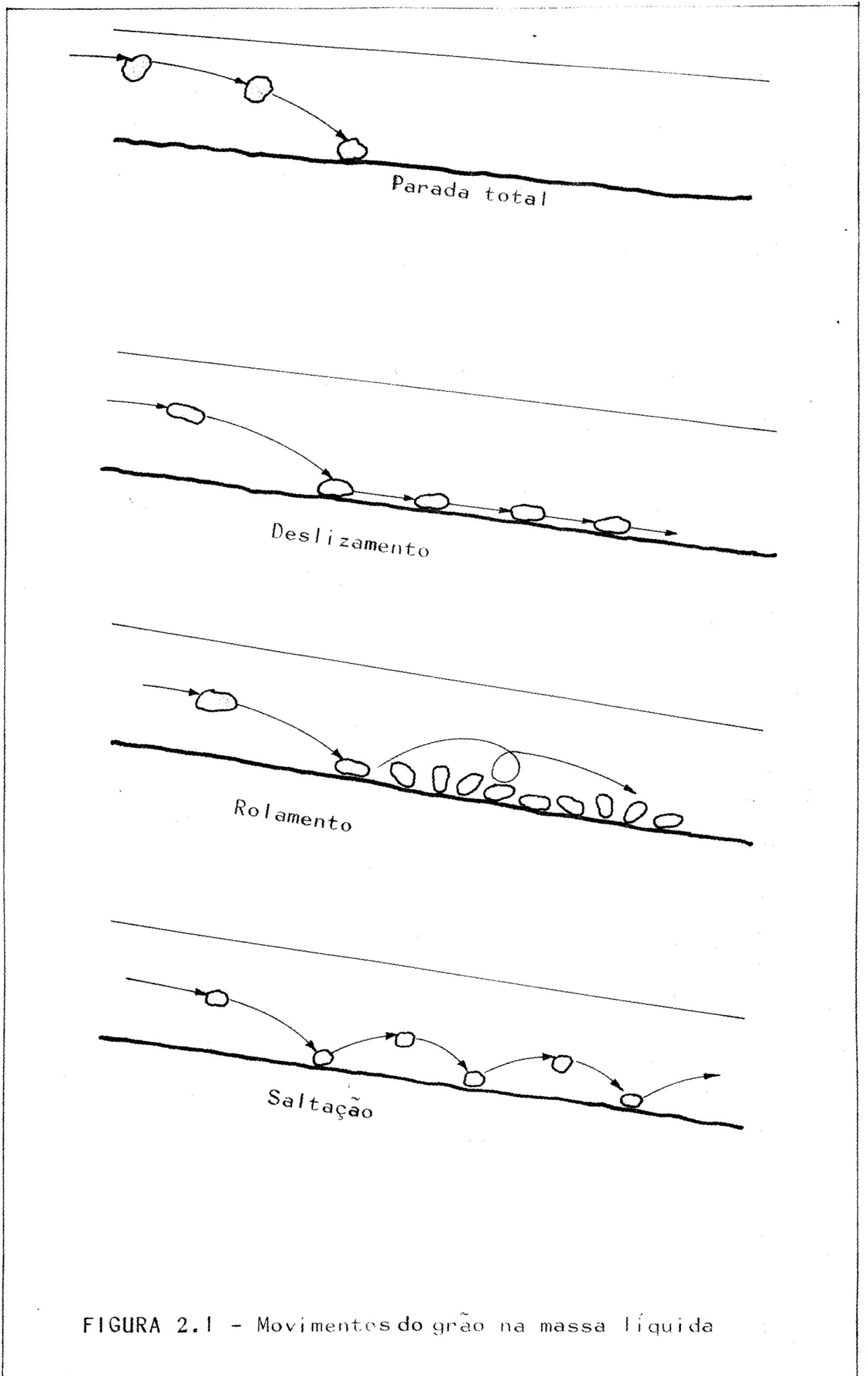
2.1 - O mecanismo fundamental do transporte e da deposição

Conforme foi introduzido no capítulo 1, as atenções deste trabalho estão dirigidas à fenômenos que ocorrem no leito do curso d'água.

O transporte por arraste é o maior responsável pela moldagem da calha, trazendo com isso as mais importantes alterações morfológicas e suas consequências.

Mesmo que uma partícula imersa no escoamento esteja sendo transportada em suspensão, para que ela participe daqueles fenômenos junto ao fundo terá que primeiro sofrer o arraste. Em outras palavras, num escoamento com pouca energia para o transporte em suspensão, uma partícula tendendo à descer, dificilmente ficará depositada no primeiro instante que toca o fundo mas tenderá a entrar em arraste mesmo que por curto espaço de tempo.

Para melhor ilustrar, a figura 2.1 mostra os movimentos executados por um grão imerso num escoamento que embora sem grande valor para os objetivos deste trabalho (movimento de uma massa de grãos) serve para uma primeira análise dos fenômenos.



Assim sendo, a figura 2.1 mostra os três tipos fundamentais de transporte por arraste que são: rolamento, deslizamento e saltação.

A partir deste ponto tentar-se-á fazer uma breve análise com relação às forças envolvidas naqueles movimentos do grão.

Uma partícula sólida dentro de um escoamento está sujeita a uma conjugação de forças aleatórias e de difícil equacionamento. Um grão isolado mergulhado num líquido que escoar como mostra a figura 2.2 estará sujeito basicamente à 3 forças fundamentais que são:

- força devido ao peso próprio submerso (\vec{F}_w)
- força hidrodinâmica de sustentação (\vec{F}_v)
- força hidrodinâmica no sentido do escoamento (\vec{A}_r)

A primeira delas é bastante conhecida pois reflete a influência da gravidade. A segunda força é a chamada lift force que tenta impedir a queda do grão.

A última força é devido à ação direta do escoamento sobre a partícula empurrando-a para jusante (drag force - \vec{A}_r).

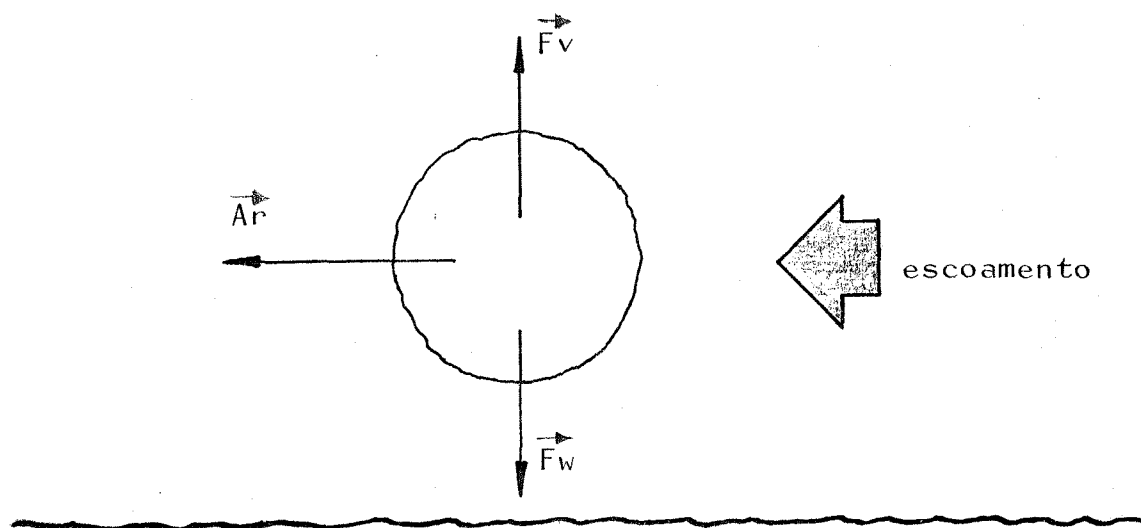


Figura 2.2 - Grão imerso no escoamento

Caso as forças hidrodinâmicas de sustentação sejam iguais ou superem por determinado tempo a força devida ao peso submerso, esta partícula será transportada em suspensão. Caso contrário, a partícula tenderá a descer até o fundo.

No primeiro impacto com o fundo estará sujeita basicamente ao conjunto de forças conforme a figura 2.3

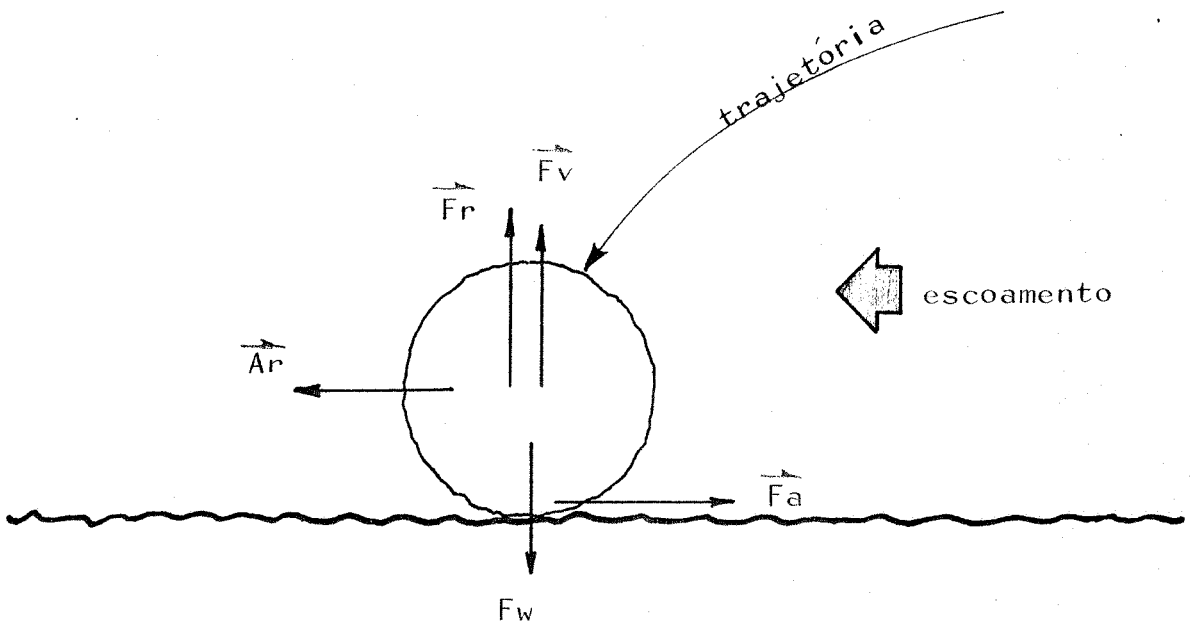


Figura 2.3 - Impacto de uma partícula sobre um fundo fixo

A força \vec{F}_r representa a reação do fundo sobre a partícula e a força \vec{F}_a representa simbolicamente todas as forças de atrito envolvidas naquele contato que aliás são de difícil determinação. As demais forças são as mesmas já explicadas anteriormente.

Neste caso específico o estudo do movimento ou do equilíbrio do grão estaria regido pelas equações clássicas da mecânica.

A realidade porém na maioria dos casos, apresenta um fundo móvel passando este tipo de análise mecanicista a ter dificuldades muito maiores pois na medida que partículas se depositam outras podem ser erodidas no mesmo momento.

No caso de uma partícula integrante de um fundo móvel estar prestes a ser erodida pode-se fazer a análise da figura 2.4.

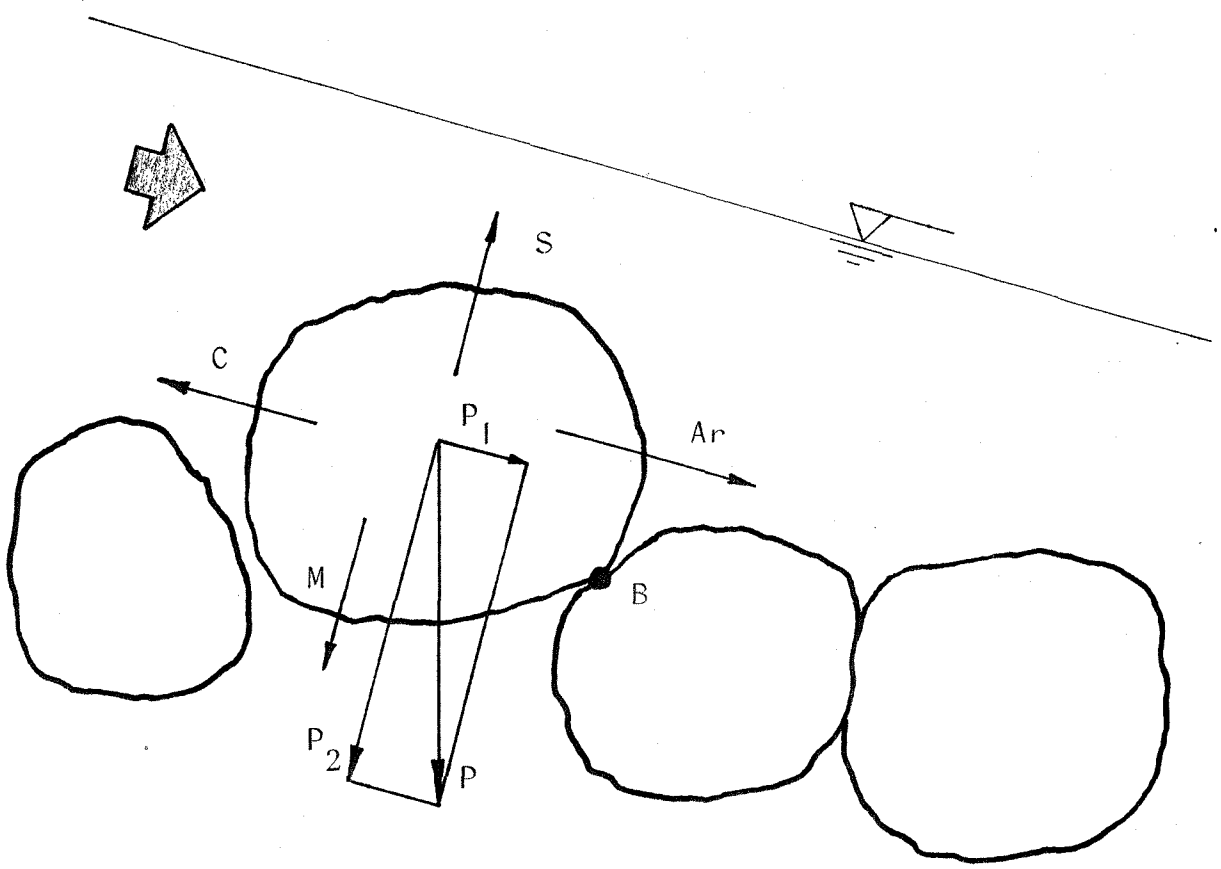


Figura 2.4 - Forças ativas e passivas agindo sobre uma partícula sendo erodida.

Neste caso ter-se-á as seguintes forças ativas:

- Componente de peso na direção do escoamento ($\vec{P1}$)
- Forças hidrodinâmicas $\left\{ \begin{array}{l} \text{Arraste } (\vec{Ar}) \\ \text{Sustentação } (\vec{S}) \end{array} \right.$

E, como forças passivas opondo-se ao deslocamento:

- Peso próprio ($\vec{P2}$)
- Força de coesão (\vec{C})

Pode-se ter eventualmente forças referentes à infiltração ou exfiltração devido possíveis contribuições do escoamento ao aquífero ($\pm \vec{M}$).

Dessa forma haveria erosão quando o momento das forças ativas em relação ao ponto de apoio B superasse o momento das forças passivas ou seja:

$$\alpha_1 \cdot d \cdot \vec{A}_r + \alpha_2 \cdot d \cdot \vec{S} + \alpha_3 \cdot d \cdot \vec{P}_1 \gg \beta_1 \cdot d \cdot \vec{P}_2 + \beta_2 \cdot d \cdot \vec{C} + \lambda_1 \vec{M} \quad (2.1)$$

sendo: d = diâmetro de referência da partícula

$\lambda_1, \alpha_i, \beta_i$ = coeficientes de proporcionalidade.

Normalmente o meio é saturado podendo-se desprezar a parcela devido à infiltração (\vec{M}). A componente do peso próprio submerso paralela ao escoamento (\vec{P}_1) é insignificante se a declividade do fundo for pequena. Tratando-se de material não coesivo a força \vec{C} está eliminada. Assim, retirando-se aquelas forças e simplificando fica:

$$\alpha_1 \cdot \vec{A} + \alpha_2 \cdot \vec{S} \gg \beta_1 \cdot \vec{P} \quad (2.2)$$

expressando a condição de equilíbrio da mecânica.

Pelo visto nas análises feitas até agora pode-se mecanicamente exprimir as condições de equilíbrio de um grão quer ele esteja em suspensão ou em contato com o fundo. O grande problema deste tipo de análise é que a exata determinação daquelas forças é muito difícil senão impossível. Além disso, aparece a complicação adicional com a componente aleatória das forças hidrodinâmicas decorrentes da turbulência.

Por essa razão o uso da análise dimensional é de grande valia permitindo abordar a questão sem entrar nas equações de equilíbrio da mecânica.

No próximo ítem serão abordados os pontos fundamentais da análise dimensional chegando-se aos grupos adimensionais' mais usados nas principais fórmulas do transporte de sedimentos

2.2 - Parâmetros para estudo do transporte de sedimentos

A seguir é apresentada uma análise dos diversos parâmetros que regem o fenômeno do transporte sólido o qual pode ser caracterizado por 4 entidades distintas: fluido, sedimento, fundo do canal e escoamento.

- Parâmetros que caracterizam o fluido:	Dimensão:
massa específica.....(ρ)	ML^{-3}
viscosidade dinâmica.....(μ)	$ML^{-1} T^{-1}$
- Parâmetros que caracterizam o sedimento não coesivo de granulometria uniforme:	
diâmetro do grão.....(d_i)	L
massa específica.....(ρ_s)	ML^{-3}
descarga sólida unitária em volume (gv)	$L^2 T^{-1}$
- Parâmetros que caracterizam o fundo:	
declividade.....(l)	adimensional
rugosidade do fundo em função do diâmetro do material que o constitui.(df)	L
- Parâmetros que caracterizam o escoamento:	
aceleração da gravidade.....(g)	$L T^{-2}$
altura da lâmina d'água.....(h)	L
velocidade do escoamento.....(V)	$L T^{-1}$
descarga líquida unitária.....(q)	$L^2 T^{-1}$

Neste trabalho o sedimento transportado tem diâmetro diferente do sedimento usado para a construção do leito do canal, sendo assim, $df \neq d_i$.

A análise dimensional pode ser aplicada a um fenômeno resultando na obtenção de grupos adimensionais independentes entre si. O relacionamento matemático entre esses grupos pode ser

determinado com o auxílio de experiências de laboratório que levam a traduzir o fenômeno em geral sob forma gráfica com o auxílio de regressões lineares.

1 - Relações adimensionais em função de variáveis independentes:

Se o escoamento for definido por q, g, l , tem-se:

$$g_v = f(q, g, l, \rho, \mu, \rho_s, d) \quad (2.3)$$

a expressão encontrada pela análise dimensional será:

$$\frac{g_v \rho}{\mu} = f_1 \left(\frac{\rho}{\rho_s}, \frac{q \cdot \rho}{\mu}, l, \frac{d \cdot (g \cdot \rho^2)^{1/3}}{\mu^{2/3}} \right) \quad (2.4)$$

Usando-se parâmetros $\gamma = \rho/g, \gamma_s = \rho_s/g$ e $\nu = \mu/\rho$ e agrupando os termos $\rho/\rho_s, l$ e $q \cdot \rho/\mu$, segundo a análise dimensional tem-se:

$$\frac{g_v}{\nu} = f_2 \left(\frac{\gamma q l}{\gamma_s \nu}, \frac{d \cdot g^{1/3}}{\nu^{2/3}} \right) \quad (2.5)$$

onde a expressão $\gamma q l$ representa a potência hidráulica do escoamento.

2 - Relações adimensionais em função de variáveis dependentes:

a) Se o escoamento for definido por V, g, l , tem-se:

$$g_v = f(V, g, l, \rho, \mu, \rho_s, d) \quad (2.6)$$

a função final será:

$$\frac{g_v}{\nu} = f_1 \left(\frac{\rho}{\rho_s}, \frac{V}{(\nu \cdot g)^{1/3}}, \frac{d \cdot g^{1/3}}{\nu^{2/3}}, l \right) \quad (2.7)$$

b) Se o escoamento for definido por h, g, l , tem-se:

$$g_v = f(h, g, l, \rho, \mu, \rho_s, d) \tag{2.8}$$

segundo o mesmo procedimento teremos a seguinte função:

$$\frac{g_v}{\nu} = f1 \left(\frac{\rho}{\rho_s}, \frac{gh}{(\nu \cdot g)^{2/3}}, \frac{d \cdot g^{1/3}}{\nu^{2/3}}, l \right) \tag{2.9}$$

o que equivale a:

$$\frac{g_v}{\nu} = f2 \left(\frac{\tau \cdot g^{1/3}}{\gamma_s \cdot \nu^{2/3}}, \frac{d \cdot g^{1/3}}{\nu^{2/3}} \right) \tag{2.10}$$

onde aparece a força tratora ($\tau = \gamma h l$) exercida pelo escoamento sobre o leito.

Nos casos apresentados acima não se percebe muito bem o significado físico dos agrupamentos. Assim, Yalin (21) propôs uma outra maneira de apresentação descrita a seguir.

O escoamento que antes estava definido por exemplo , por h, g, l passa a ser expresso por u_*, h, l .

Procedendo-se a análise dimensional chega-se à seguinte relação:

$$\frac{g_s}{\rho u_*^3} = f \left(\frac{\mu u_*}{\gamma' s \cdot d^2}, \frac{\rho u_*^2}{\gamma' s \cdot d}, \frac{\rho_s u_*^2}{\gamma' s \cdot d}, \frac{h}{d} \right) \tag{2.11}$$

Segundo o autor, o agrupamento h/d não intervém nos fenômenos que ocorrem junto ao leito. Assim fazendo um novo arranjo a expressão 2.11 conduzirá a:

$$\frac{g_v \cdot g}{u_*^3} = f1 \left(\frac{\rho_s}{\rho}, \frac{u_* \cdot d}{\nu}, \frac{\rho u_*^2}{(\rho_s - \rho) \cdot g d} \right) \tag{2.12}$$

Os agrupamentos do 2º membro da equação 2.12 são interpretados como:

ρ_s/ρ - influência da massa específica do grão envolvido num escoamento, caracterizando assim a inércia da partícula.

$\frac{u_* d}{\nu} = R_*$ - influência da exposição do grão ao escoamento turbulento, mostrando a influência da viscosidade no movimento do grão. É o número de Reynolds da partícula.

$\frac{\rho u_*^2}{(\rho_s - \rho) g d} = \frac{\tau_o}{\gamma(\beta - 1)d} = \frac{1}{\psi}$ - razão entre as forças hidrodinâmicas que agem sobre o grão e o peso do grão submerso (fator de transporte).

Pelo visto acima, existem várias maneiras de se abordar a questão e as fórmulas de capacidade de transporte mostradas mais adiante, apresentam grupos adimensionais bem variados.

As expressões desenvolvidas pelos diversos pesquisadores a seguir mostradas, se enquadram direta ou indiretamente em alguma das abordagens aqui feitas.

2.3 - Estudos sobre depósitos de grãos isolados

Muitas pesquisas tem sido feitas com o objetivo de encontrar relações entre as variáveis que caracterizam o escoamento e o movimento dos grãos sobre o fundo.

Hjulström (1935) apresentou estudos com grãos isolados em fundo plano, adotando como parâmetro que define o comportamento dos grãos a velocidade do escoamento. Assim, propôs gráficos mostrando nas abcissas o diâmetro do sedimento e nas orde

nadas a velocidade do escoamento (figura 2.5).

Nesses estudos estão caracterizadas duas velocidades distintas:

- velocidade de depósito: velocidade média do escoamento em que os grãos cessam seu movimento depositando-se no fundo.
- velocidade de competência: velocidade média do escoamento necessária para arrancar o grão da sua posição de repouso sobre o fundo.

Além dessas duas velocidades os gráficos mostram zonas intermediárias em que o escoamento tem capacidade de transportar o sedimento sem causar erosões no leito.

O diagrama de Hjulström mostra resultados de pesquisa realizada com um fundo plano formado de partículas soltas e de diâmetro uniforme. O pesquisador usou a velocidade média do escoamento porque é muito mais difícil obter-se uma correta velocidade de fundo.

Semelhante estudo foi realizado por Menard (1950) (figura 2.5) também mostrando um gráfico de velocidades médias do escoamento versus diâmetro do grão. Nesse gráfico nota-se que para velocidades de aproximadamente 10 cm/s até a areia mais fina se deposita.

2.4 - Estudos indiretos da formação de depósito de uma massa de grãos.

Como apontado no capítulo anterior, esses estudos são baseados sobre a noção de saturação do escoamento com material

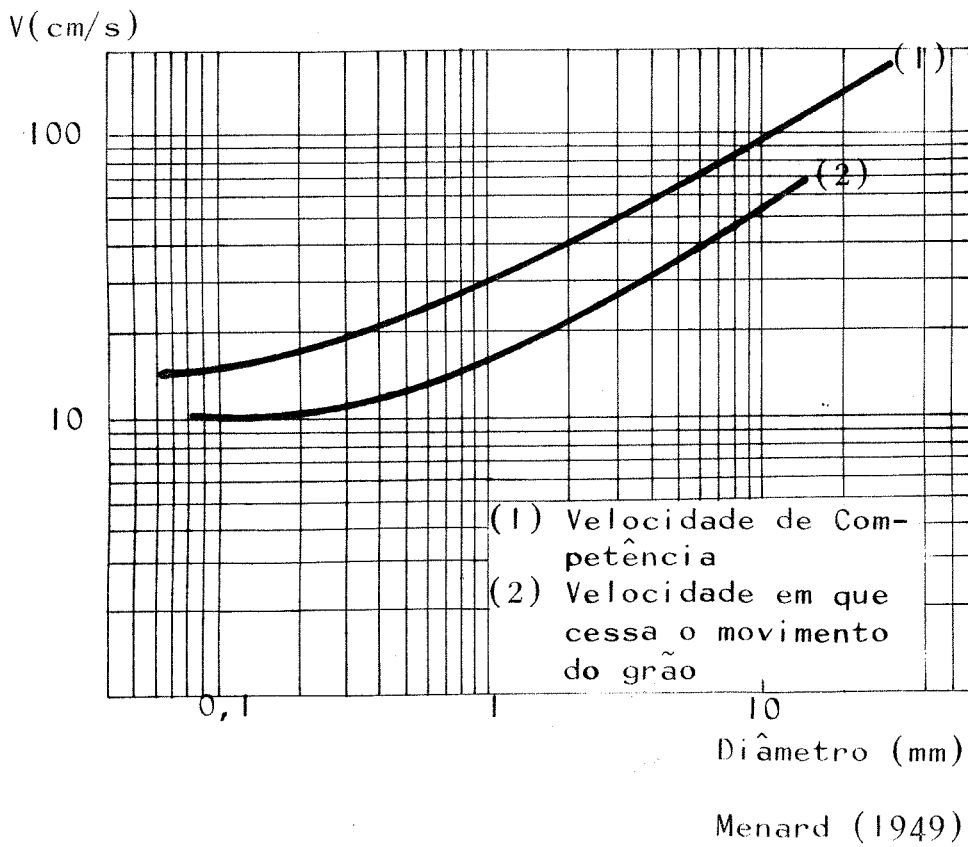
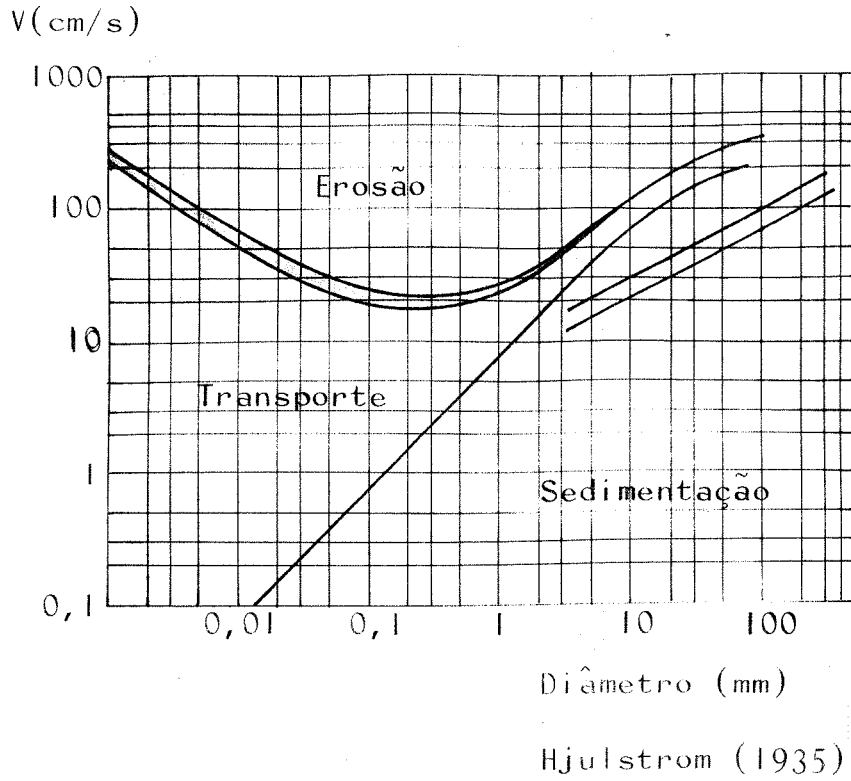


FIGURA 2.5 -Velocidades de depósito e de competência segundo Hjulström e Menard,

sólido ou seja, a noção de capacidade de transporte.

Por capacidade de transporte entende-se a máxima quantidade de material sólido que um dado escoamento tem condições de carregar ao longo do seu trajeto.

Caso um escoamento receba de montante uma quantidade menor do que aquele valor máximo, todo esse material sólido será transportado havendo a tendência do escoamento erodir o leito para suprir plenamente sua capacidade de transporte. Ao contrário, se o escoamento receber uma quantidade de sedimentos superior àquela capacidade máxima a parcela excedente não poderá ser transportada, e irá formar um depósito sobre o fundo.

Através de estudos em canais de laboratório e de observações em rios, vários pesquisadores tem chegado à expressões na tentativa de quantificar a máxima descarga sólida que um escoamento pode transportar (no caso presente por arraste).

O grande número de fórmulas existentes por si só já demonstra a dificuldade do estabelecimento de leis matemáticas que regem o fenômeno do transporte sólido. Os escoamentos naturais nem sempre estão usando toda a sua capacidade de transporte e as experiências de laboratório só retratam casos ideais, regulares, perfeitamente controláveis não refletindo dessa forma a natureza que é muito irregular e essencialmente dinâmica.

A literatura tem mencionado a falta de dados confiáveis que englobem uma maior faixa de intensidades de vazões, descargas sólidas, diâmetros de sedimentos, tirantes, etc, encontrados na natureza.

A seguir, são apresentadas algumas fórmulas de transporte por arraste a fundo móvel que tentam exprimir a capacidade de transporte por arraste. Apesar de não constituírem o objetivo deste trabalho, servem para complementar e consolidar o assunto. Todos os trabalhos a seguir apresentados consideram a

erosão como referência básica para a determinação de expressões de capacidade de transporte.

Du Boys (1879)

Foi um dos primeiros pesquisadores do assunto, tendo recebido posterior colaboração de Straub (1935). Usando a hipótese de que o movimento do material de fundo se dava em camadas superpostas, propôs a seguinte fórmula baseada no excesso de força tratora:

$$g_s = \psi \cdot \bar{\tau}_o (\bar{\tau}_o - \bar{\tau}_c) \quad (2.13)$$

Os valores de ψ e c podem ser obtidos diretamente da figura 2.6.

A expressão de Du Boys é dimensionalmente incorreta e tem condições de aplicabilidade indefinidas. Apesar disso às vezes chega a apresentar resultados muito próximos aos de fórmulas muito mais elaboradas.

Pelo seu valor histórico esta expressão permanece entre nós até os dias de hoje.

Shields (1936)

Apresentou uma fórmula de transporte homogênea baseada no excesso de força tratora $(\bar{\tau}_o - \bar{\tau}_c)$ porém bem mais elaborada e já usando relações entre grupos dimensionais. Shields introduz também o conceito de tensão de cisalhamento crítica correspondente na figura 2.7 à faixa larga que separa a zona de movimento da zona de repouso.

Expressão proposta:

$$g_s = 10 \cdot q \cdot \frac{(\bar{\tau}_o - \bar{\tau}_c)}{(\beta - 1)^2 \cdot d_{50}} \quad (2.14)$$

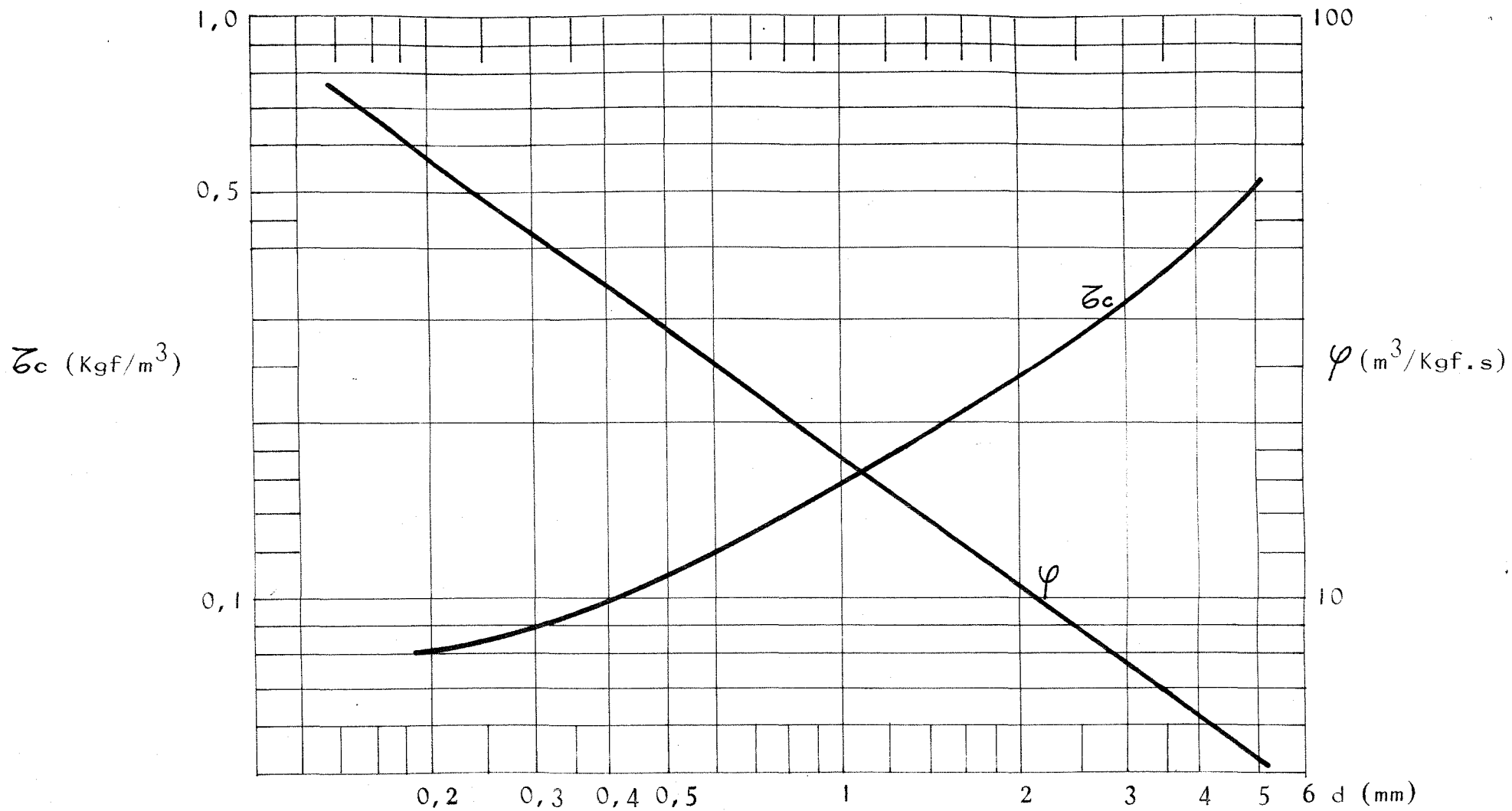


FIGURA 2.6 - Valores de ζ_c e φ
Du Boys - Straub

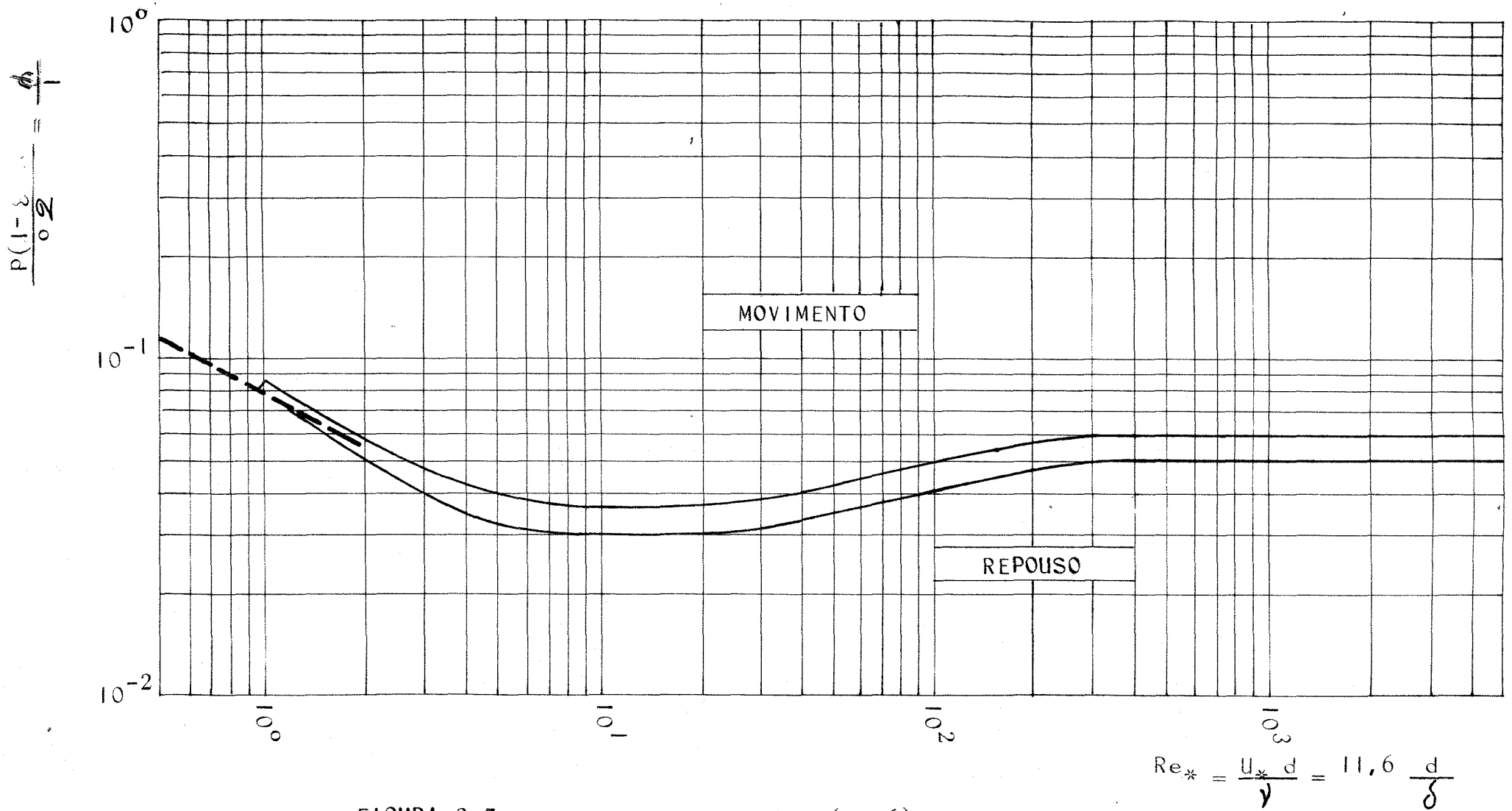


FIGURA 2.7 - Diagrama de Shields. (1936)

onde o valor de ζ_c é retirado do gráfico da figura 2.7.

Kalinske (1947)

Ao invés de usar o excesso de força tratora Kalinske usa o fator ζ_c/ζ_o e considera a aleatoriedade da turbulência como fator muito importante na análise do movimento do material de fundo. Inicialmente o autor considera que a velocidade de deslocamento de um grão é da forma:

$$V_{sb} = b_1 (V_b - V_{bc}) \quad (2.15)$$

e a descarga sólida em volume:

$$gv = k_1 \cdot p \cdot d \cdot (V_b - V_{bc}) \quad (2.16)$$

Aplicando probabilidades e a teoria do escoamento turbulento, Kalinske chega à seguinte função entre adimensionais:

$$\frac{gv}{u_* d} = f \left(\frac{\zeta_c}{\zeta_o} \right) \quad (2.17)$$

que graficamente tem como reta assíntota:

$$\frac{gv}{u_* d} = 10 \cdot \left(\frac{1}{\psi} \right)^2 \quad (\text{ver figura 2.8}) \quad (2.18)$$

Sendo ζ_c calculado pela fórmula:

$$\zeta_c = 0,12 \gamma' s \cdot d \quad (2.19)$$

Meyer - Peter - Muller (1948)

Esses pesquisadores chegaram à uma equação homogênea baseada também no excesso de força tratora ($\zeta_o - \zeta_c$). Consideram que parte da energia de que o escoamento está animado é usada para o transporte do material de fundo e, outra parte para o transporte do líquido.

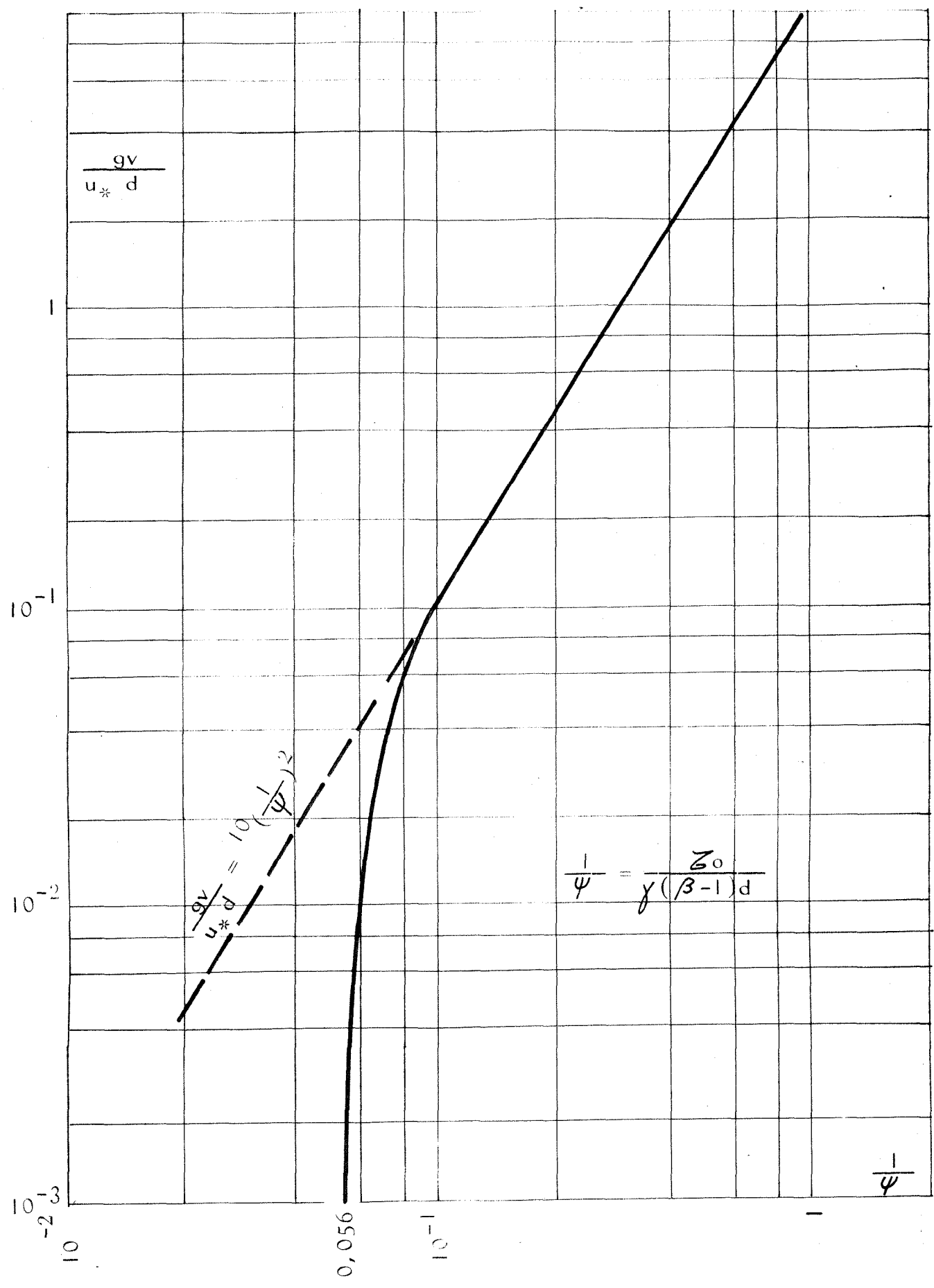


FIGURA 2.8 - Função de arraste de Kalinske (1947).

$$\gamma \left(\frac{Q_s}{Q}\right) \left(\frac{K}{K_s}\right)^{3/2} H \cdot l = 0,047 (\gamma_s - \gamma) \cdot d_n^{+0,25} \left(\frac{\gamma}{\gamma_s}\right)^{1/3} \cdot \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s}\right)^{2/3} \cdot g_s^{2/3} \quad (2.20)$$

Esta fórmula datando de 1948 é um melhoramento introduzido por Muller na fórmula original de Meyer-Peter proposta em 1934. Foi obtida com o auxílio de experiências com grande variedade de diâmetros de sedimentos, profundidades, larguras de canal, declividades, etc., constituindo-se assim num trabalho muito consistente (ver figura 2.9).

Schoklitsch (1950)

Chegou a uma relação englobando a parcela $(q - q_c)$ que é o excesso de vazão em relação à vazão crítica.

Principais fórmulas de seu trabalho:

$$g_s = 2500 \cdot l^{3/2} \cdot (q - q_c) \quad (2.21)$$

$$q_c = 0,26 (\beta - 1)^{5/3} \cdot \frac{d^{3/2}}{l^{7/6}} \quad (2.22)$$

O autor admite que o fenômeno é muito complexo para ser entendido em toda a sua estrutura. Por essa razão sugeriu aquelas fórmulas macroscópicas em função das características globais do escoamento.

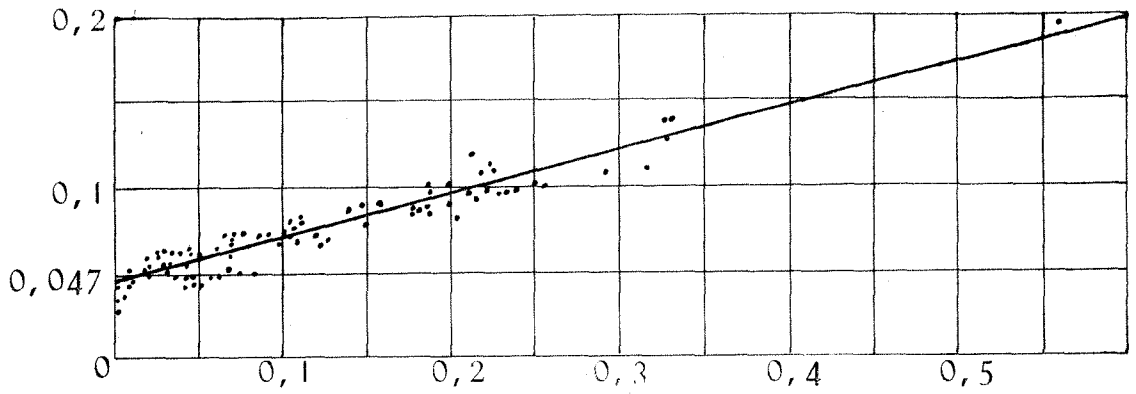
O valor de q_c significa a vazão a partir da qual tem início o movimento do material de fundo.

Einstein (1942, 1950)

O pesquisador apresentou sua teoria inicialmente em 1942 e em 1950 introduziu melhoramentos para definir a conhecida função de arraste.

Trata-se de um trabalho extenso e muito elaborado no

$$\gamma \left(\frac{Q_s}{Q} \right) \left(\frac{k}{K_s} \right)^{3/2} \cdot \frac{H \cdot I}{(\gamma_s - \gamma) d_m}$$



$$\left(\frac{\gamma}{\gamma_s} \right)^{1/3} \cdot \left(\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma_s} \right)^{2/3} \cdot \frac{g_s^{2/3}}{(\gamma_s - \gamma) d_m}$$

FIGURA 2.9 - Ajustamento gráfico da fórmula de Meyer Peter Muller (1948)

qual o autor sustenta que o transporte sólido é um fenômeno essencialmente aleatório ao qual aplicou tratamento probabilístico, discordando com a noção geralmente aceita de que haveria uma condição crítica bem definida para o movimento do sedimento. As principais hipóteses usadas por Einstein foram as seguintes:

- a) a turbulência é fator fundamental de transporte por arraste.
- b) existe uma constante e intensa troca de partículas entre o leito e a camada de transporte.
- c) as partículas são transportadas ao longo do leito em uma série de saltos que são proporcionais ao tamanho do grão. Após alguns saltos as partículas se depositam.
- d) o fundo está em equilíbrio dinâmico ou seja, a taxa de erosão é igual à taxa de depósito.

Após elaborada formulação matemática Einstein chega à seguinte função de arraste:

$$p = 1 - \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-B_* \psi_* - 1/n^{\circ}}^{+B_* \psi_* - 1/n^{\circ}} e^{-t^2} dt = \frac{A_* \phi_*}{1 + A_* \phi_*} \quad (2.23)$$

Sendo "p" a probabilidade da força de sustentação (lift force) sobre a partícula excede o seu peso submerso; A_* , B_* e n° são constantes universais determinadas experimentalmente. A equação 2.23 está apresentada graficamente na figura 2.10.

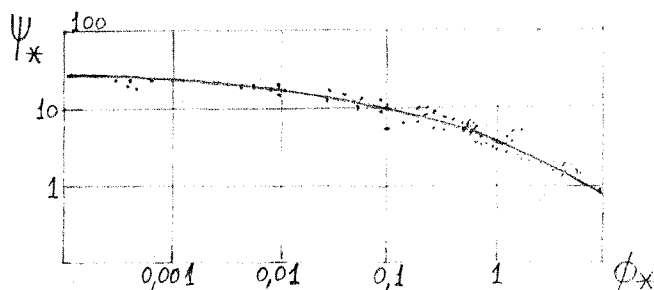


Figura 2.10 - Função de arraste de Einstein

Einstein - Brown (1950)

Apesar de ser um trabalho de grande significado científico os resultados de Einstein (1942) não se ajustaram bem à observações de campo e de laboratório. Sendo assim, Brown(1950) propôs simplificações à teoria original chegando assim às seguintes expressões:

Principais fórmulas:

$$\phi = 40 \left(\frac{1}{\psi} \right)^3 \quad (\text{ver figura 2.11}) \quad (2.24)$$

$$\frac{1}{\psi} = \frac{\tau_0}{\gamma \cdot (\beta - 1) \cdot d} \quad (2.25)$$

$$W = F_1 \cdot \sqrt{g \cdot d \cdot (\beta - 1)} \quad (2.26)$$

$$\phi = \frac{g v}{W \cdot d} \quad (2.27)$$

$$F_1 = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36 \cdot \gamma^2}{g \cdot d^3 \cdot (\beta - 1)}} - \sqrt{\frac{36 \cdot \gamma^2}{g \cdot d^3 \cdot (\beta - 1)}} \quad (2.28)$$

onde W , F_1 e ϕ são parâmetros.

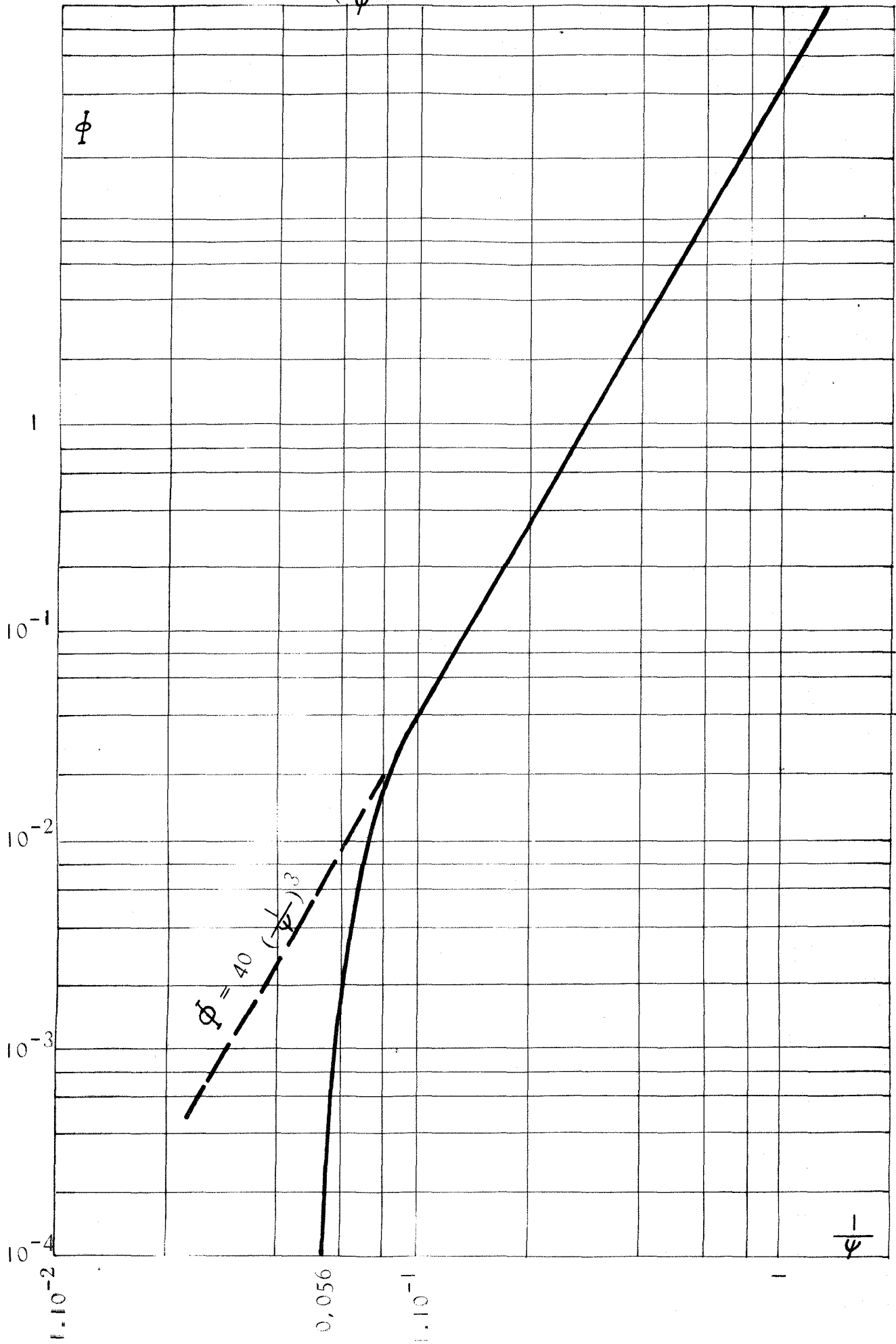
Esse trabalho baseou-se em dados de Gilbert (1914) e Meyer-Peter-Muller (1948).

Blench (1964)

A partir de seus estudos sobre a forma de equilíbrio de canais transportando sedimentos, Blench, contribuindo à corrente de estudos da teoria do regime, apresentou a seguinte expressão para o cálculo da concentração média de sedimentos:

FIGURA 2.11 - Função de arraste de Einstein-Brown

$$(\Phi = f(\frac{1}{\psi}))$$



$$\frac{(1+0,12 \cdot 10^5 \text{ Cm/y})^{11/12}}{1 + \frac{1}{233} \cdot 10^5 \text{ Cm/y}} = \frac{3,63 \cdot g \cdot b^{1/4} \cdot q^{1/12} \cdot l}{\text{Km} \cdot \sqrt[1/4]{(1,9 \cdot \sqrt{d_{50}})}}^{11/12} \quad (2.29)$$

sendo a descarga s3lida calculada por:

$$g_s = C_m \cdot q \quad (2.30)$$

A express3o (2.29) 3 v3lida somente para leitos de areia.

Bagnold (1966)

Constituindo-se numa das mais recentes pesquisas na 3rea, o trabalho de Bagnold leva em considera33o as trocas de energia entre o leito e o escoamento. Usando dados de laborat3rio de Gilbert o pesquisador atrav3s de elaborado e extenso trabalho, apresenta uma express3o para o c3lculo da descarga total de sedimentos:

$$\frac{G_s}{\zeta_o \cdot V} = \frac{eb}{\text{tg} \psi_o} + 0,01 \frac{V}{w} \quad (2.31)$$

Apenas com o objetivo de registro citar-se-3 outros autores que, juntamente com os j3 comentados, deram contribui333o n3o menos valiosas:

Laursen (1958), Colby (1964), Engelund-Hansen (1976), Inglis (1948), Lacey (1929), Toffaleti (1969), Yalin (1963), Straub (1935), Bogardi (1974), Gilbert (1914), Chang, Simons e Richardson (1967), Colby e Hembree (1955), White (1940), Smart (1984), Graf (1971).

2.5 - Estudos da observação direta da formação dos depósitos

2.5.1 - A fundo fixo

Comparando com os estudos de capacidade de transporte, poucos trabalhos têm sido feitos com respeito à formação dos depósitos em fundo fixo. O uso de fundo fixo é na verdade uma simplificação dos leitos naturais nos quais pode ocorrer erosão e deposição. Assim procedendo, o fundo fixo permite a concentração de esforços só no sentido da observação dos depósitos.

As áreas de saneamento e hidrotransporte tem estudado essa questão porém sob um ponto de vista um pouco diferente.

A seguir, apresenta-se alguns trabalhos em fundo fixo sendo que os de Pedrolí (1963), Costa (1974), Almeida (1980) e Garcia (1983) serviram de base a este trabalho, que é definir o início da formação dos depósitos para a posterior formulação de expressões de capacidade de transporte.

Craven e Ambrose (1953)

Analysaram as condições de depósito em condutos circulares lisos, tanto sob pressão como à superfície, chegando à seguinte conclusão:

$$\frac{Q}{g^{2/5} D^2 G_s^{1/5} (\beta - 1)^{2/5}} \leq 2,9 \quad (2.32)$$

ou seja, para valores menores que 2,9 não há deposição.

Pedrolí (1963)

Na sua tese de doutorado pesquisou a formação dos depósitos em fundo fixo e liso. Trata-se de experiência bastante

semelhante a qual se propõe realizar no I.P.H. O canal de ensaio tinha 0,60m de largura por 44m de comprimento e era feito de concreto liso. Juntamente com esse canal havia também um outro canal auxiliar de 0,30m de largura por 5m de comprimento. O sedimento usado foi areia com os seguintes diâmetros: 1,1; 2,6; 5,2; 8,5; 8,9; 11,1 (mm). Pedroli apresenta também um estudo sobre a forma e granulometria desses grãos. As declividades de fundo foram as seguintes: 1,04; 5,0; 7,5; 10,0 (‰). A metodologia usada baseou-se no que se segue:

Mantinha-se constante a vazão líquida e gradativamente aumentava-se a vazão sólida até obter-se a sedimentação. Pedroli usou os seguintes parâmetros adimensionais:

$$\frac{g_s}{\gamma_s \cdot V} = f \left(\frac{\zeta_o \cdot g^{1/3}}{\gamma_s \cdot V^{2/3}}, \frac{d_m \cdot g^{1/3}}{V^{2/3}} \right) \quad (2.33)$$

A expressão final obtida foi:

$$\frac{\zeta_o^{8/5} \cdot q^{3/5} \cdot d_m^{1/5}}{\gamma_s^{8/5} \cdot V^{6/5}} = 1,6 + 0,069 \frac{g_s}{\gamma_s \cdot V} \quad (2.34)$$

A figura 2.12 mostra o ajustamento gráfico desta função.

Costa - I.P.H. - (1974)

Estudou a formação dos depósitos em fundo fixo usando a potência do escoamento ($\gamma q l$) e introduzindo o conceito de taxa de depósito como critério analítico para identificação de vazões críticas (de início de deposição). O canal utilizado foi o do pavilhão fluvial do I.P.H - U.F.R.G.S. com 2,82m de largura por 37m de comprimento. O leito foi constituído de areia com $d_m = 1,22\text{mm}$ fixada com uma fina película de cimento. O sedimento injetado na corrente foi a mesma areia descrita. As declividades foram de 6; 8 e 10 ‰, as vazões líquidas varia-

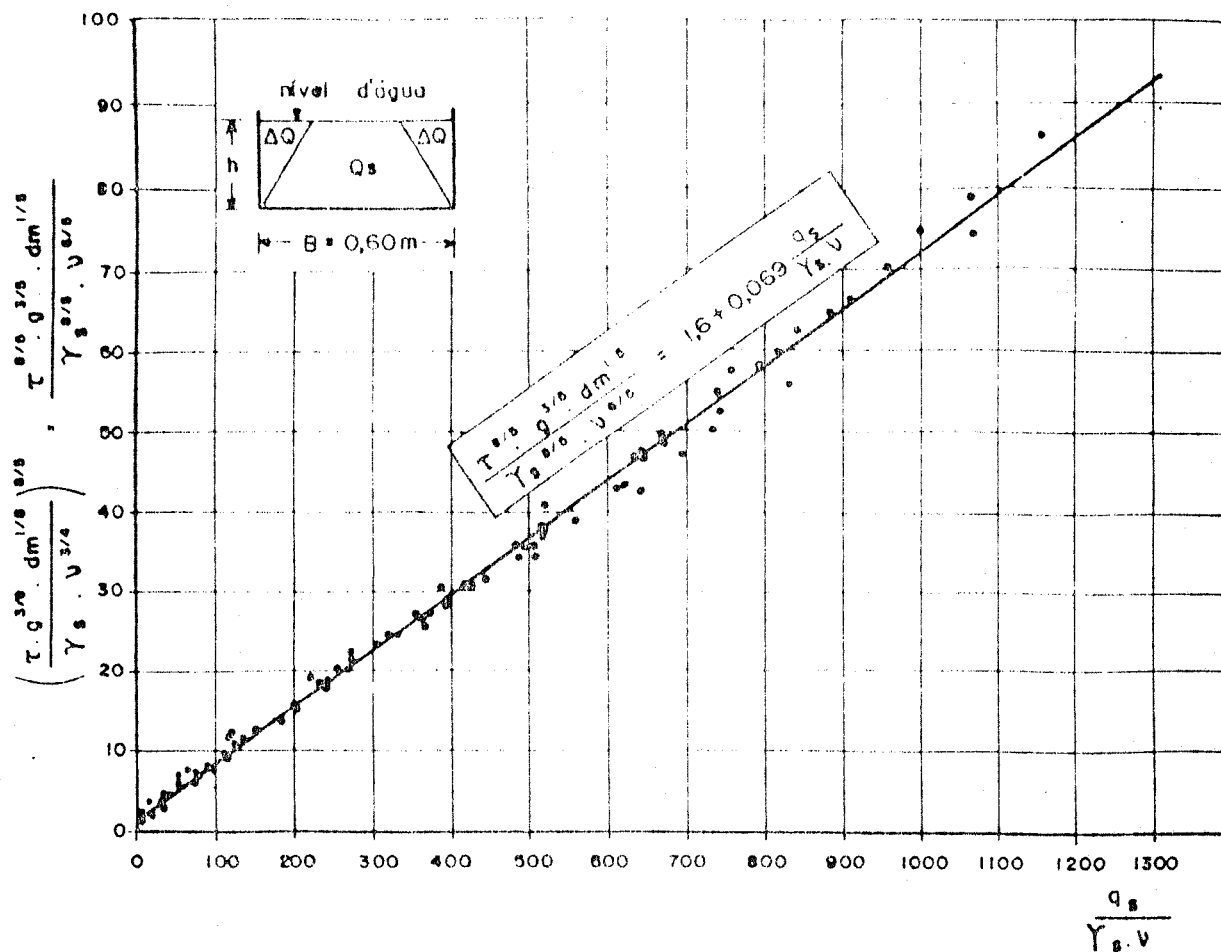


Figura 2.12 - Transporte por arraste em canal a fundo fixo e liso segundo PEDROLI (1963).

ram de 2,5 a 14,00 l/s, controladas por um vertedor à montante.

A areia injetada no escoamento, nas vazões 0,05l a 0,705 kgf/min., eram reguladas por uma esteira transportadora e um leque de distribuição nos 0,70m centrais da secção transversal do canal. Foram realizados 101 ensaios, sendo o objetivo básico a determinação dos valores de descarga líquida e sólida na situação de início de depósito.

Fórmula final de transporte encontrada:

$$\frac{\gamma_s \cdot q \cdot l}{\gamma_s \cdot v} = 8,06 + 1,56 \frac{qv}{v} \quad (2.35)$$

O gráfico desta função pode ser apreciado na figura nº 2.13.

Novak e Nalluri (1975)

Procederam estudos sobre o início do movimento de partículas isoladas (areia, plástico, chumbo, etc.) e também transporte por arraste em condutos circulares e canais de secção retangular de fundo fixo e liso.

Para os estudos de transporte por arraste foi usada areia de granulometria uniforme (0,15 a 2,0mm) sendo que a vazão e a declividade podiam ser ajustadas. Os canais usados nos ensaios foram os seguintes: tubo de PVC de 152mm de diâmetro por 10m de comprimento; tubo de perspex de 305mm de diâmetro por 8m de comprimento e um canal retangular de vidro com 305mm de largura por 15m de comprimento.

Expressões obtidas:

$$\frac{\tau_o^{5/4} \cdot g^{1/4}}{\gamma_s^{5/4} \cdot d^{1/2} \cdot v^{1/2}} = 0,017 + 0,69 \cdot 10^{-5} \left(\frac{G_s \cdot g^{1/3}}{(\gamma_s \cdot v)^{5/3}} \right) \quad (2.36)$$

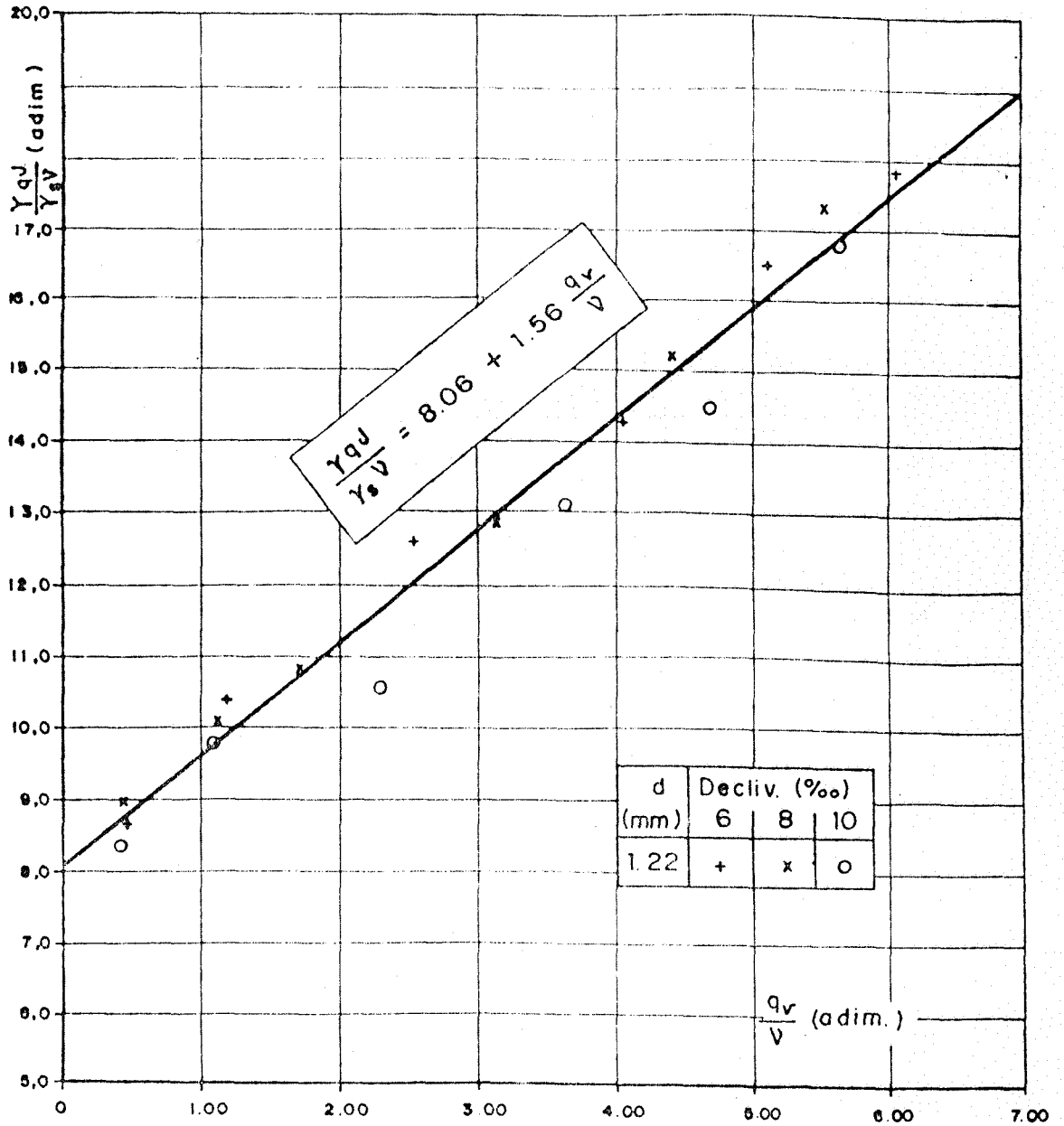


Figura 2.13 - Equação de COSTA (1974)

Para canais de secção circular, possibilitando o cálculo da descarga sólida total em peso (gs).

$$\varnothing' = 10^4 (\Psi)^{-2,3} \quad (2.37)$$

$$\varnothing = 11,6 (\Psi)^{-2,04} \quad (2.38)$$

onde, \varnothing' , \varnothing = parâmetros de transporte
= parâmetro do escoamento

Tanto para canais de secção circular quanto para secção retangular, possibilitando o cálculo da concentração de sedimentos.

Almeida - I.P.H. - (1980)

As experiências foram semelhantes às de Costa (1974) porém usou areia com diâmetro 0,77mm tanto no leito como na injeção de sedimento. A expressão final encontrada para o transporte de sedimento foi:

$$\frac{\chi \cdot q \cdot l}{\gamma_s \cdot \sqrt[2/3]{d} \cdot g^{1/2} \cdot g^{1/6}} = 1,474 + 0,341 \frac{gv}{\sqrt{\quad}} \quad (2.39)$$

Trata-se de expressão válida para os diâmetros 0,77 e 1,22mm. A expressão original de Almeida só para o diâmetro 0,77mm está representada na figura 2.14.

Garcia - I.P.H. - (1983)

Realizou experiências dando continuidade às anteriores do I.P.H. (Costa (1974) e Almeida (1980)). Usou diâmetro médio de 1,98mm tanto para o leito como para a descarga sólida injetada. A fórmula que engloba os três diâmetros (0,77; 1,22; 1,98mm) até então pesquisados é a seguinte:

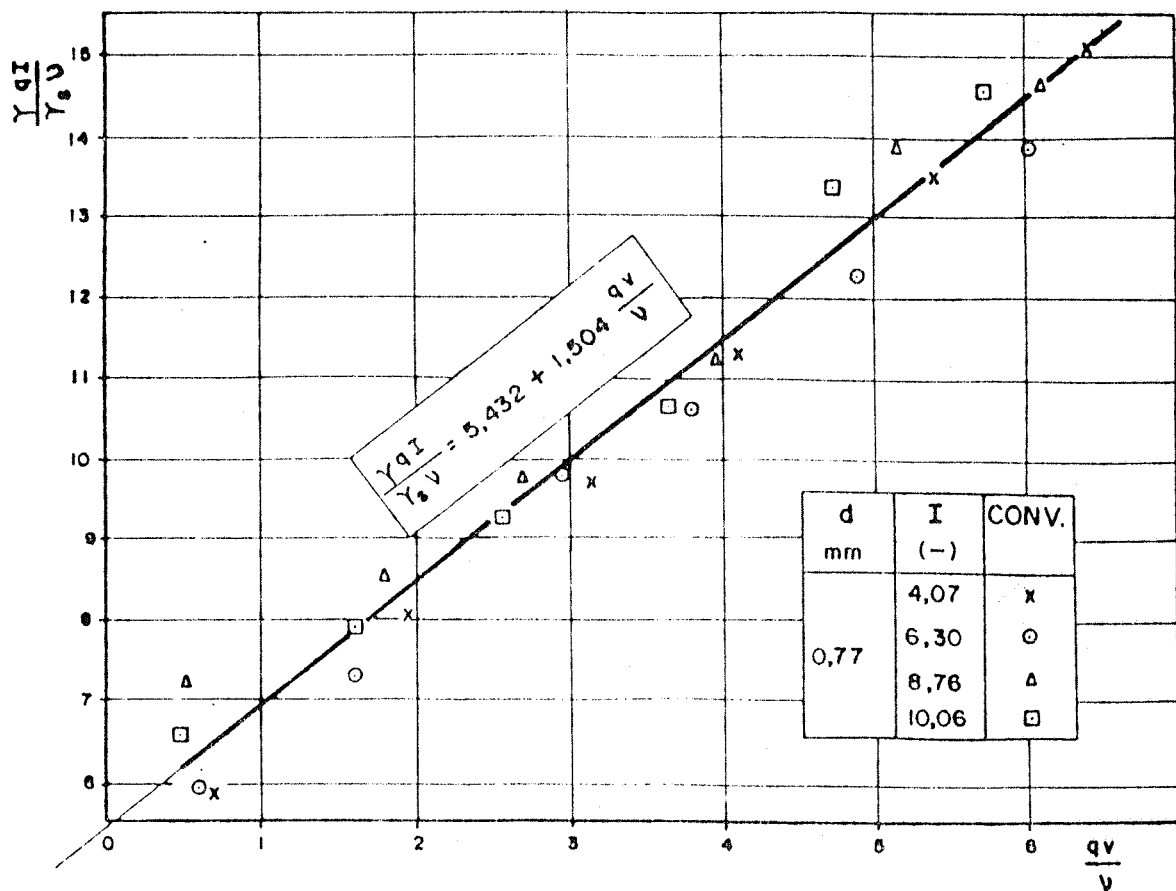


Figura 2.14 - Equação de ALMEIDA (1980)

$$\frac{\gamma_s \cdot q \cdot l}{\gamma \cdot d^{0,51} \cdot g^{0,73} \cdot \nu^{0,24}} = 0,606 + 0,124 \frac{qv}{\nu} \quad (2.40)$$

Trata-se de expressão válida para os diâmetros 0,77; 1,22 e 1,98mm. A expressão original de Garcia só para o diâmetro 1,98mm está representada na figura 2.15.

Além disso Garcia realizou pesquisas com fundo móvel no pequeno canal do laboratório de ensino do I.P.H.-U.F.R.G.S., definindo as bases de uma metodologia para esse assunto.

2.5.2 - A fundo móvel

Salvo o trabalho de Garcia (1983) feito no IPH-UFRGS, não se encontrou referência alguma na bibliografia acessível que tratasse da formação de depósitos em fundo móvel. Garcia usando um canal de 0,40m de largura e 17,00m de comprimento elaborou u ma metodologia para a identificação da formação de depósitos em fundo móvel.

Deixa-se aqui registrado que no I.P.H. atualmente está se estudando esse tema no mesmo canal mencionado com o objetivo de avançar no assunto. Até a presente data o trabalho ainda não foi publicado.

2.6 - Objetivos específicos do presente estudo

Considerando o que foi introduzido anteriormente, será utilizado um canal de fundo fixo para o estudo da formação dos depósitos. Dessa forma, ao introduzir-se uma simplificação no comportamento dos leitos naturais, fica eliminada a possibi-

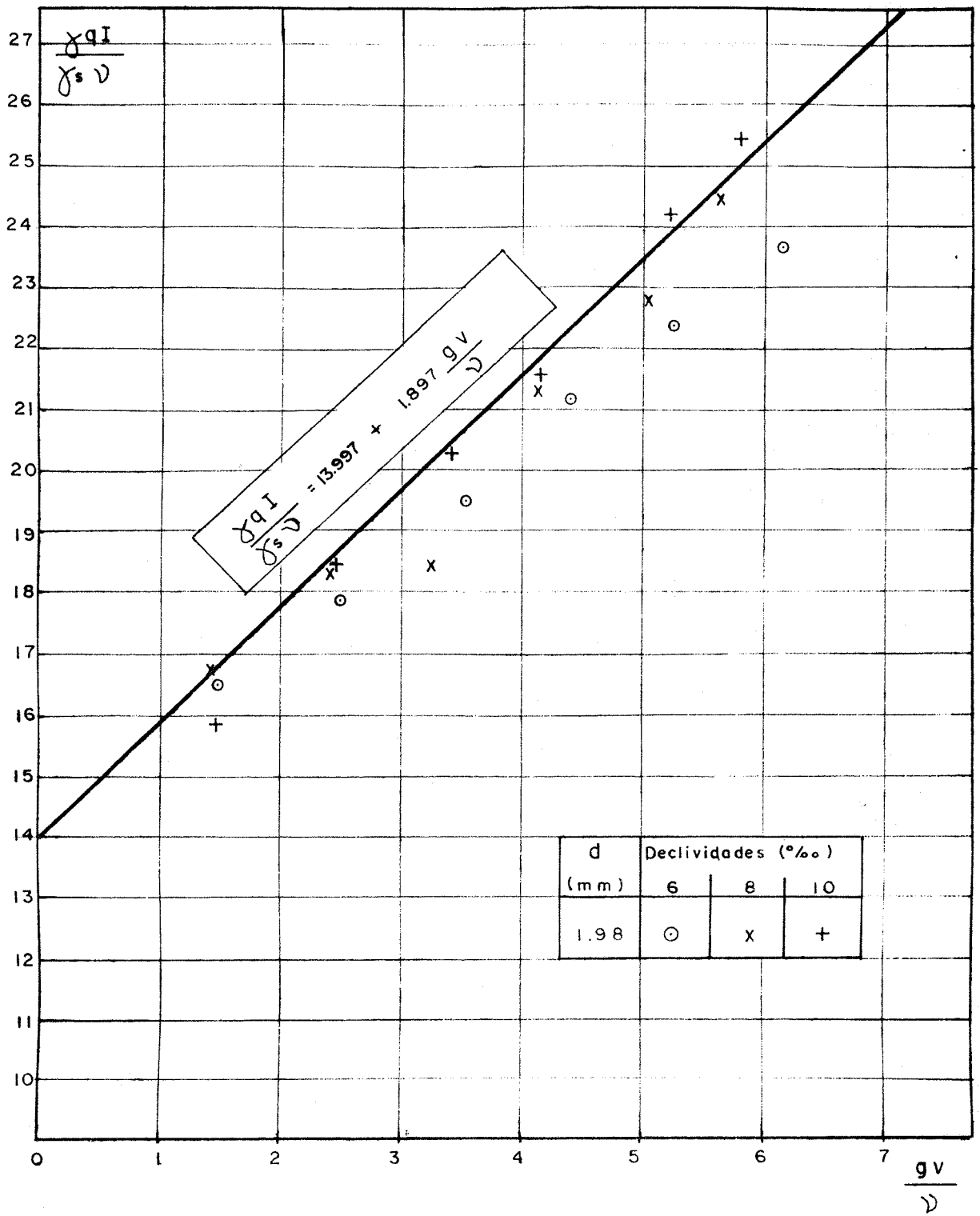


Figura 2.15 - Equação de GARCIA (1983)

lidade de erosão e as atenções poderão ser dirigidas por enquanto só na sedimentação.

São objetivos específicos deste trabalho:

- Observação direta do fenômeno de início de deposição de um escoamento e como consequência a formulação de expressões de transporte por arraste em canal de fundo fixo rugoso (Relacionado com o ítem 4 da referência bibliográfica nº 6)
- Uso de sedimento com diâmetro maior e menor daquele sedimento com o qual é construído o fundo fixo rugoso. Dessa forma, com o auxílio de trabalhos anteriores sob o mesmo enfoque, será estudada a influência da rugosidade de fundo na formação dos depósitos.
- Tentar comprovar a eficácia do uso de uma variável hidráulica independente (no caso, a potência unitária do escoamento - χ_{q1}) para a previsão do comportamento do sedimento no transporte por arraste. (Relacionado com o ítem 4 da referência bibliográfica nº 6)

3 - EXPERIÊNCIAS

3.1 - Programa de experiências

Procurando os objetivos formulados no fim do capítulo anterior, partiu-se para a concepção de um programa de experiências que permitisse estudar aqueles assuntos propostos.

Nas tabelas 3.1 e 3.2 é apresentado resumidamente o programa de experiências no qual se apoiou esse trabalho. Ao lado dos valores das vazões utilizadas está também apresentado as correspondentes faixas de potências do escoamento (γq_l) usadas em cada declividade.

Sendo este um trabalho de continuidade a outros já efetuados com o mesmo enfoque, caso dos trabalhos de Pedroli (1963), Costa (1974), Almeida (1980) e Garcia (1983), usou-se a mesma faixa de potências do escoamento da maioria daqueles pesquisadores. O mesmo ocorreu com a faixa de descargas sólidas pelas mesmas razões.

As vazões usadas para cada descarga sólida são função do comportamento do sedimento transportado e de ensaios prévios de treinamento.

EXPERIÊNCIA Nº	ENSAIOS Nº	SEDIMENTO INJETADO d ₅₀ (mm)	DECLIVIDADE DO FUNDO i (°/∞)	DESCARGA SÓLIDA INJETADA GS ($\frac{\text{Kgf}}{\text{min. } 0,70\text{m}}$)	VAZÕES LÍQUIDAS TOTAIS q (l/s)								FAIXA DE POTÊN- CIAS UTILIZADA p = γq^i (10 ⁻³ Kgf/s.m)	FAIXA DE POTÊN- CIA UTILIZADA p' = $\gamma' q'^i$ (10 ⁻³ Kgf/s.m)	VAZÃO CRÍTICA POR METRO q _c (10 ⁻³ m ³ /s.m)	VAZÃO CRÍTICA POR 0,70m q' _c (10 ⁻³ m ³ /s.m)	
01	01 a 06	0,77	6,30	0,123	11,0	10,0	9,0	<u>8,0</u>	7,0	5,0	94,74 - 21,53	66,32 - 15,07	5,47	3,83			
02	07 a 15			0,326	15,0	13,0	11,0	10,0	<u>9,5</u>	9,0			8,0	7,0	6,0	6,49	4,54
03	16 a 23			0,463	16,0	15,0	14,0	12,0	<u>11,0</u>	10,0			9,0	8,0	7,52	5,26	
04	24 a 32			0,545	15,0	13,0	<u>12,0</u>	11,0	10,0	9,0			8,0	7,0	6,0	8,20	5,74
05	33 a 39			0,760	17,0	16,0	15,0	<u>14,5</u>	14,0	13,0			12,0	9,91	6,94		
06	40 a 47			0,946	22,0	20,0	18,0	17,0	<u>16,0</u>	15,0			14,0	12,0	10,94	7,65	
07	48 a 54		8,68	0,070	8,5	7,5	6,5	5,5	<u>5,0</u>	4,5	4,0	65,26 - 23,73	45,68 - 16,61	3,42	2,39		
08	55 a 61			0,269	9,5	8,5	7,5	6,5	<u>6,0</u>	5,5	4,5			4,10	2,87		
09	62 a 69			0,353	11,0	9,0	8,0	7,0	<u>6,5</u>	6,0	5,0			4,0	4,44	3,11	
10	70 a 75			0,537	9,5	8,0	<u>7,5</u>	7,0	6,0	5,5	5,13			3,59			
11	76 a 82			0,640	10,0	9,0	<u>8,5</u>	8,0	7,0	6,0	5,0			5,81	4,07		
12	83 a 88		10,08	0,178	8,0	6,0	5,0	<u>4,5</u>	4,0	3,0	96,46 - 17,22	67,52 - 12,05	3,07	2,15			
13	89 a 96			0,277	10,0	8,0	6,0	<u>5,0</u>	4,5	4,0			3,0	2,5	3,42	2,39	
14	97 a 102			0,392	7,0	6,0	<u>5,5</u>	5,0	4,0	3,0			3,76	2,63			
15	103 a 109			0,524	13,0	11,0	9,0	7,0	<u>6,0</u>	5,0			3,0	4,10	2,87		
16	110 a 118			0,640	12,0	11,0	9,0	8,0	<u>7,0</u>	6,0			5,0	4,0	3,0	4,78	3,35
17	119 a 127			0,927	14,0	12,0	10,0	<u>9,0</u>	8,0	7,0			6,0	5,0	4,0	6,15	4,31

TABELA 3.1 - PROGRAMA DE EXPERIÊNCIAS

di = 0,77mm

df = 1,22mm

As vazões sublinhadas são as de "início de depósito".

EXPERIÊNCIA Nº	ENSAIOS Nº	SEDIMENTO INJETADO d ₅₀ (mm)	DECLIVIDADE DO FUNDO I (°/∞)	DESCARGA SÓLIDA INJETADA G _s ($\frac{\text{Kgf}}{\text{min.0,70m}}$)	VAZÕES LÍQUIDAS TOTAIS Q (l/s)							FAIXA DE POTEN- CIAS UTILIZADA p = $\gamma q l$ (10 ⁻³ Kgf/s.m)	FAIXA DE POTEN- CIAS UTILIZADA p = $\gamma q' l$ (10 ⁻³ Kgf/s.m)	VAZÃO CRÍTICA POR METRO q _c (10 ⁻³ m ³ /s.m)	VAZÃO CRÍTICA POR METRO q' _c (10 ⁻³ m ³ /s.m)			
02	01 a 07	1,98	6,30	0,914	16,0	15,0	14,0	13,0	<u>12,5</u>	12,0	11,0	92,19 - 45,86	64,53 - 32,10	8,25	5,77			
	08 a 14			0,300	17,0	16,0	15,0	14,0	<u>13,5</u>	13,0	12,0			8,89	6,22			
	03			15 a 21	0,460	18,0	17,0	16,0	<u>15,5</u>	15,0	14,0			13,0	10,18	7,13		
	04			22 a 28	0,520	20,0	18,0	17,0	<u>16,5</u>	16,0	15,0			14,0	10,82	7,57		
	05			29 a 37	0,630	22,5	22,0	21,0	19,0	<u>18,5</u>	18,0			17,0	16,0	15,0	12,10	8,47
	06			38 a 43	0,753	22,5	21,5	20,5	<u>20,0</u>	19,5	18,5					13,05	9,14	
07	44 a 49		8,68	8,68	0,193	10,5	10,0	9,5	<u>9,0</u>	8,5	7,5	105,29 - 43,42	73,70 - 30,39	5,99	4,19			
	08				50 a 55	0,304	13,0	12,0	11,0	<u>10,5</u>	10,0			9,0	6,96	4,88		
	09				56 a 61	0,461	13,5	12,0	<u>11,5</u>	11,0	10,0			9,0	7,62	5,33		
	10				62 a 68	0,515	14,5	13,5	<u>12,5</u>	12,0	11,5			11,0	10,0	8,27	5,79	
	11				69 a 75	0,628	18,5	17,0	16,0	15,0	<u>14,0</u>			13,0	12,0	9,24	6,47	
	12				76 a 81	0,738	16,5	15,5	<u>15,0</u>	14,5	13,5			12,5			9,88	6,92
13	82 a 88		10,08	10,08	0,201	13,0	11,0	9,0	8,0	<u>7,0</u>	6,0	5,5	125,60 - 37,09	87,92 - 25,96	4,67	3,27		
	14				89 a 94	0,304	10,5	9,5	<u>8,5</u>	7,5	6,5	5,5			5,66	3,96		
	15				95 a 99	0,460	12,5	11,5	10,0	<u>9,0</u>	8,0				5,99	4,19		
	16				100 a 107	0,518	12,0	11,0	10,0	<u>9,5</u>	9,0	8,0			7,0	6,0	6,32	4,42
	17				108 a 115	0,630	19,0	17,0	15,0	13,0	12,0	<u>11,0</u>			10,0	9,0	7,30	5,11
	18				116 a 122	0,738	14,0	13,0	12,0	<u>11,5</u>	11,0	10,0			9,0			7,62

TABELA 3.2 - PROGRAMA DE EXPERIÊNCIAS

d_i = 1,98mm d_f = 1,22mm

As vazões sublinhadas são as de "início de depósito"

As declividades usadas foram praticamente as mesmas daqueles trabalhos, pelas mesmas razões expostas acima no terceiro parágrafo.

Devido a aferições exaustivas do equipamento utilizado nos ensaios, os parâmetros: declividade e descarga sólida assumem valores fracionários ou estranhos. As vazões correspondentes à situação de início de depósito (explicada a seguir no item 3.3.2) aparecem sublinhadas e serão posteriormente usadas para a caracterização de situações de transporte máximo. Para a areia 0,77mm* foram realizados 127 ensaios e para a areia 1,98mm* 122 ensaios, totalizando 249 ensaios realizados.

Os demais valores que constam na tabela serão devidamente esclarecidos no item 3.3 das próximas páginas.

3.2 - Instalações

Os ensaios foram realizados no grande canal do Pavilhão Fluvial do Instituto de Pesquisas Hidráulicas (fig. 3.1). O canal é constituído por uma cuba de alvenaria de 37,00m de comprimento, 2,82m de largura e 0,90m de altura (dimensões externas). No seu interior coloca-se uma camada de aproximadamente 25 cm de areia escolhida para constituir o fundo do canal (no caso areia com $d_{50} = 1,22\text{mm}^*$ cuja curva granulométrica está na figura 3.10).

Nas laterais existem trilhos metálicos ajustáveis à declividade desejada. Sobre esses trilhos desliza um carro passageiro móvel no qual se fixa um perfil de madeira com a forma da secção transversal do leito. Dessa maneira, movimentando-se o carro sobre os trilhos molda-se o formato do canal desejado na

* Neste trabalho, as expressões areia 0,77 mm, areia 1,22 mm e areia 1,98 mm significam respectivamente: areia $d_{50} = 0,77\text{mm}$, areia $d_{50} = 1,22\text{mm}$ e areia $d_{50} = 1,98\text{mm}$.

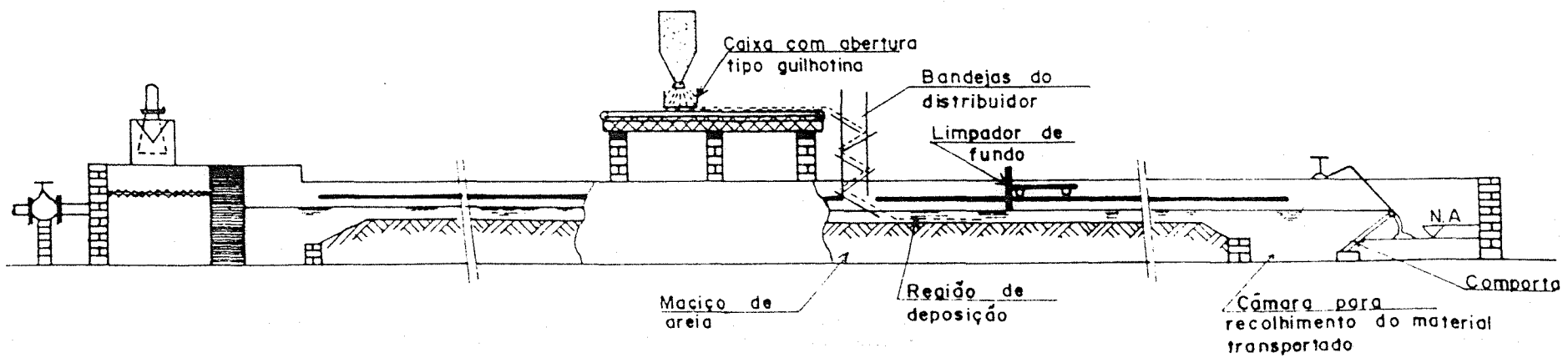
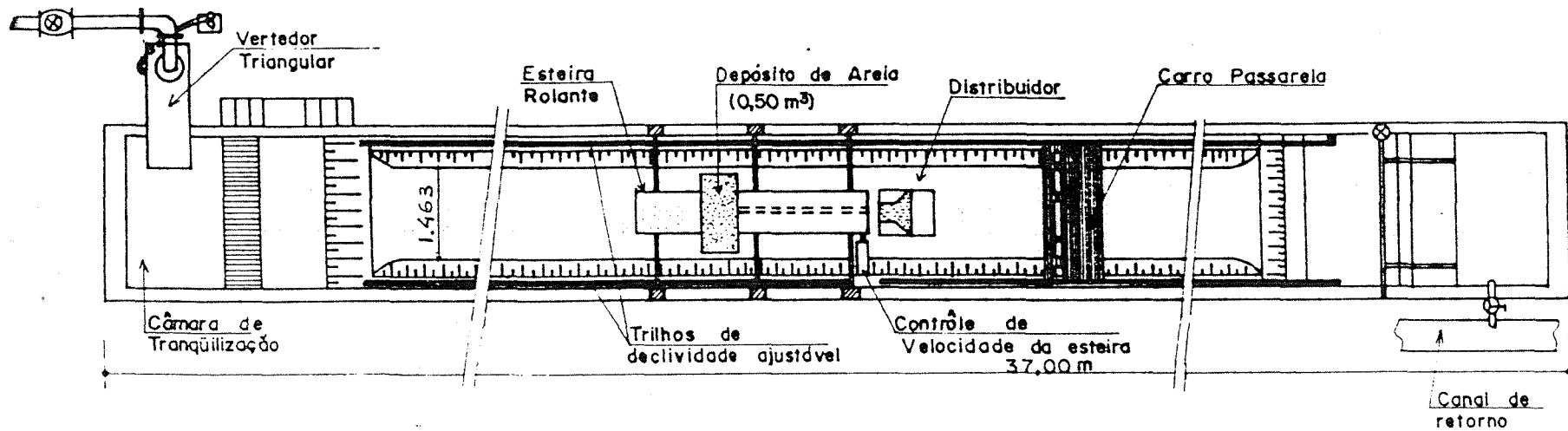


FIGURA 3.1 - Grande Canal (Pavilhão Fluvial do IPI).

areia ainda seca.

A montante, há um vertedor triangular de 90° com vazão máxima de 35 l/s recebendo água bombeada de um reservatório subterrâneo.

No centro do canal há um sistema de esteira rolante que recebe sedimento de um depósito elevado de $0,50 \text{ m}^3$ e a despeja num distribuidor de madeira. Este elemento serve para distribuir homogeneamente o sedimento nos 0,7m centrais da secção transversal do canal que tem forma trapezoidal com 1,463 m de largura e taludes de 5:2 (H:V).

Os sedimentos escolhidos para o transporte serão areias já existentes no IPH. As areias serão injetadas no escoamento e têm $d_{50} = 0,77\text{mm}$ e $d_{50} = 1,98\text{mm}$ (ver curvas granulométricas nas figuras 3.9 e 3.11).

A jusante do canal existe uma comporta que influencia diretamente no comprimento do remanso no fim do canal. Regulando-a adequadamente, obtem-se um escoamento com movimento permanente uniforme.

As figuras 3.2 a 3.8 são fotografias das instalações usadas neste trabalho.

3.3 - Procedimentos experimentais.

3.3.1 - Preparo do canal para os ensaios

As declividades ensaiadas serão inicialmente de 6, 8

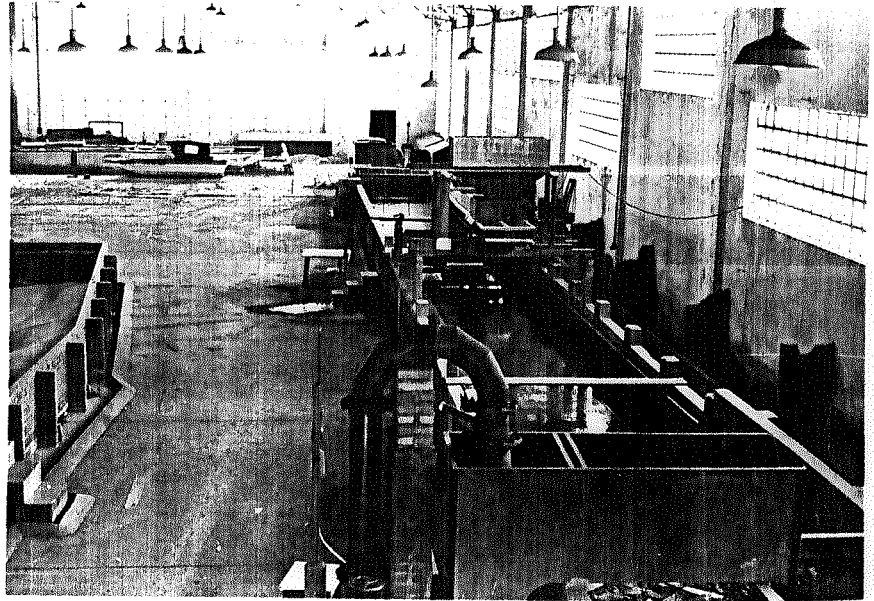


FIGURA 3.2 - Vista geral das instalações

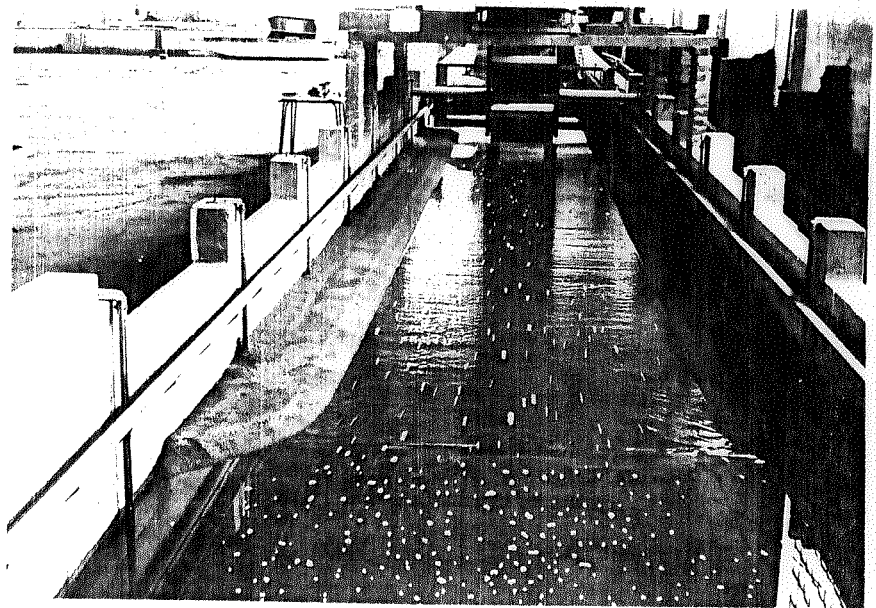


FIGURA 3.3 - Vista da entrada de montante

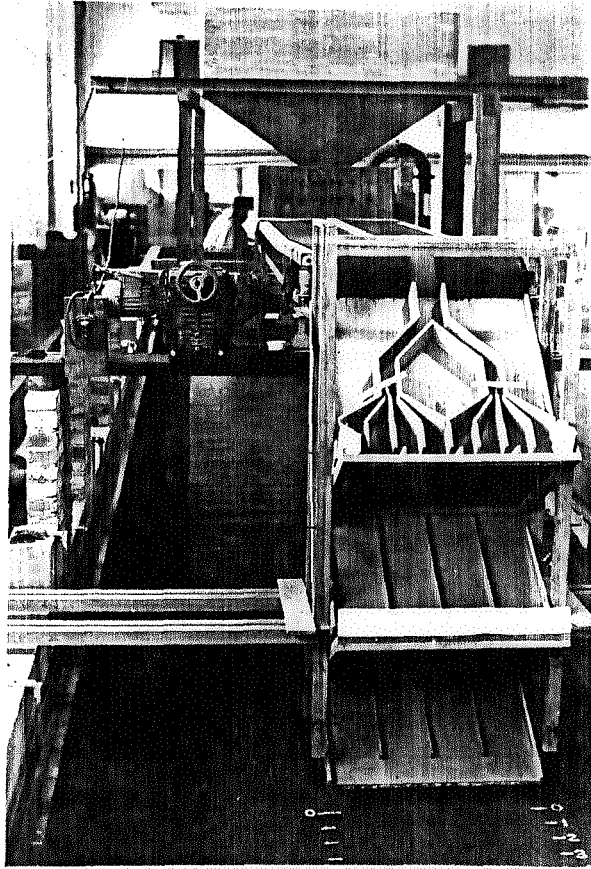


FIGURA 3.4 - Sistema de alimentação de sedimento (reservatório elevado, correia transportadora e distribuidor)

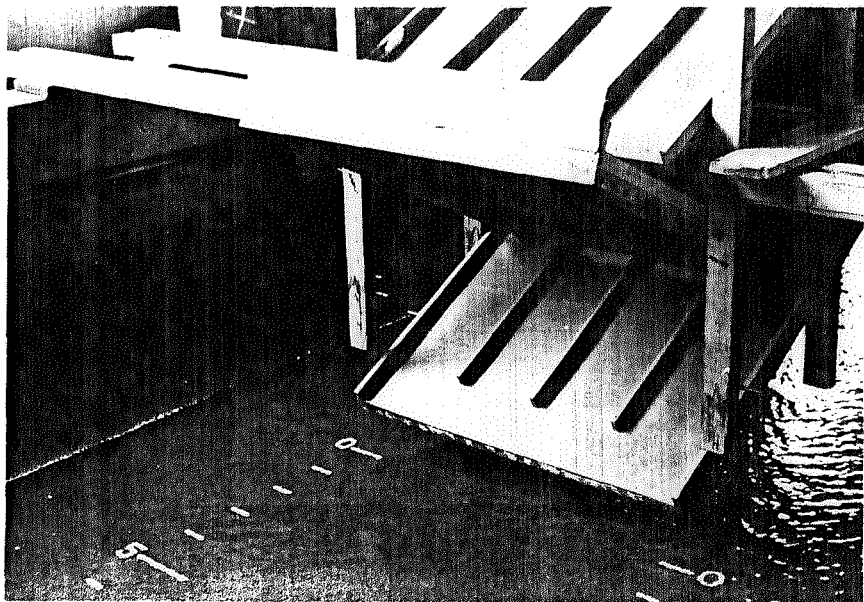


FIGURA 3.5 - Detalhe da última bandeja do ditribuidor e zona de observação

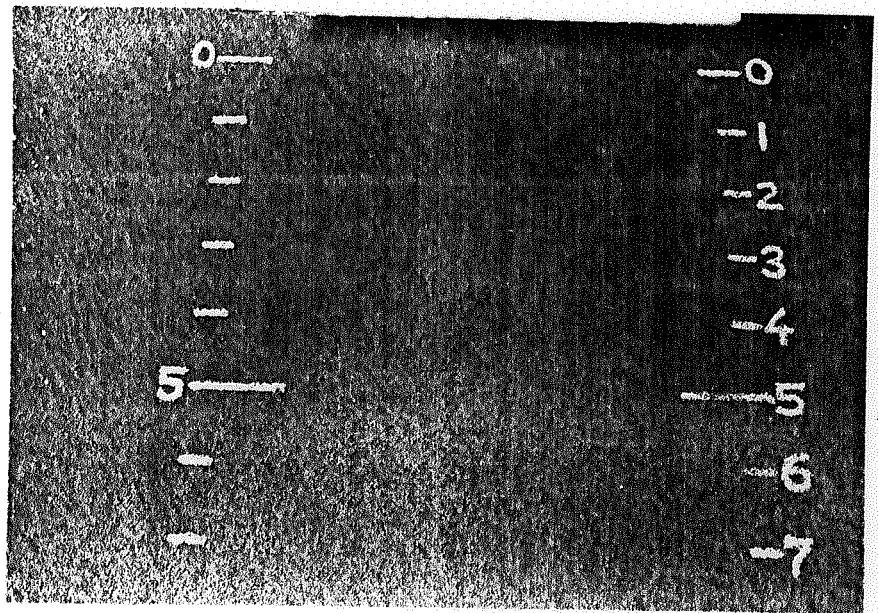


FIGURA 3.6 - Detalhe das listas pintadas na zona de observação.

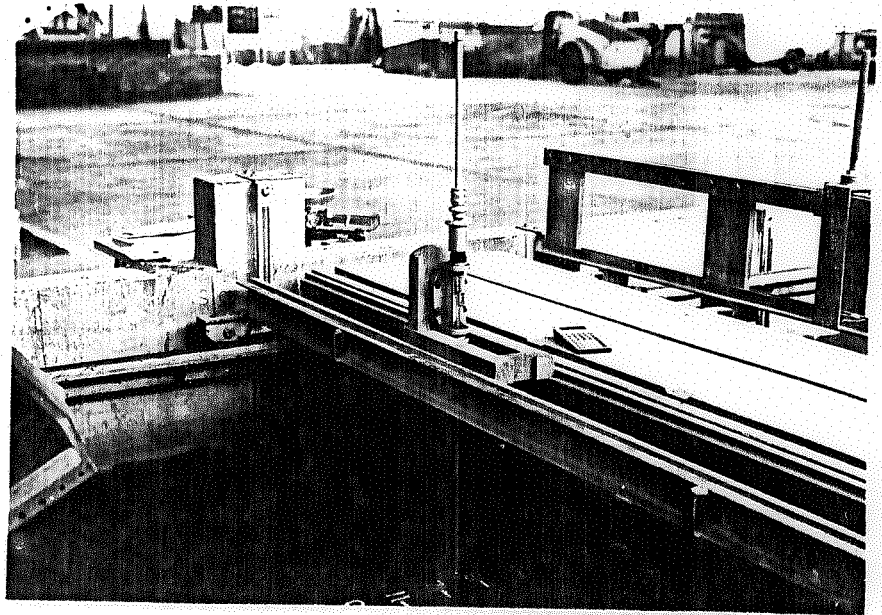


FIGURA 3.7 - Carro passarela com ponta linimétrica.



FIGURA 3.8 - Amostra do fundo antes e depois da cimentação e os dois sedimentos injetados (0,77 e 1,98mm).

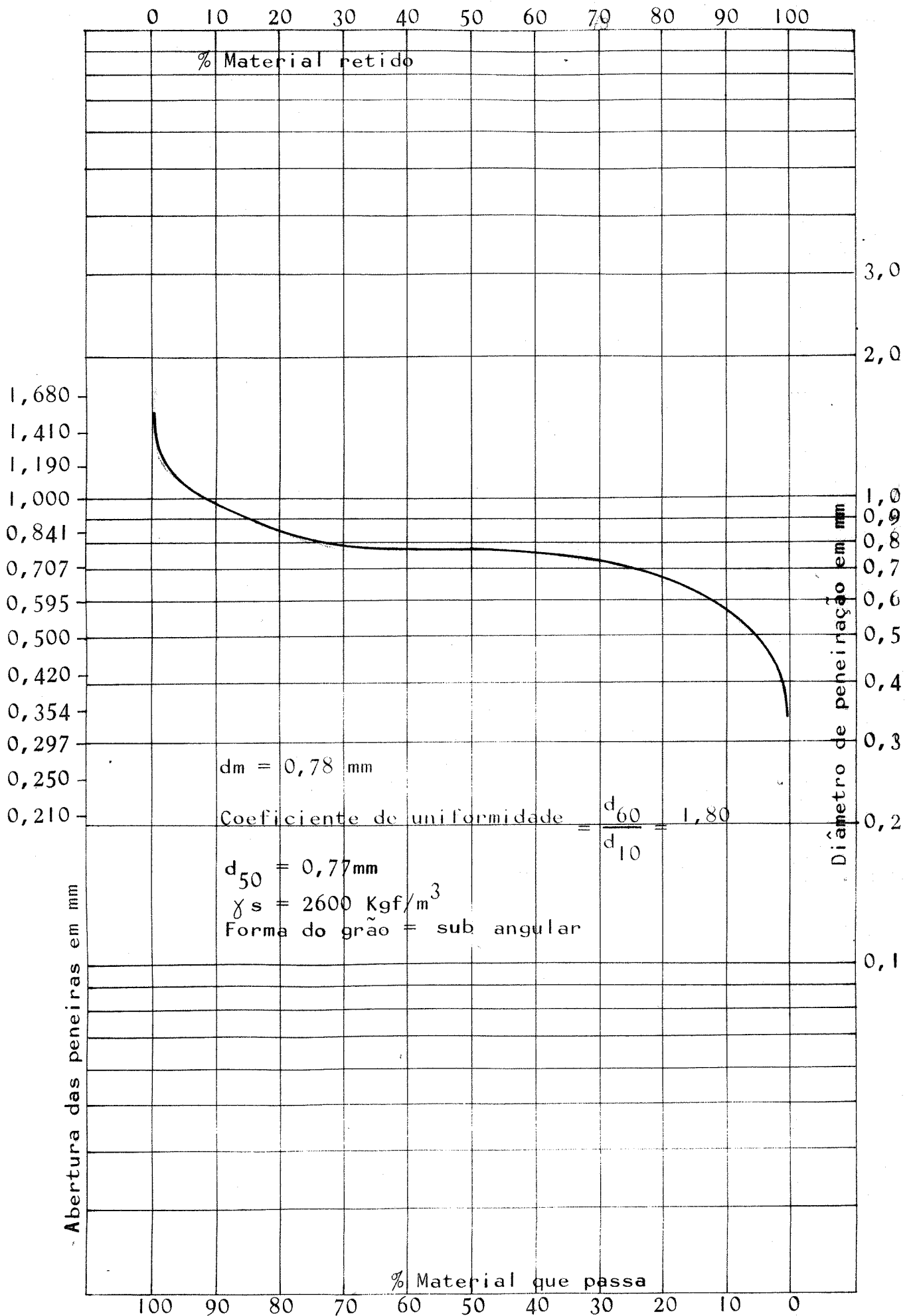


Figura 3.9 - Curva granulométrica da areia $d_{50} = 0,77 \text{ mm}$:

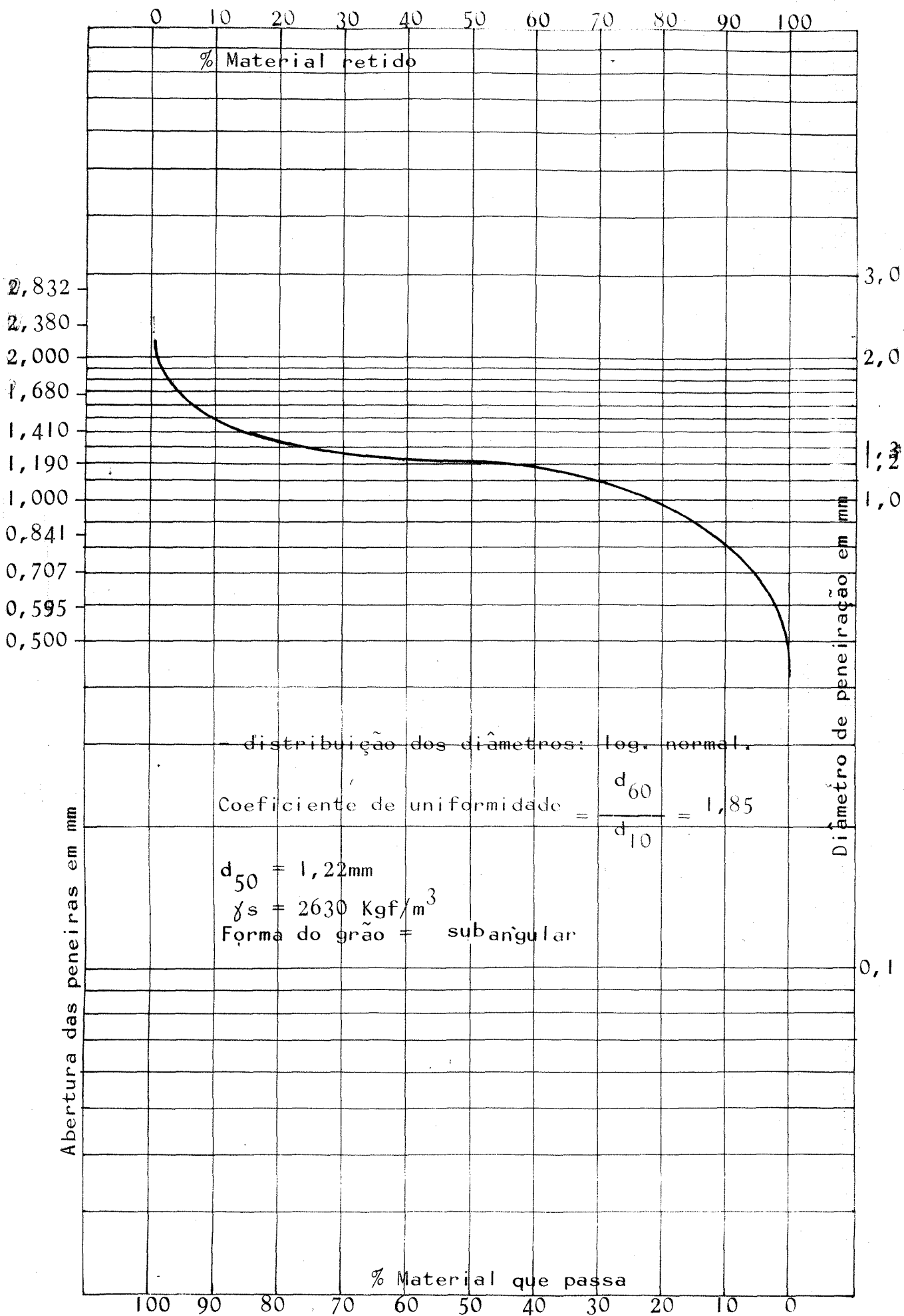


Figura 3.10 - Curva granulométrica de areia $d_{50} = 1,22\text{mm}$

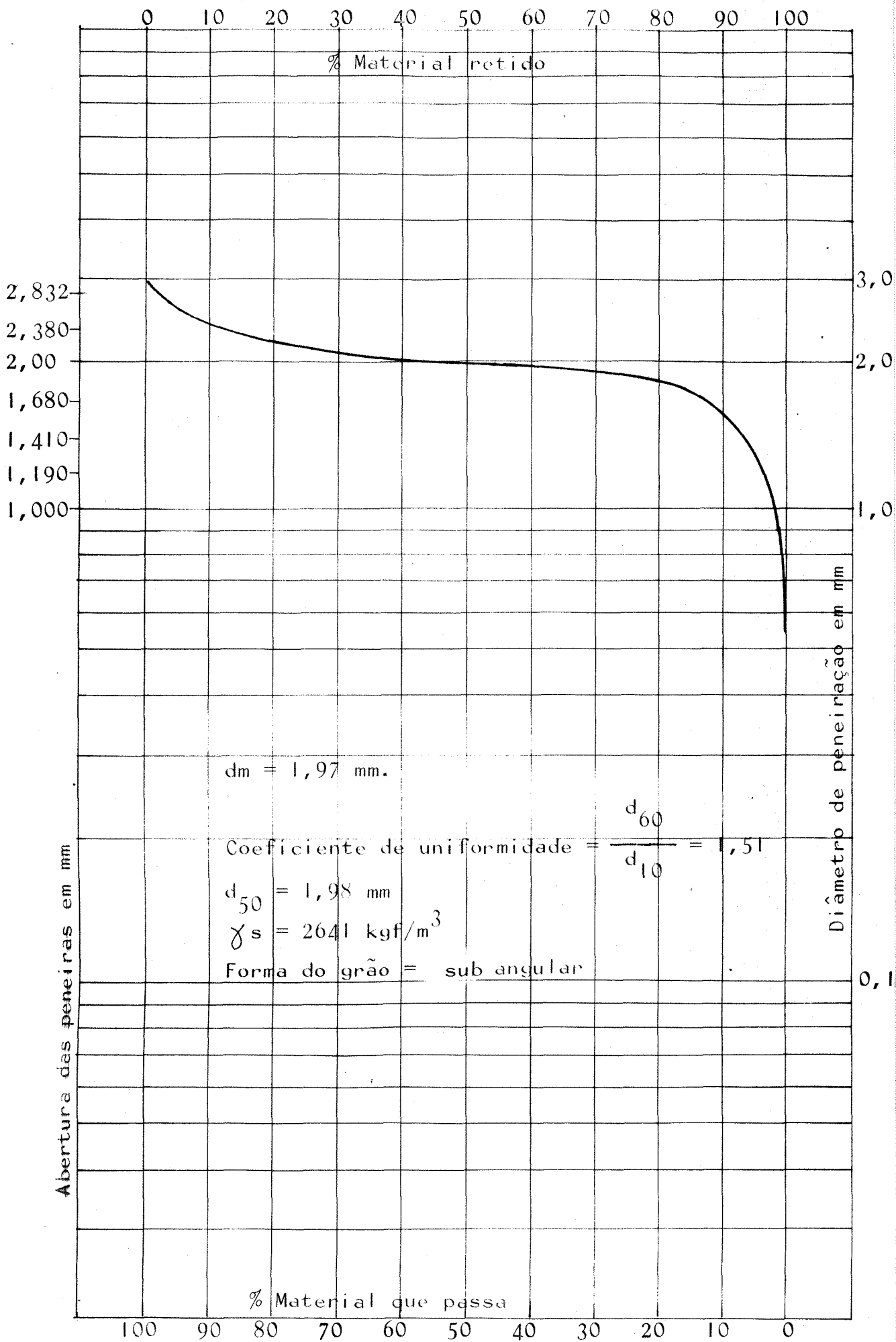


FIGURA 3.11 - Curva granulométrica de areia $d_{50} = 1,98 \text{ mm}$

e 10 ‰. Após a moldagem do leito fixo procede-se a um minucioso levantamento topográfico do fundo do canal (este deve estar com o maciço de areia saturado d'água para reproduzirmos as mesmas condições do decorrer dos ensaios). Esse procedimento permite avaliar a declividade média real na zona de observação dos ensaios pois na prática verificou-se uma grande dificuldade para obter uma declividade única em toda a extensão do canal.

A mencionada moldagem do leito é feita em 4 etapas:

- 1 - Regulagem dos trilhos na declividade desejada.
- 2 - Moldagem do leito seco com o molde trapezoidal fixado no carro móvel.
- 3 - Umidificação do maciço de areia (enche-se o canal com água de jusante para montante lentamente evitando-se assim que bolhas de ar do interior do maciço rompam o fundo. Depois libera-se toda a água ficando o maciço úmido).
- 4 - Aplicação de uma fina película de cimento sobre o fundo usando-se uma peneira bem fina. Dessa maneira consegue-se um fundo fixo com d_{50} praticamente igual ao da areia $d_{50} = 1,22\text{mm}$. A figura 3.8 mostra a fotografia de uma amostra de fundo com e sem cimentação, juntamente com as 2 areias usadas para o transporte sólido.

Após a moldagem do leito espera-se 3 dias para que o cimento endureça. Em seguida na zona de observação dos ensaios (ver figura 3.12) pinta-se no fundo do canal listas espaçadas de 10 em 10 cm à partir do ponto de injeção de sedimentos. Essas listas facilitam a medição do comprimento dos depósitos e servem de referência para as observações.

Logo que a pintura estiver seca (usou-se tinta acrílica para desenhos artísticos) enche-se novamente o canal de ju

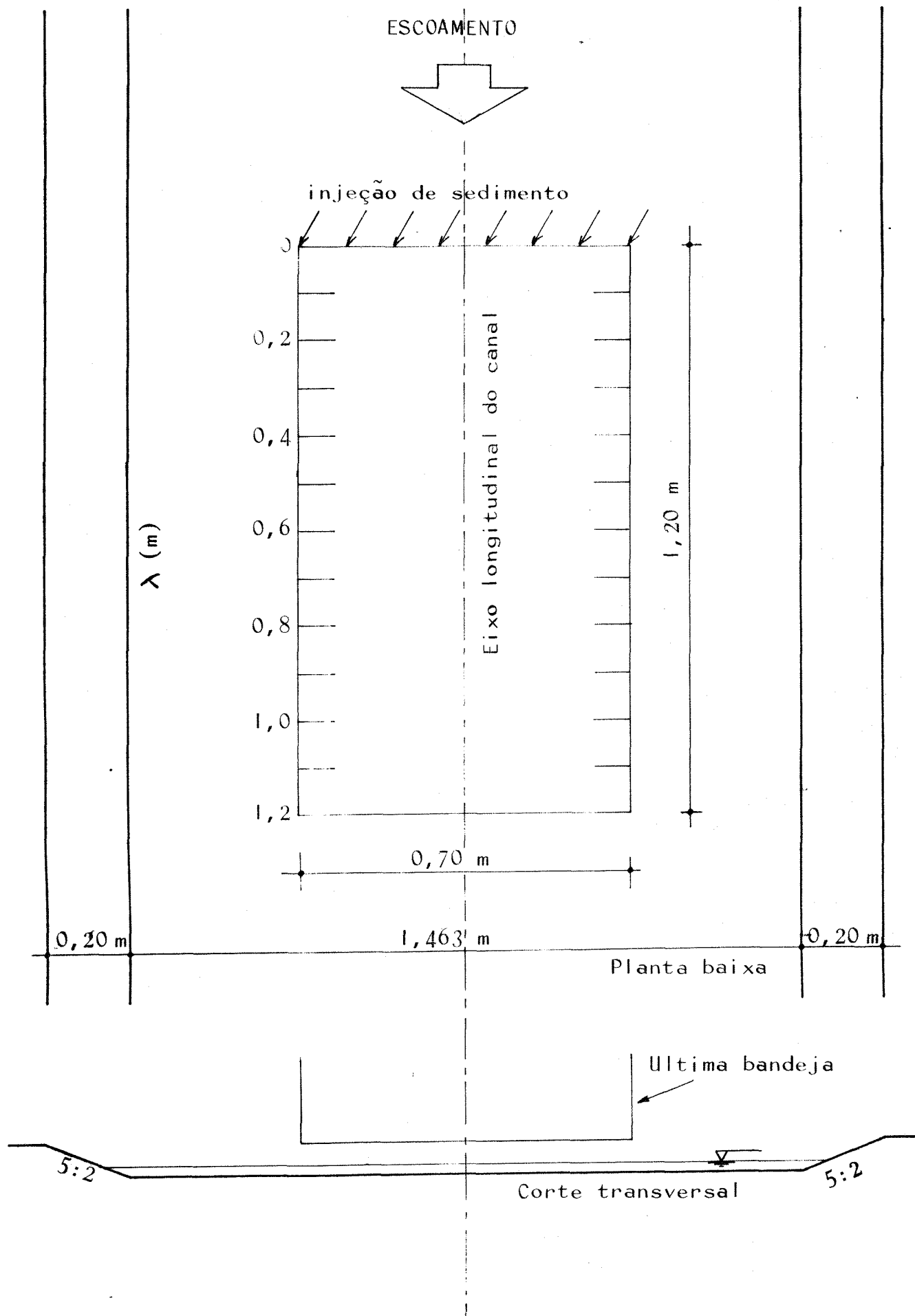


Figura 3.12 - Zona de observação dos ensaios

sante para montante o mais lentamente possível devido o problema das bolhas de ar dentro do maciço de areia. Com esse procedimento as bolhas vão lentamente subindo para montante e desfazendo-se sem romper o fundo fixo.

Quando o leito estiver totalmente submerso inverte-se o fluxo d'água passando o escoamento a funcionar normalmente de montante para jusante. Assim, tem-se agora um escoamento definido e perfeitamente controlável através do vertedor à montante e da comporta à jusante. Nesse escoamento injetar-se-á sedimentos para que sejam transportados por arraste.

A injeção é feita no início da zona de observação (figura 3.12) com descargas sólidas constantes sendo todo o sistema de alimentação de sedimentos aferido antes de cada bateria de ensaios. Finalmente, sobre o carro passarela instala-se uma ponta linimétrica para leitura das lâminas d'água durante os ensaios.

3.3.2 - Roteiro para os ensaios

Uma bateria de ensaios é realizada escolhendo-se uma descarga sólida fixa e, em ordem decrescente, são ensaiadas diversas vazões começando por um valor elevado até um valor bem inferior.

Em outras palavras, são testados escoamentos com excessiva energia para o transporte do sedimento e também aqueles com falta de energia. Nessa ordem decrescente passa-se obrigatoriamente por uma vazão crítica correspondente ao início de depósito .

O roteiro de operações é o que segue:

- a) Uma descarga sólida fixa é escolhida. Após várias pesagens do sedimento (essas pesagens são feitas desviando-se o sedimento do distribuidor para um recipiente de pesagem), pela alteração da rotação da correia transportadora, obtém-se a descarga sólida escolhida (até aqui o sedimento ainda não foi injetado no escoamento pois foi apenas aferido).
- b) Ajusta-se o vertedor para uma vazão suficientemente grande (definida através de ensaios prévios de treinamento) para arrastar com muita facilidade a descarga sólida fixa e previamente aferida.
- c) Após a estabilização da vazão pelos dispositivos apropriados (vertedor, registros da bomba e comporta de jusante) faz-se leituras das cotas da superfície da água (ponta linimétrica instalada no carro passarela) em diversos pontos da zona de observação. Essas leituras subtraídas das leituras das cotas de fundo (última tarefa de cada bateria de ensaios) nos darão a lâmina d'água média e servem como testemunhas do movimento permanente uniforme.
- d) A temperatura da água é medida para mais tarde se calcular a viscosidade cinemática do fluido.
- e) Proceder-se à injeção de sedimentos no escoamento registrando-se todos os detalhes do comportamento do mesmo sob a ação daquela vazão (tempo transcorrido desde o início da injeção, avanço do tapete de sedimentos sobre o fundo, desenhos dos depósitos, espessura média dos depósitos, regiões de depósitos com concentração excessiva de sedimento, etc). Uma descrição detalhada do comportamento de cada sedimento sob a ação do escoamento está descrita no item 3.4.3. Após 4 ou 5 minutos o ensaio é dado por encerrado, pois esse tempo revelou-se

mais do que suficiente para a observação (é interrompido apenas o suprimento de sedimento sendo que o escoamento permanece).

- f) Limpa-se o fundo do canal retirando todo o sedimento depositado durante o ensaio (tarefa extremamente delicada pois corre-se o risco do rompimento da película de cimento).
- g) O vertedor é ajustado para uma nova vazão 0,5 ou 1 l/s (dependendo da sensibilidade dos ensaios) inferior à anterior e repete-se os itens c até f.
- h) Repete-se o procedimento para diversas vazões em ordem decrescente.
- i) Encerra-se a bateria de ensaios quando a faixa de vazões ensaiadas não deixar a menor dúvida quanto à identificação da vazão crítica, ou seja, a vazão para a qual inicia-se o fenômeno de "início de depósito". Essa vazão corresponde à "capacidade de transporte" do escoamento.

3.4 - A identificação do "início de depósito"

3.4.1 - Introdução

O aspecto nevrálgico das experiências reside na determinação exata do início de depósito, ou seja, para uma determinada descarga sólida constante injetada no escoamento qual seria a vazão para a qual se inicia o fenômeno da deposição.

Mais adiante comentar-se-á as dificuldades encontradas na determinação da referida vazão de início de depósito que não é tão fácil como possa parecer ao leitor desavisado.

3.4.2 - Generalidades

Usaram-se dois critérios para a identificação de uma vazão crítica correspondente à situação de início de depósito:

- critério visual - usando-se a experiência e a sensibilidade adquirida durante ensaios prévios de treinamento. (Este critério foi aplicado aos dois sedimentos injetados ou seja, 0,77mm e 1,98mm)
- critério analítico - com o auxílio do conceito de "taxa de depósito" concebida por Costa (1974). (Este critério só pode ser aplicado ao sedimento 0,77mm como veremos a seguir).

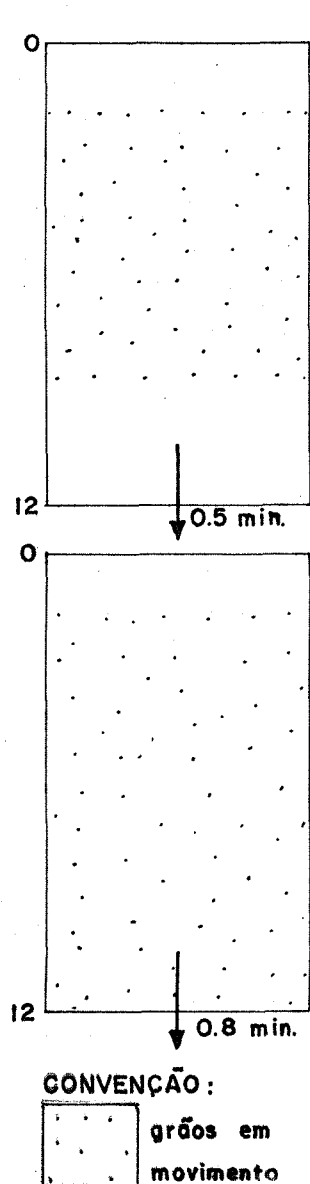
3.4.3 - Critério visual

A seguir, para maior esclarecimento tem-se uma descrição detalhada do comportamento dos dois sedimentos (areias $d_{50} = 0,77\text{mm}$ e $d_{50} = 1,98\text{mm}$) no decorrer de uma bateria de ensaios ($G_s = \text{constante}$), possibilitando a identificação da vazão de início de depósito.

A descrição segue a metodologia já exposta em 3.3 e foi dividida sistematicamente em 3 partes distintas:

- 1) Vazões muito elevadas nas quais sobra energia para o transporte.
- 2) Vazão crítica (equivalente à situação de capacidade de transporte) ou de início de depósito.
- 3) Vazões abaixo da vazão crítica.

3.4.3.1 - Ensaio com $d_i = 0,77$ mm



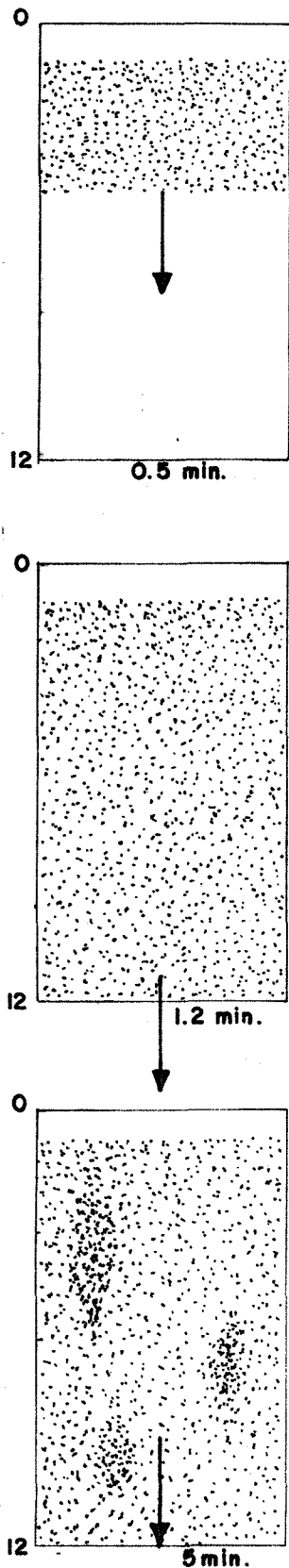
Vazões superiores à crítica (figura 3.13)

Os grãos entram no escoamento e vão sendo transportados de maneira uniforme e perfeitamente definida. Há, desde o início a formação de um "tapete" de sedimentos com pouca concentração. O "tapete" é transportado com bastante energia e velocidade constante. Esta velocidade é menor que as dos grãos 1,98mm porém o avanço da nuvem de sedimentos é constante. Assim, o processo se mantém inalterado e o ensaio é encerrado após 4 a 6 minutos, pois esse tempo é mais do que suficiente para caracterizar o fenômeno. Nestas vazões os grãos que compõem o "tapete" mantem entre si uma distância média bem superior a 1 diâmetro 0,77mm.

A fig. 3.13 mostra somente a zona de observação (0,70m x 1,20m) da figura 3.12.

FIGURA 3.13 - Ensaio com areia 0,77mm.

Os números embaixo de cada desenho indicam o tempo aproximado transcorrido desde o início da injeção de sedimento.



Vazão crítica (figura 3.14)

O transporte se dá de maneira semelhante ao caso das vazões superiores à crítica. A diferença é que o tapete é mais denso e mais lento, sendo a distância média entre os grãos transportados de 0,3 a 1,0 diâmetro 0,77mm. Embora o conceito de "taxa de depósito" seja introduzido no item 3.4.4 a seguir, já deixa-se aqui registrado que na vazão crítica aquele valor situa-se entre 25% e 67%, sendo na maioria dos casos próxima à 47%.

Em média, a partir do 3º minuto podem aparecer eventualmente pequenas regiões com tapete completamente fechado ou com mais de 1 grão de altura. Essas regiões não aumentam de tamanho e não chegam a interferir no processo global que é de transporte, embora lento.

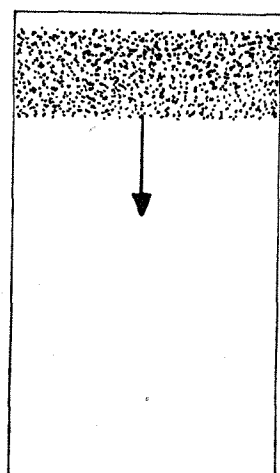
Esta vazão estaria transportando a descarga sólida (fixa) já com uma certa dificuldade, caracterizando uma situação de capacidade máxima de transporte.

Observando-se o depósito bem de perto, nota-se que muitos grãos tendem à ficar retidos pela rugosidade do fundo e o restante rola sobre os mesmos.

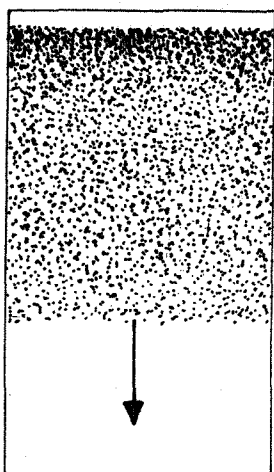
Figura 3.14 - Ensaios com areia 0,77mm.

Em alguns casos pode-se ficar em dúvida ao selecionar a vazão crítica usando apenas o critério visual, isto é, nas vazões em torno da crítica, o fenômeno é muito parecido de um ensaio para outro.

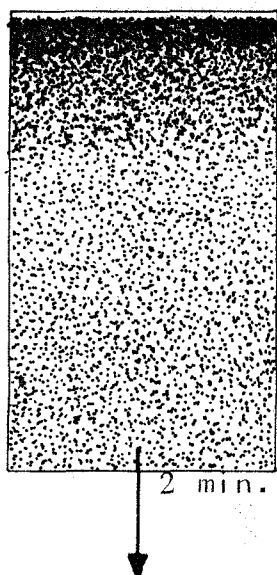
Vazões inferiores à crítica (figura 3.15)



0,5min.



1,3min.



2 min.

O processo também é semelhante aos casos de vazão crítica e superiores à crítica. Isto é, o tapete de sedimentos sempre é uniforme e bem caracterizado. Nestes casos o depósito é bem mais denso que os anteriores e avança com velocidade um pouco menor ainda.

Os grãos começam a atritar-se mutuamente e o depósito vai adquirindo uma espessura variável. Próximo ao ponto de injeção pode ter de 1 a 4 grãos de espessura, e mais a jusante de 1 a 2 grãos. A rugosidade de fundo original começa a ser alterada.

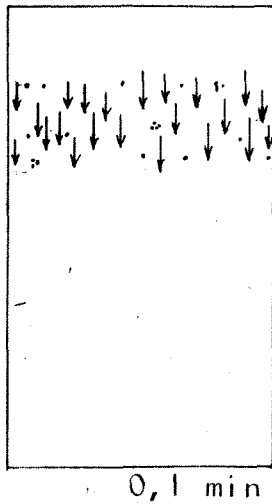
Nesta etapa a rugosidade do fundo (1,22mm) já foi alterada para 0,77mm pois a área de observação está totalmente coberta por uma camada de vários grãos de altura.

Os grãos são transportados sobre essa camada e vão se depositando a jusante. A velocidade de avanço do depósito é extremamente baixa e muitas vezes diminui com o passar do tempo.

Figura 3.15 - Ensaio com areia 0,77mm.

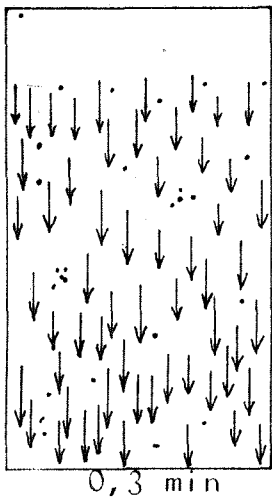
3.4.3.2 - Ensaio com $d_i = 1,98\text{mm}$

Como será complementado mais adiante e também no capítulo 4, o comportamento da areia $1,98\text{mm}$ difere muito do da areia $0,77\text{mm}$:




Vazões superiores à crítica (figura 3.16).

Os grãos injetados no escoamento são transportados com muita facilidade, atingindo velocidades quase iguais à do escoamento. Desta forma não chegam a formar um tapete de grãos, pois a distância média entre os mesmos é de 25 - 100 vezes o diâmetro. O sedimento rola, salta e por curtíssimos períodos de tempo alguns grãos param, tornando a ser transportados novamente.



A grande maioria continua sendo transportada sem problema algum. Por vezes há formação de um ou outro pequeno montículo de 5 a 30 grãos aproximadamente. Estes permanecem inalterados não aumentando de tamanho. Apenas caracterizam a existência de alguma imperfeição local na moldagem do fundo. Assim, o processo continua sem alterações e completamente estável não deixando a menor dúvida que a vazão em questão tem energia de sobra para transportar por arraste a descarga sólida injetada no escoamento. O tempo total do ensaio é de 4 a 6 minutos.

 Grãos depositados


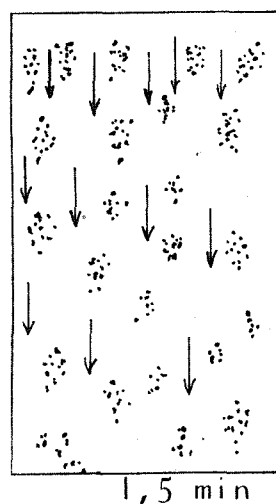
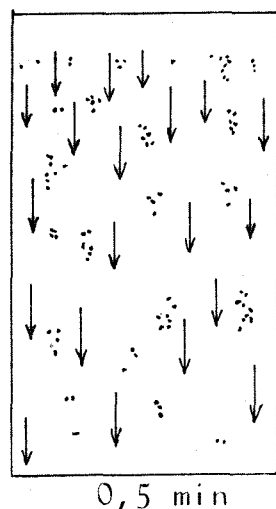
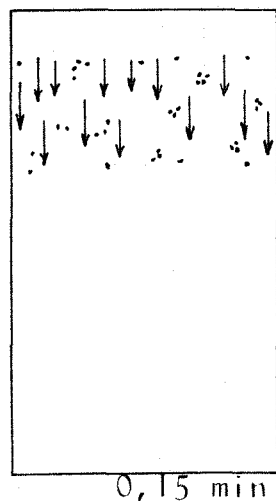
 Grãos em movimento

Figura 3.16 - Ensaio com areia $1,98\text{mm}$.



Vazão crítica (figuras 3.17 e 3.18)

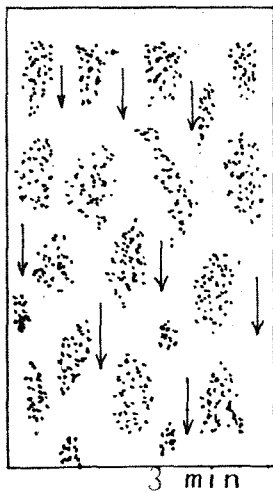
Os primeiros grãos injetados são transportados com velocidade bem menor que a do escoamento.

Nos primeiros segundos começa a formação de pequenos montículos de 5 a 30 grãos aproximadamente. A diferença fundamental é que agora esses montículos acontecem em toda a área de observação. Entre eles há transporte sólido mas com notável dificuldade, isto é, os períodos de repouso dos grãos duram mais e o processo de transporte é basicamente só rolamento. O grão 1,98mm transportado sobre fundo 1,22mm mostra-se muito sensível a qualquer imperfeição de moldagem do leito, às vezes formando depósitos irregulares. Nota-se também, uma certa instabilidade, no processo (às vezes é necessário repetir o ensaio). Os montículos vão aumentando de tamanho e o transporte sólido entre eles continua embora com dificuldade crescente. Nesta etapa existe ao mesmo tempo transporte e deposição e entendemos que o escoamento está transportando a máxima quantidade possível de sedimento por arraste.

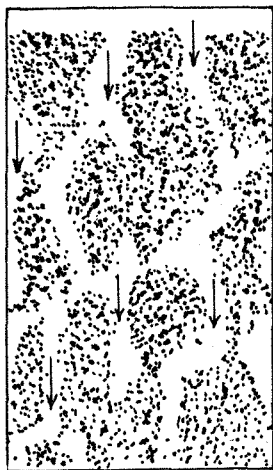
A seguir, os montículos vão formando pequenos depósitos que vão se interligando de maneira mais ou menos uniforme em toda a área de observação. Entre esses pequenos depósitos o transporte sólido é mínimo.

Após 3 a 3,5 min. do início da injeção

Figura 3.17- Ensaio com areia 1,98mm.

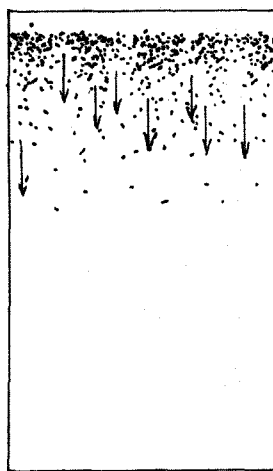


3 min

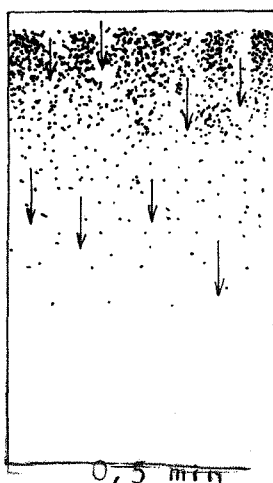


4 min

Figura 3.18



0,2 min



0,5 min

de sedimentos os pequenos depósitos se ligam formando um único depósito de 1 a 2 grãos de espessura cobrindo toda a área de observação. Desse modo a formação de um depósito propriamente dito dá-se gradativamente e ao mesmo tempo em toda área de observação.

Aos 4 minutos não precisaríamos continuar com o ensaio pois já identificamos a vazão crítica para uma determinada descarga sólida injetada no escoamento. Se a injeção continuar teremos um depósito de vários grãos (injetados) de altura e com rugosidade referente ao grão 1,98mm. Esse espesso depósito começa lentamente a mover-se para jusante.

Vazões inferiores à crítica (figura 3.19)

Os grãos entram na corrente líquida e poucos centímetros à jusante já vão se depositando formando montículos muito próximos uns dos outros.

Poucos grãos são transportados e com visível dificuldade. Basicamente esse transporte é por rolamento.

Embora ainda alguns grãos sejam transportados com dificuldade a tendência geral é a formação de um depósito bem definido e bem menos extenso que o depósito referente à vazão crítica.

Figura 3.19 a - Ensaio com areia 1,98mm



O depósito assim formado começa a aumentar de espessura (de 2 a 5 grãos de altura) sendo os grãos transportados sobre esse depósito e são depositados logo à jusante. Dessa forma a formação vai avançando lentamente.

Figura 3.19 b- Ensaio com areia 1,98mm.

3.4.3.3 - Comentários

Pelo visto nas descrições anteriores, o sedimento 1,98mm comporta-se de modo completamente diferente do 0,77mm e de todas as experiências já feitas no I.P.H. na área (Costa (1974) Almeida (1980) e Garcia (1983)). Todos esses trabalhos usaram como critério analítico para identificação da vazão crítica de início de depósito o conceito de taxa de depósito de Costa (1974).

O conceito, como veremos a seguir, considera que o sedimento entra no escoamento, forma um tapete que avança uniformemente para jusante sendo que todos os grãos injetados contribuem para formação de uma determinada área coberta por sedimentos o que não ocorre com a areia 1,98mm.

Por esse motivo e na falta de um adequado critério analítico não se aplicou a conceito de "taxa de depósito" de Costa (1974) à areia 1,98mm.

As figuras 3.13 a 3.19 mostram que a diferença fundamental de comportamento dos dois sedimentos consiste na formação de montículos com transporte sólido entre os mesmos, para a areia de 1,98mm.

Para a areia 0,77mm, embora de comportamento mais uniforme, muitas vezes é necessário a repetição de ensaios quando a vazão está próxima da crítica. A razão é que esta uniformidade facilmente confunde o observador dificultando a correta identificação da vazão crítica.

A areia 1,98mm foi a que mais problemas de interpretação causou devido à formação dos montículos. Relembrando o trabalho de Garcia (1983), este pesquisador usou 1,98mm transpor - tando a mesma areia 1,98mm, e para exemplificar, quando ele in - jetou 0,520 Kgf/min com declividade 6 °/oo, encontrou uma vazão crítica total (de "início de depósito") de 15 l/s. No presente trabalho quando se injetou a mesma descarga sólida da mesma areia 1,98mm (agora com fundo 1,22mm), era esperado que a vazão crítica fosse inferior à 15 l/s, já que agora o fundo é menos rugoso exigindo portanto menor energia do escoamento. A grande surpresa foi que para vazões superiores à 15 l/s ocorreu forma - ção de muitos montículos e mesmo de "depósito" propriamente di - to. Além disso, os montículos muitas vezes contribuíam para a formação de correntes secundárias criando depósitos estranhos e muito irregulares. Tal fato à primeira vista inconcebível, le - vou a suspeita de que o erro estaria no equipamento existente. Partiu-se então para uma reaferição de todo equipamento inclusive uma melhora no sistema de trilhos consistindo no aumento do número de parafusos de ajuste em torno da zona de observação dos ensaios (ver figura 3.1).

Após todo esse trabalho e de sucessivas moldagens do leito verificou-se que o equipamento não continha erro signifi - cativo e que realmente (para exemplificar) para uma descarga só lida de 0,520 Kgf/min. a vazão de início de depósito é 16,5 l/s para a mesma declividade.

A análise e interpretação desses fenômenos estão detalhados no capítulo seguinte.

3.4.4 - Critério analítico

3.4.4.1 - Generalidades

Esse critério foi desenvolvido inicialmente para tentar livrar-se da subjetividade do critério visual. Para isso, usa-se o conceito de "taxa de depósito" (η) proposta por Costa (1974) (comentada a seguir no item 3.4.4.2) onde o autor mostra que a plotagem da curva " η " versus "potencia do escoamento na faixa de injeção" ($\chi q'1$) (sendo q' a vazão nos 0,70 m centrais do canal conforme figura 3.12) apresenta uma singularidade que praticamente coincide com a vazão de início de depósito pelo critério visual.

A seguir, antes da apresentação dos gráficos mencionados acima (figuras 3.31; 3.32 e 3.33 das próximas páginas) são feitas algumas considerações sobre a taxa de depósito concebida por Costa (1974).

3.4.4.2 - A taxa de depósito (η)

Costa (1974) imaginou que o depósito pudesse ser definido à partir da relação entre a área idealmente coberta por alguns grãos lado a lado (considerados esféricos e de diâmetro constante igual a d_{50}) sendo transportados no escoamento como um tapete uniforme e a área realmente coberta, ou seja, a área aparente total do depósito o qual teria espessura de 1 grão. A figura 3.20 apresenta esquematicamente esse conceito.

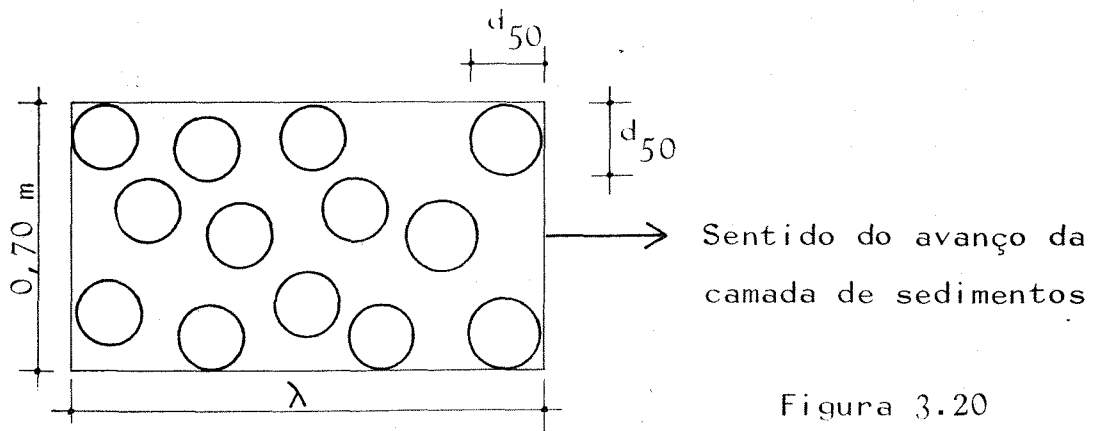


Figura 3.20
Área coberta pelo depó-
sito.

Expressão proposta por Costa (1974):

$$\eta = \frac{n \cdot s}{s1} \quad (3.1)$$

$$s1 = L' \cdot \lambda = 0,70 \cdot \lambda \quad (3.2)$$

desenvolvendo temos:

$$\eta = \frac{n \cdot \left(\frac{\pi d^2}{4}\right)}{s1} \quad (3.3)$$

sendo: s = área coberta por um grão.

n = nº de grãos injetados no escoamento no intervalo de tempo t .

η = taxa de depósito.

$s1$ = área aparente do leito do canal realmente coberta no mesmo intervalo Δt .

d = diâmetro do grão (d_{50})

O número de grãos injetados no escoamento foi obtido por Costa (1974) pela seguinte expressão:

$$n = \frac{G_s \cdot \Delta t}{\frac{\gamma_s}{\frac{\pi \cdot d^3}{6}}} \quad (3.4)$$

resultando finalmente em: $\eta = \frac{3}{2} \frac{G_s \cdot \Delta t}{s1 \cdot d \cdot \gamma_s}$ (3.5)

A seguir alguns comentários sobre a concepção da taxa de depósito:

a) a expressão $\eta = \frac{3}{2} \frac{G_s \cdot \Delta t}{s \cdot l \cdot d \cdot \gamma_s}$ pode ser reescrita assim:

$$\eta = \frac{3}{2} \frac{G_s}{\gamma_s \cdot d \cdot 0,70 \cdot \left(\frac{\lambda}{\Delta t}\right)} \quad (3.6)$$

sendo $\left(\frac{\lambda}{\Delta t}\right)$ a velocidade de avanço da nuvem de sedimentos. Isso implica que para ser constante, a velocidade de avanço da nuvem também o deve ser. Nas figuras 3.22 a 3.30 vemos que tal velocidade $\left(\frac{\lambda}{\Delta t}\right)$ é aproximadamente constante com exceção de algumas vazões muito baixas com depósitos muito espessos. Nessas, consideramos a velocidade média na zona de observação (1,20m de extensão).

Com o auxílio dessas figuras temos assim um cálculo de "η" mais representativo.

b) Um outro aspecto interessante na expressão 3.3

$\eta = \frac{n \left(\frac{\pi d^2}{4}\right)}{s \cdot l}$ é o caso em que os grãos estariam dispostos como na figura 3.21, com a espessura de 1 grão.

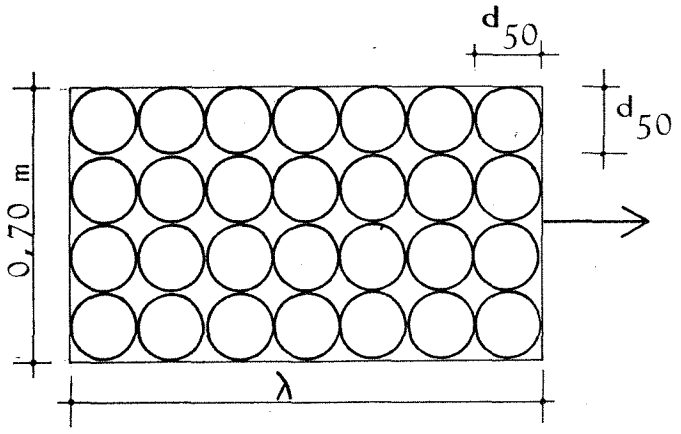


Figura 3.21 - Área coberta pelo depósito com grãos lado a lado.

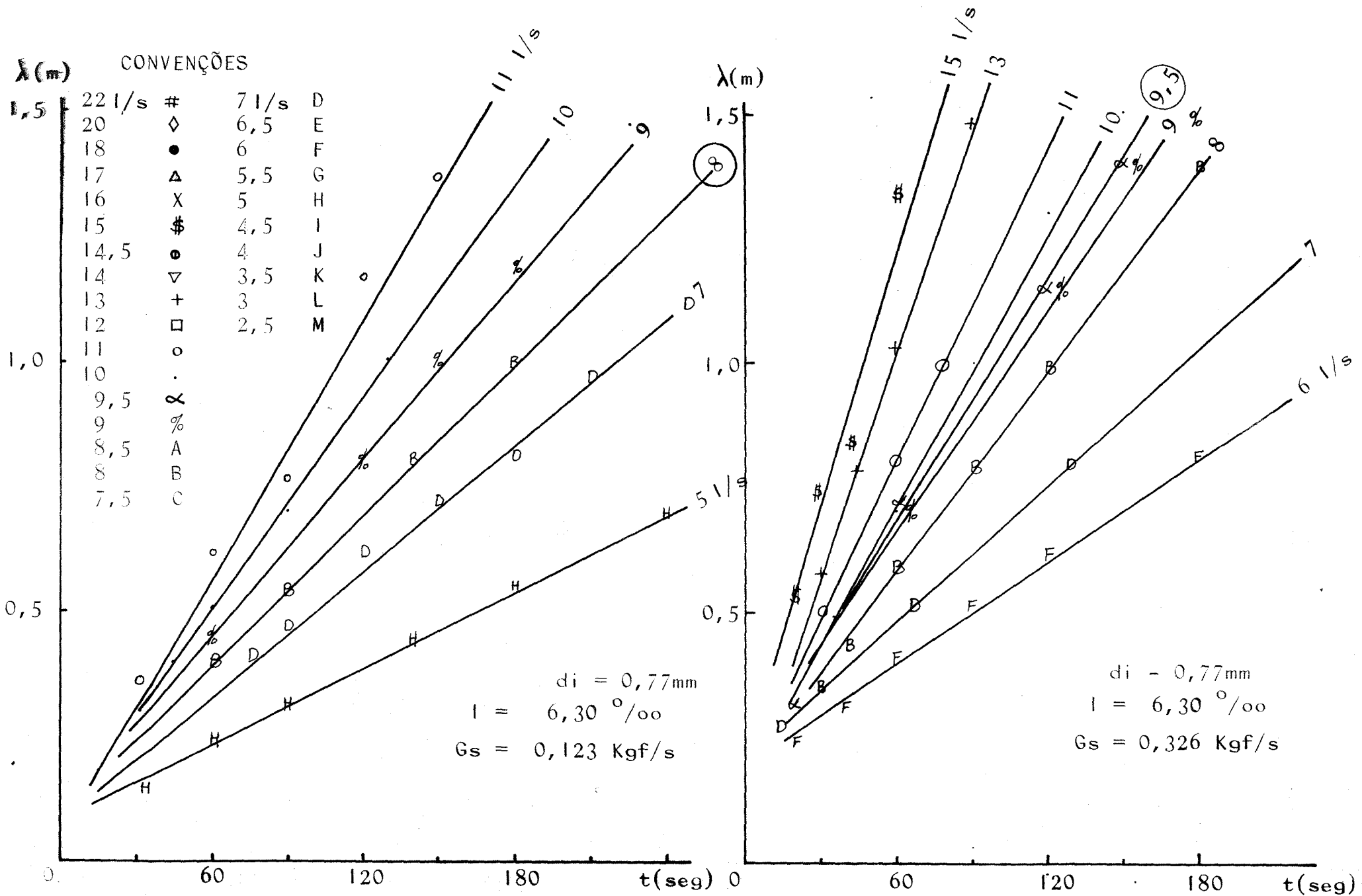


FIGURA 3.22 - Gráficos $\lambda(m) \times t$

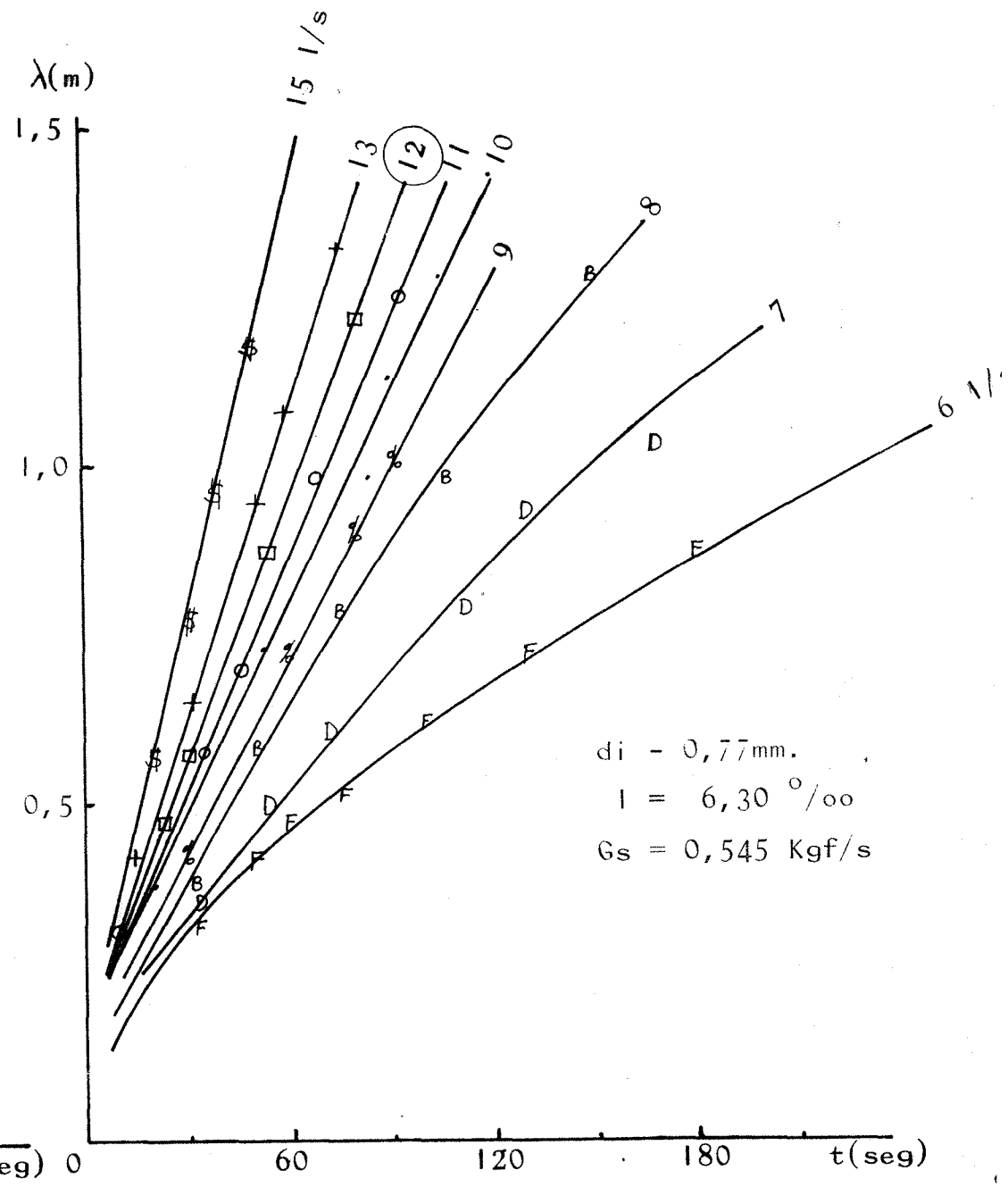
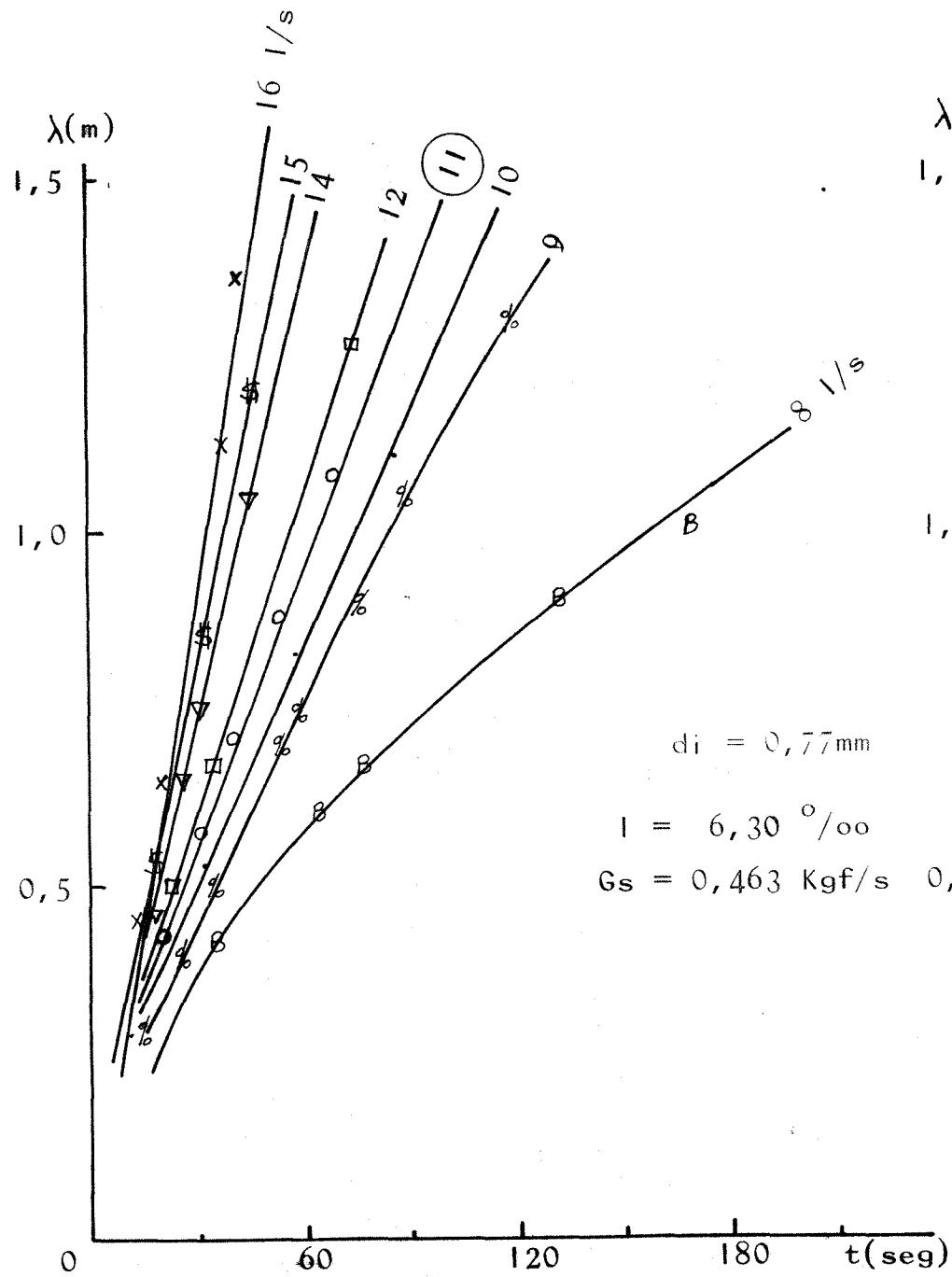


FIGURA 3.23 - Gráficos $\lambda(m) \times t$

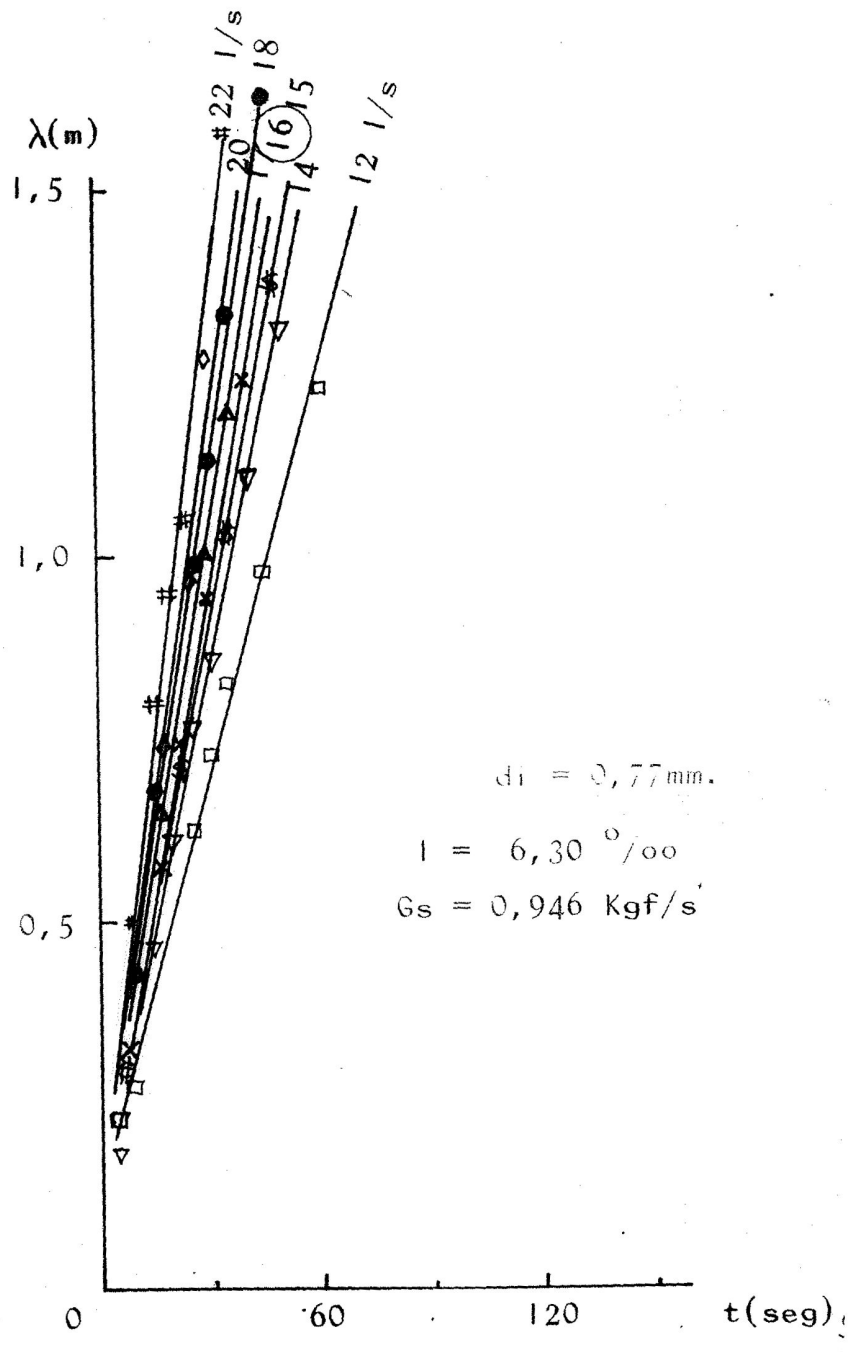
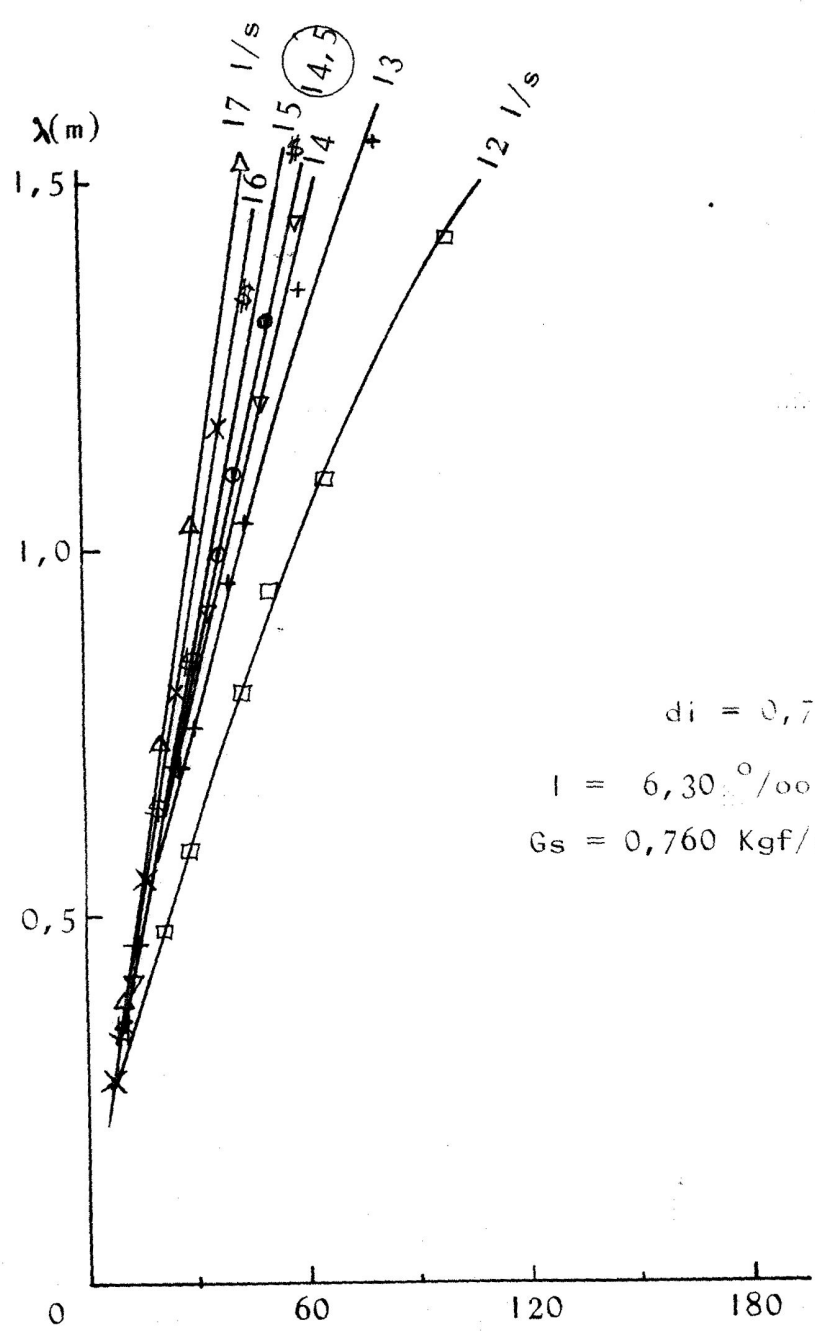


FIGURA -3.24 - Gráficos $\lambda(m) \times t$

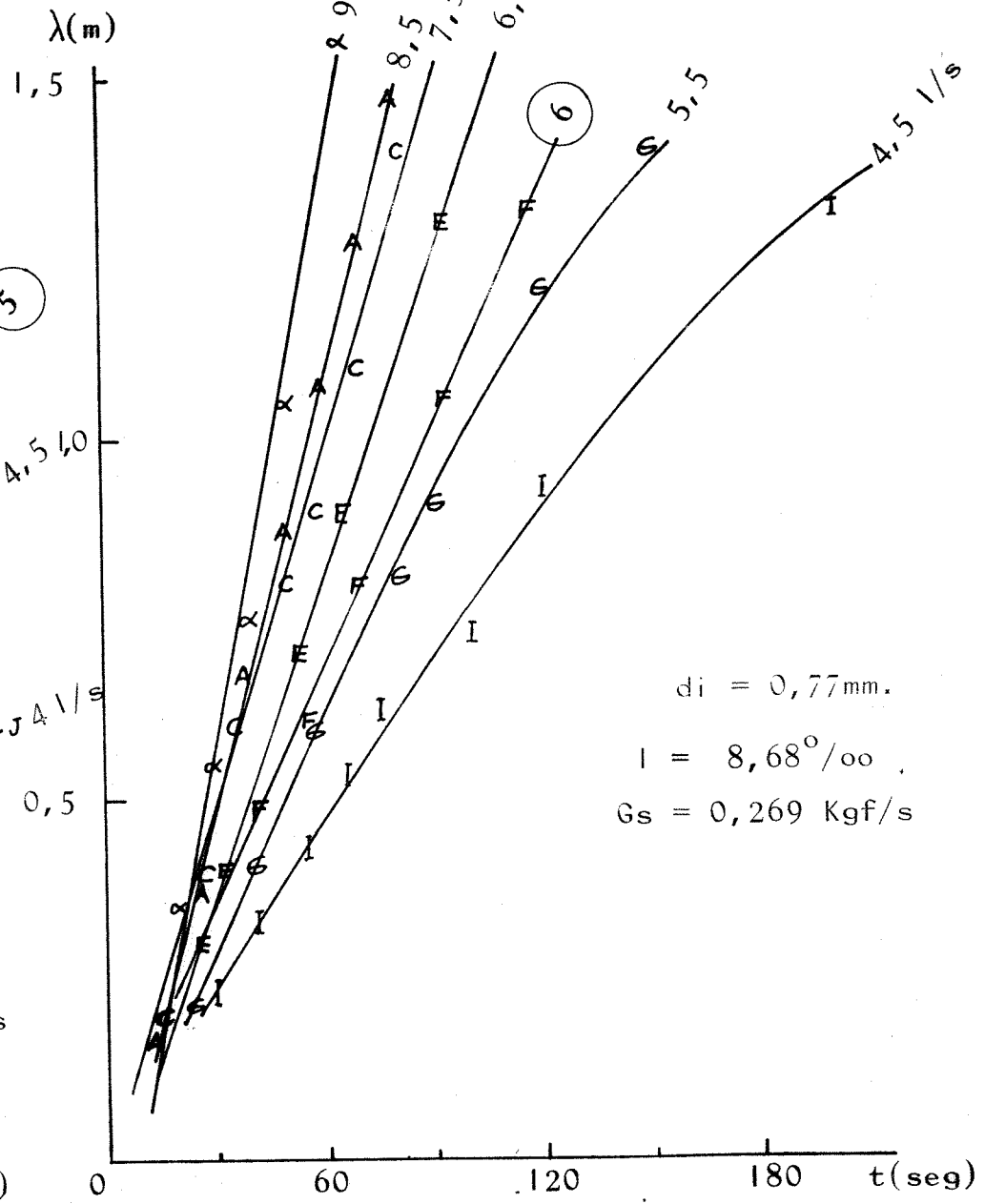
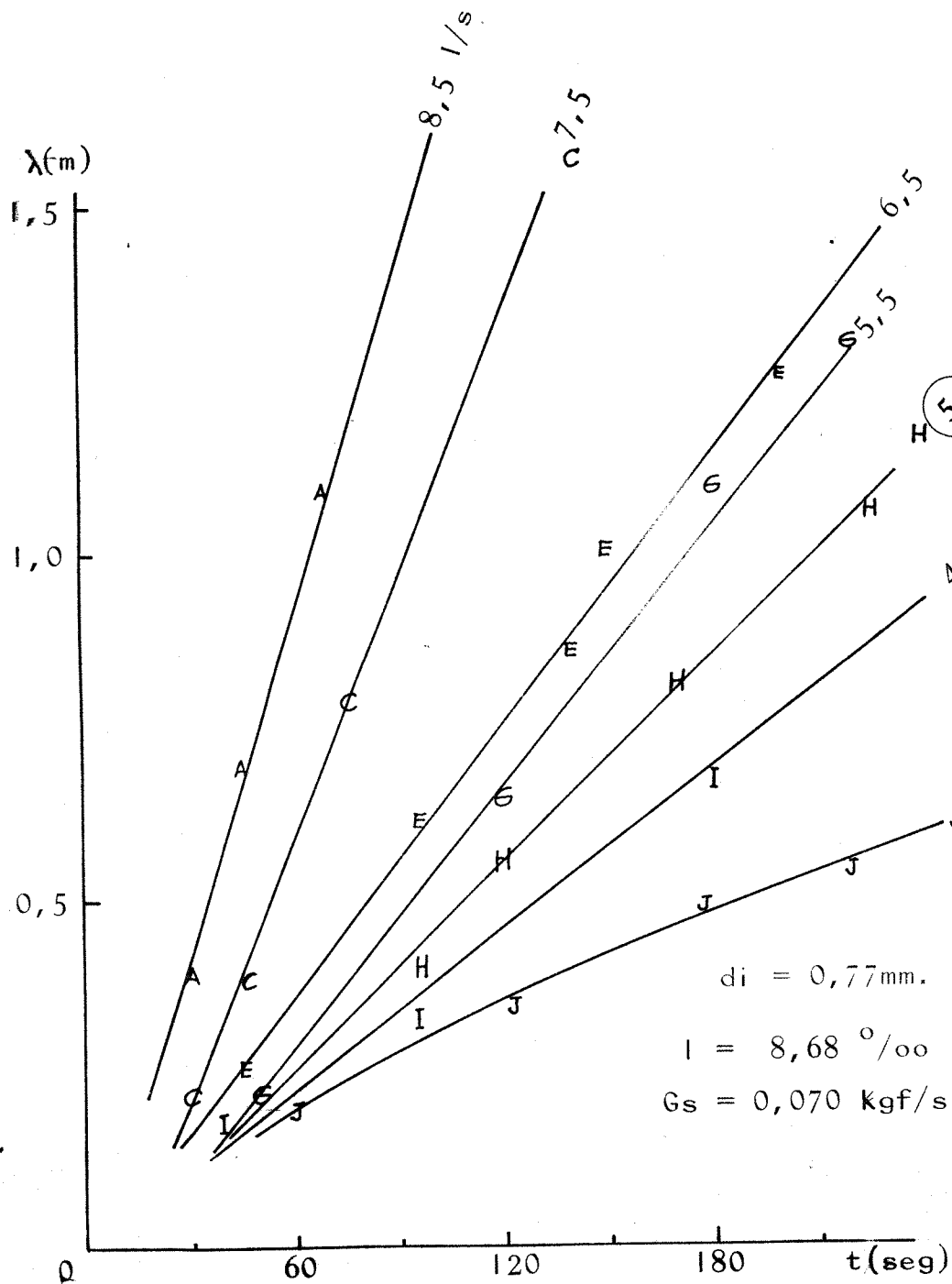


FIGURA 3.25 - Graficos $\lambda(m) \times t$

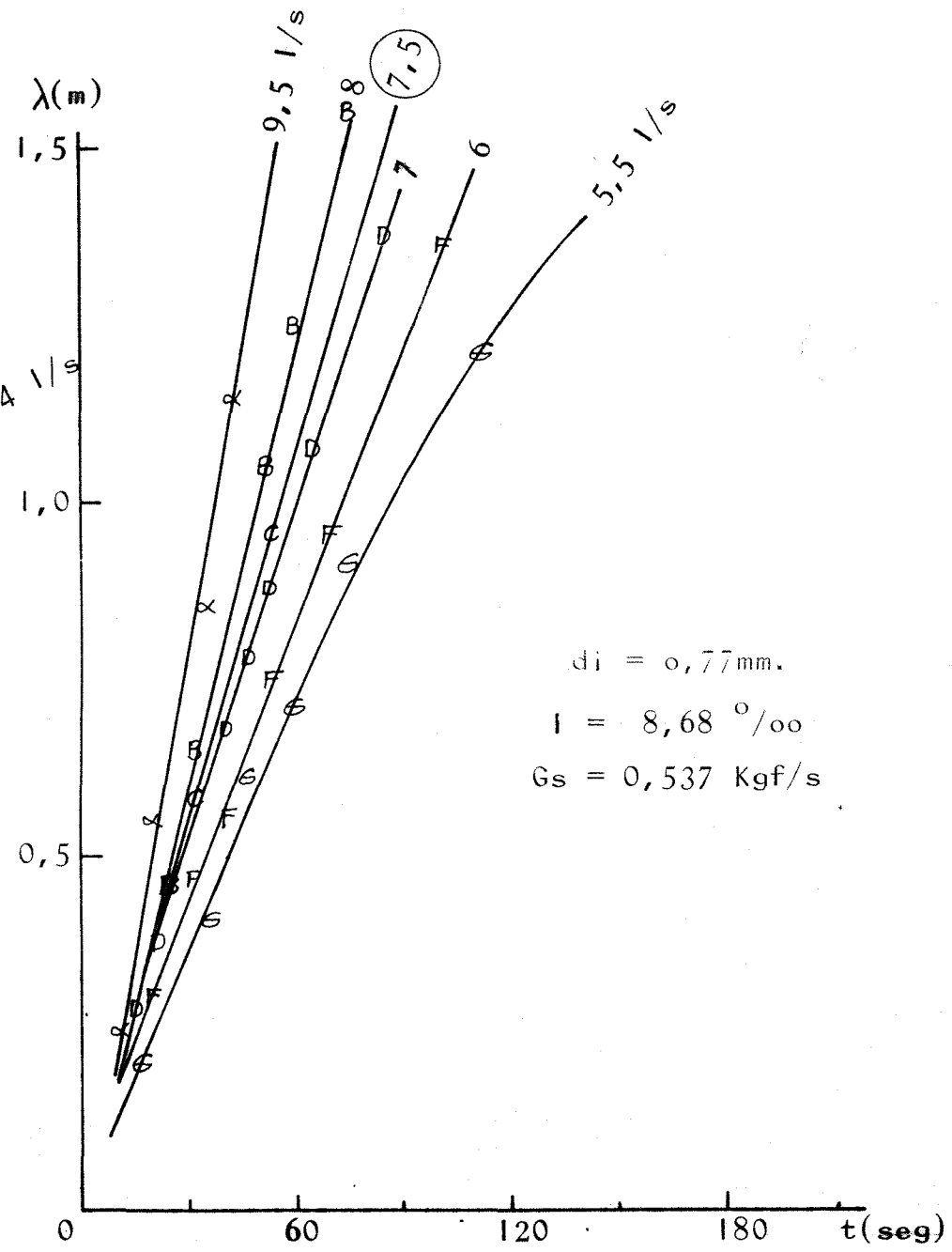
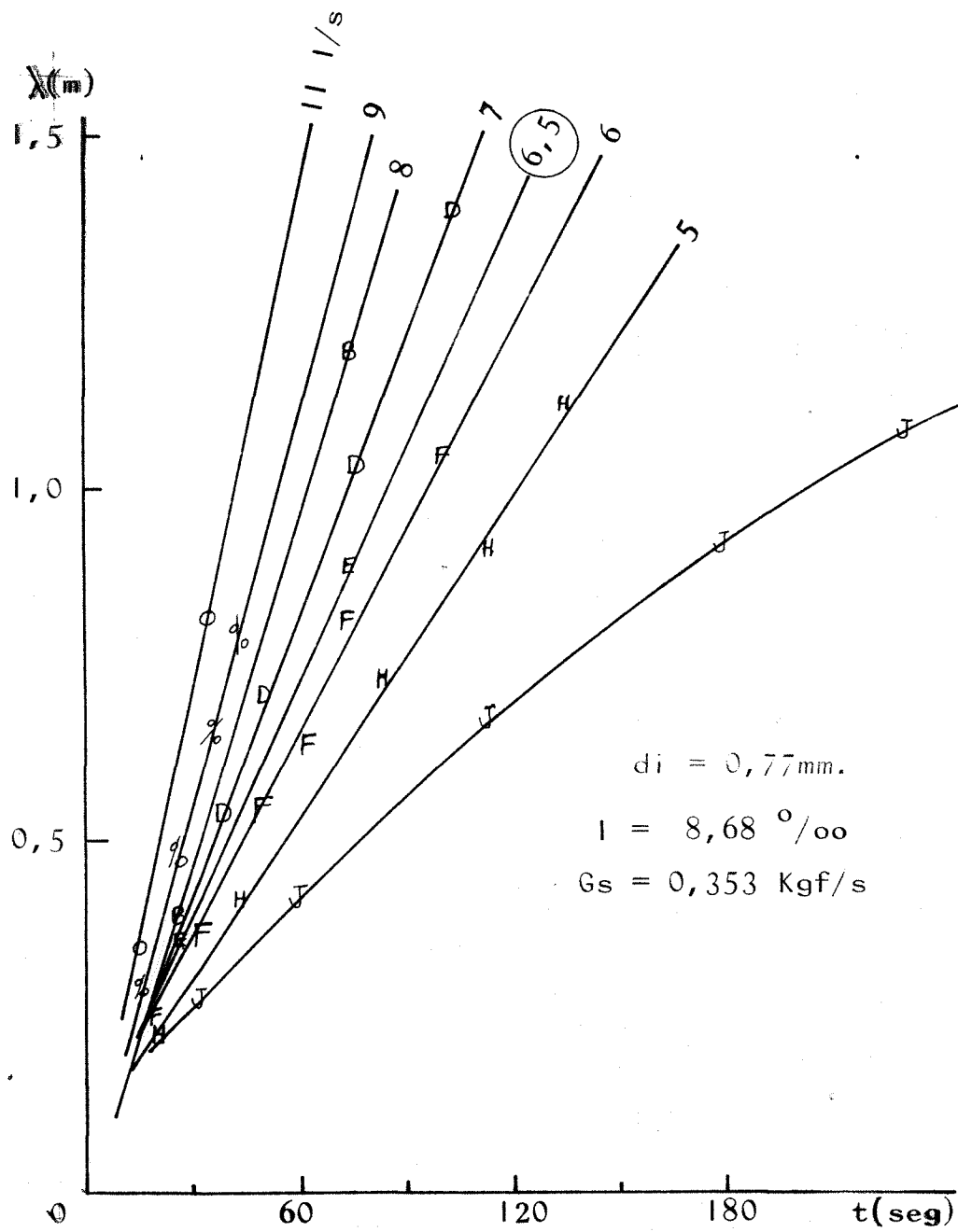
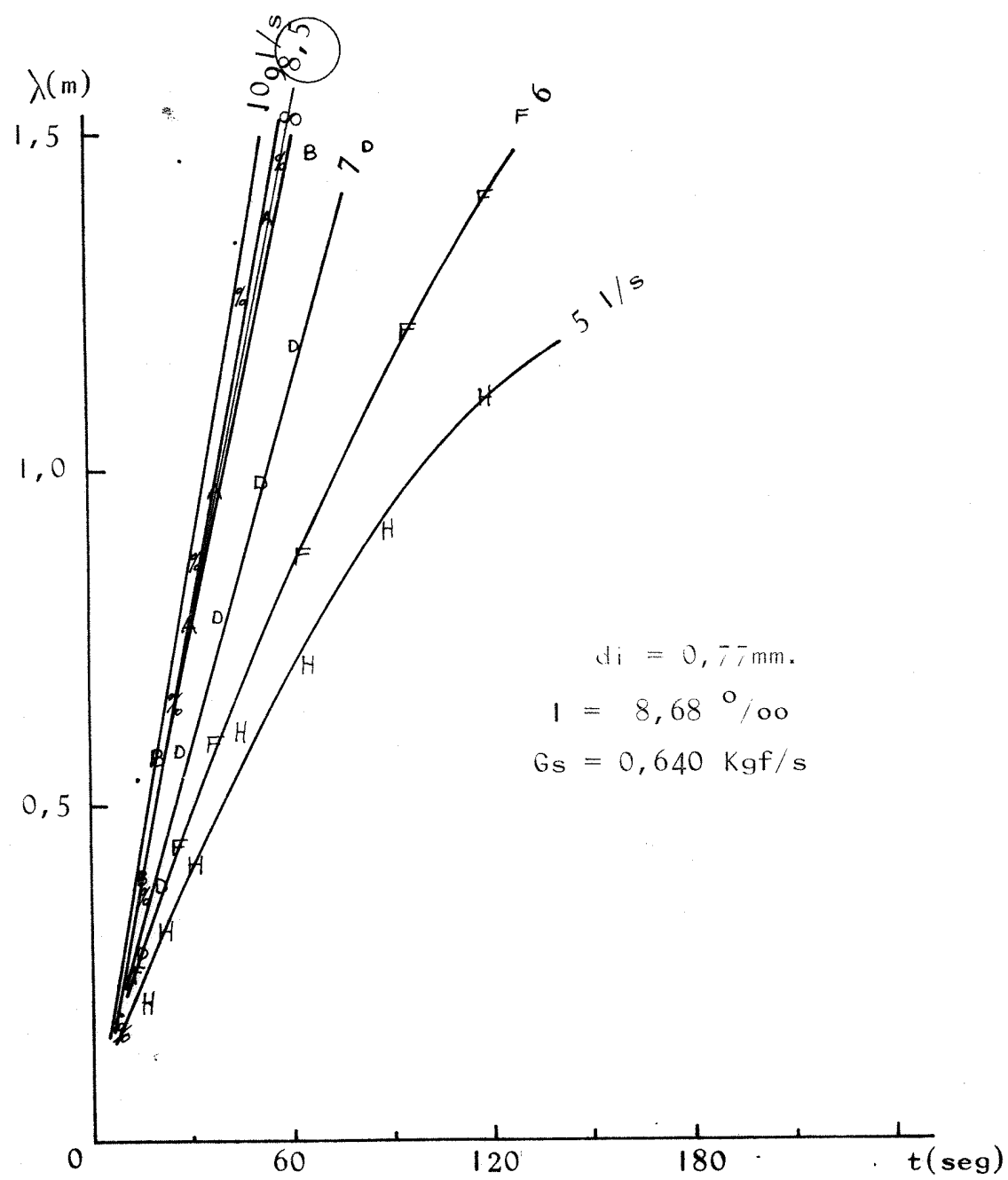


FIGURA 3.26 - Gráficos λ (m) X t

FIGURA 3.27 - Gráfico $\lambda(m) \times t$



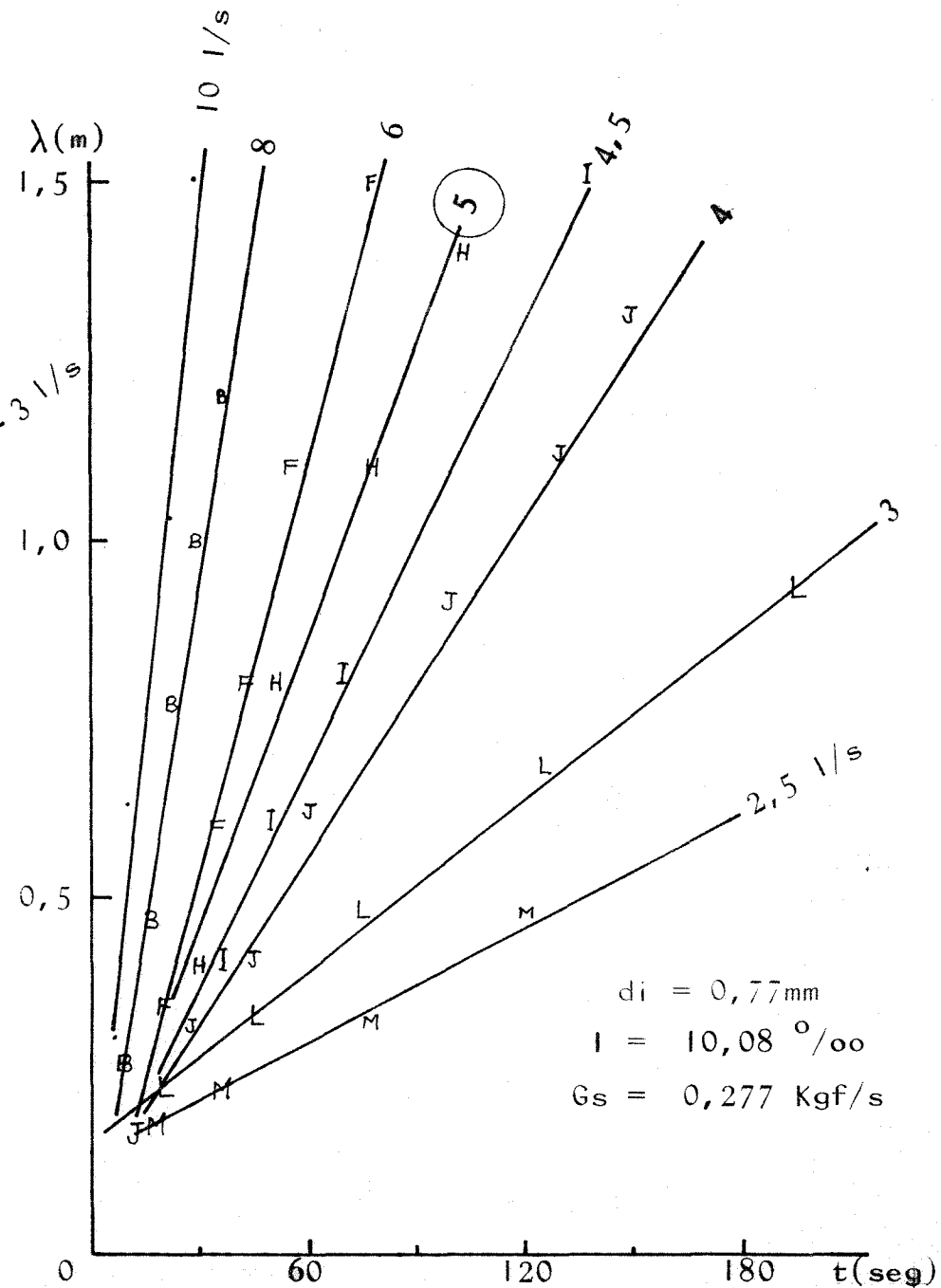
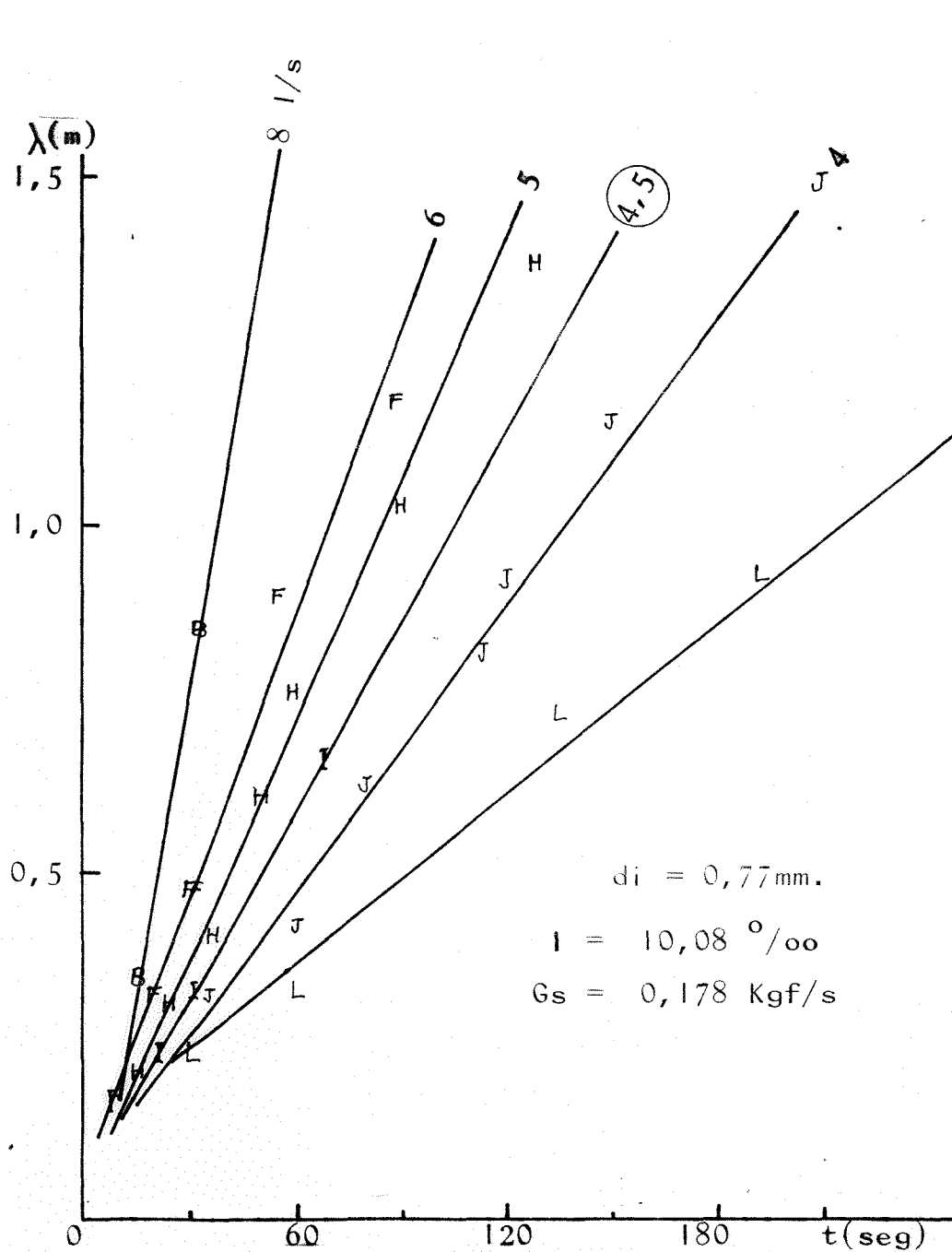


FIGURA 3.28 - Gráficos $\lambda(m) \times t$

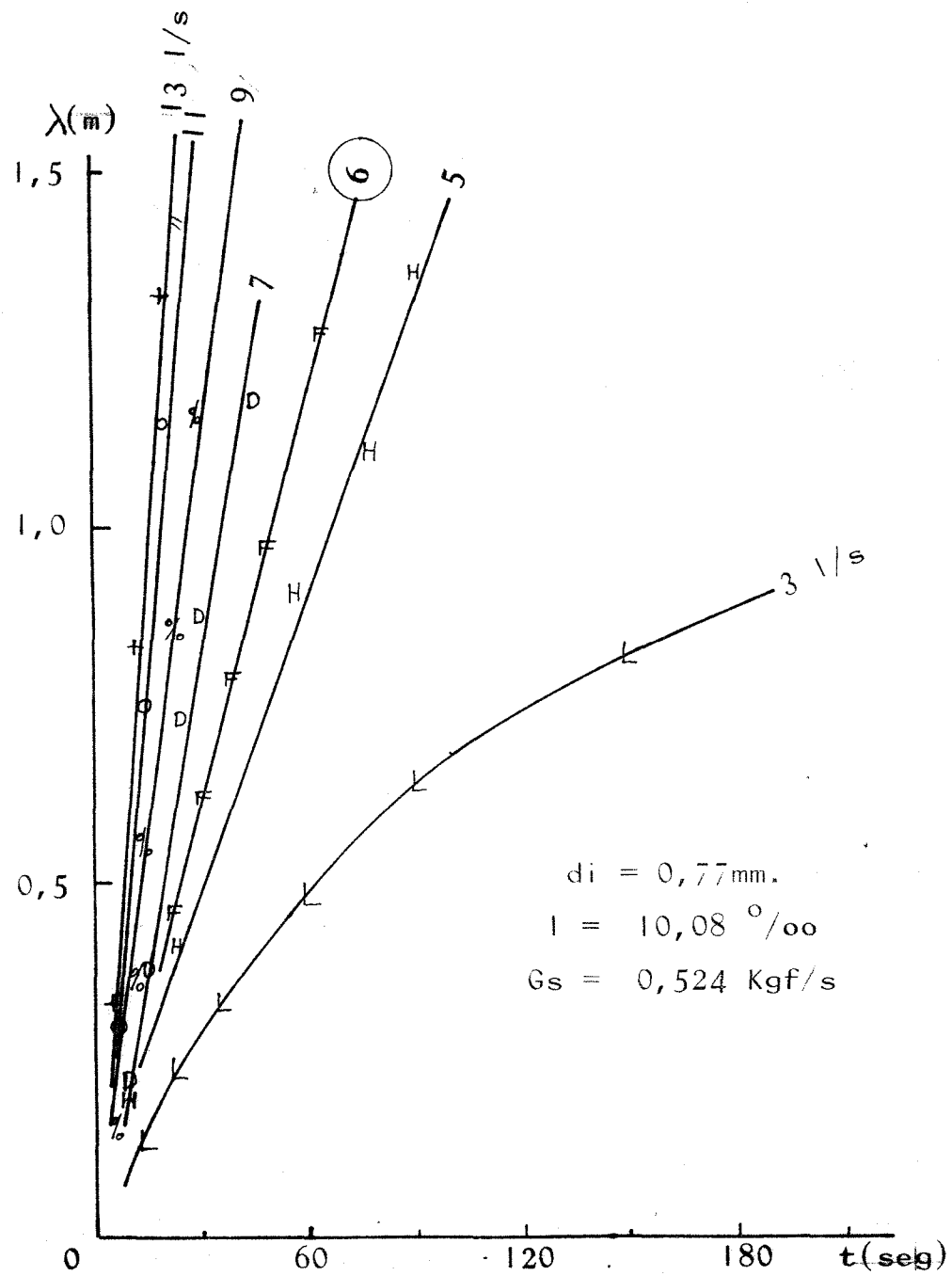
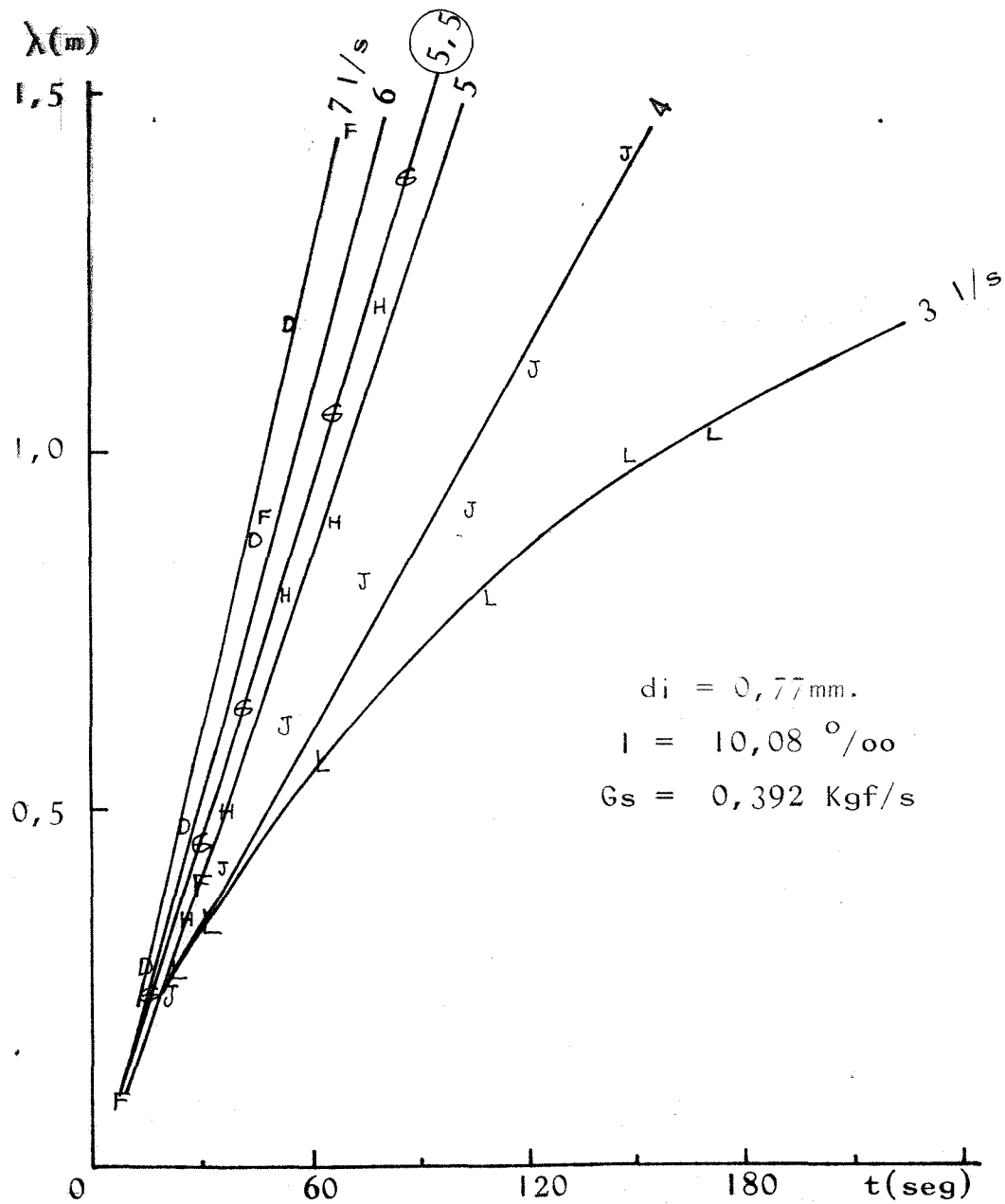


FIGURA 3.29 - Gráficos $\lambda(m) \times t'$

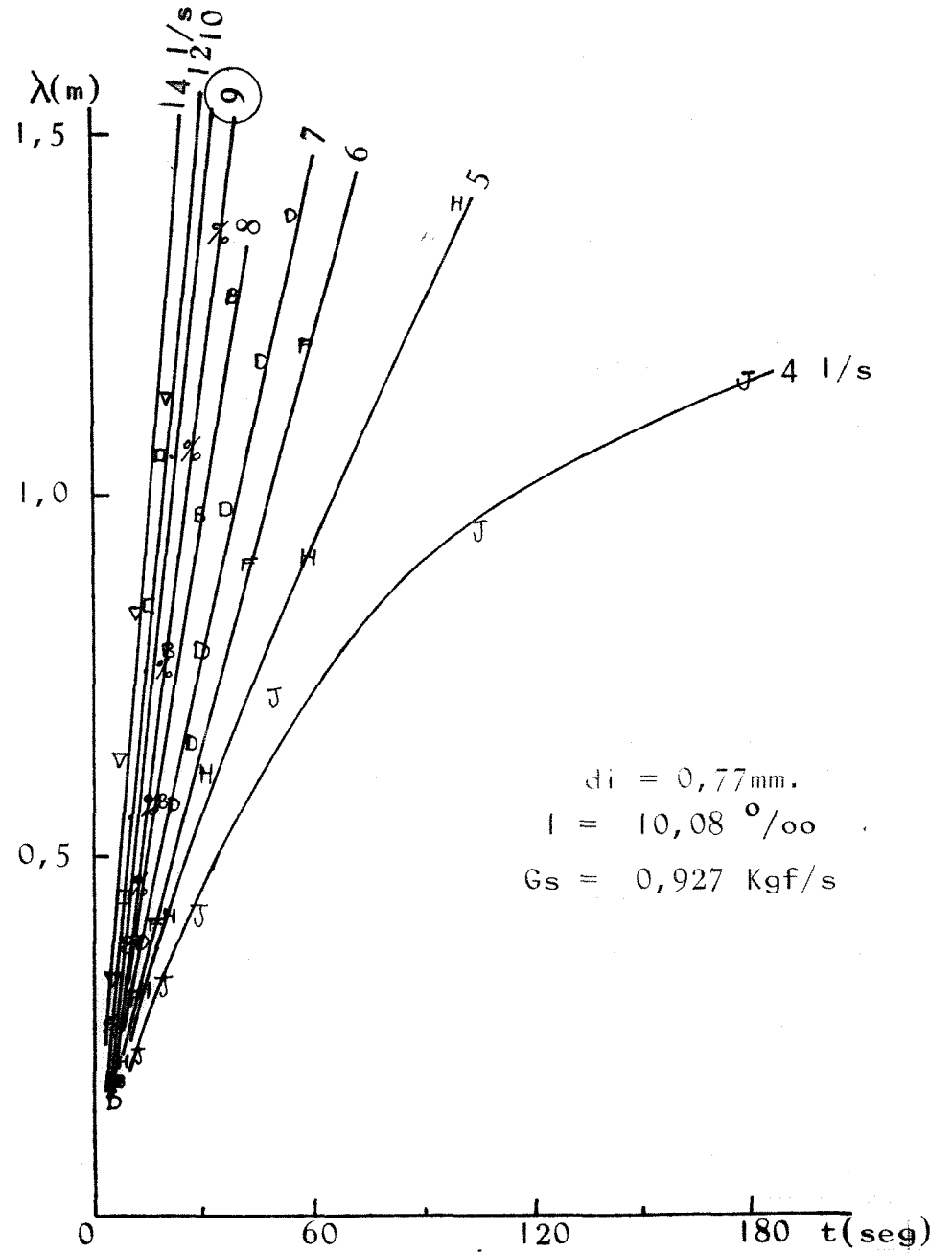
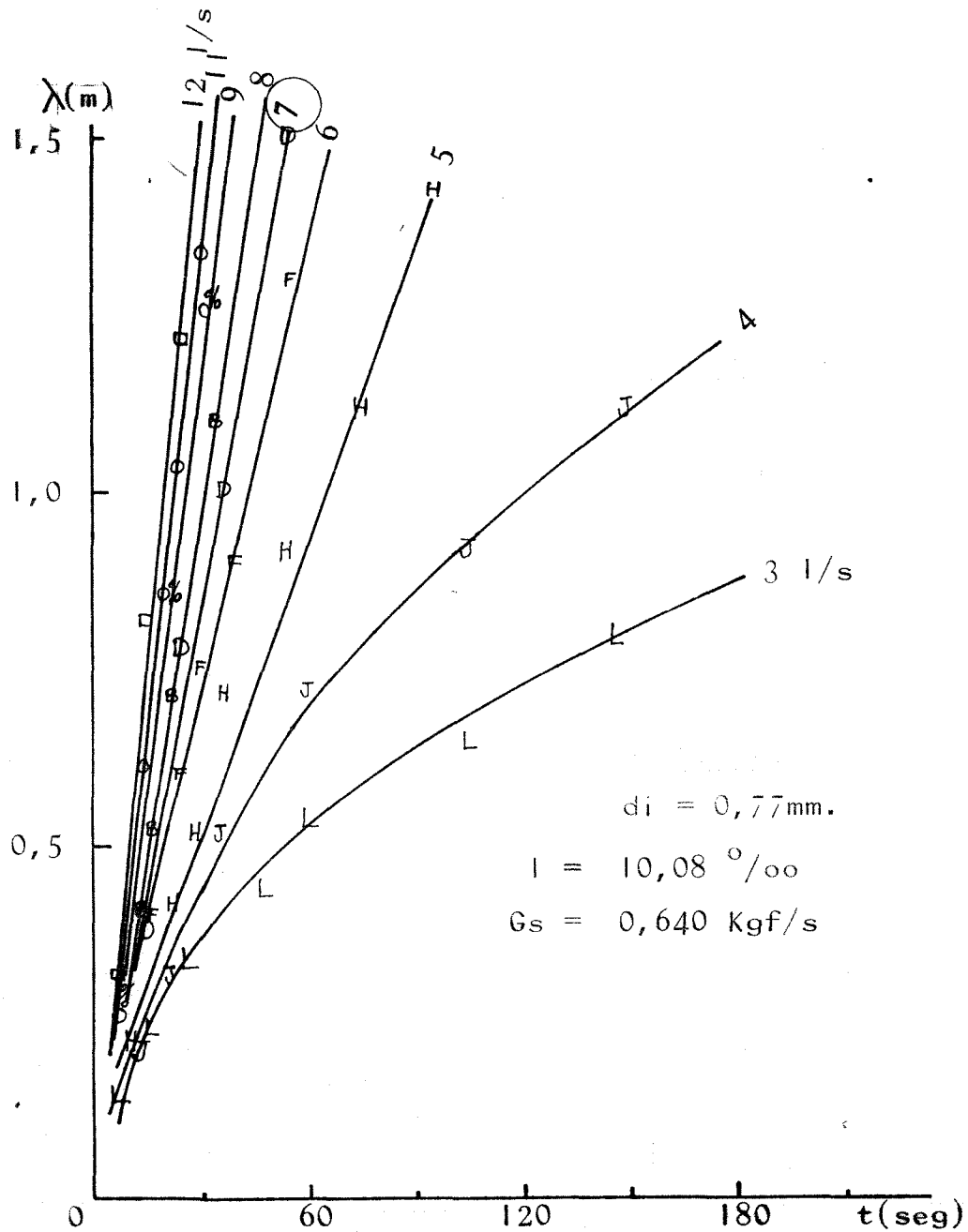


FIGURA 3.30 - Gráficos $\lambda(m) \times t$

Neste caso, a expressão original (expressão 3.3) nos conduz a uma taxa de depósito (η) de 78,5%. Melhorando tal fórmula poderíamos ter:

$$\eta = \frac{n \cdot d^2}{s1} \quad \text{sendo } d = d_{50} \quad (3.7)$$

que na situação da figura 3.21 conduziria à $\eta = 100\%$, facilitando a compreensão do conceito. Além disso, é mais lógico considerar-se um quadrado circunscrito ao grão já que a área $s1$ é avaliada pelo retângulo ($0,70 \times \lambda$) circunscrito ao depósito.

Concluindo este comentário sobre a taxa de depósito optou-se neste trabalho pela manutenção da fórmula original de Costa (1974). Considerando que este trabalho é basicamente de comparação com os anteriores e que a taxa de depósito é apenas instrumento auxiliar para identificação de vazões críticas, julgamos que a fórmula deveria ser preservada.

As figuras 3.31; 3.32 e 3.33 apresentam plotagem de η contra $\gamma q'1$ para as 3 declividades testadas (6,30; 8,68 e 10,08 ‰) onde se nota uma tendência de mudança de direção das retas que quase sempre coincide com o ponto correspondente à vazão de início de depósito do critério visual à semelhança do que ocorreu nas pesquisas anteriores.

3.5 - Resultados obtidos

3.5.1 - Areia 0,77 mm

Conforme as abordagens feitas em 3.4, apenas para a

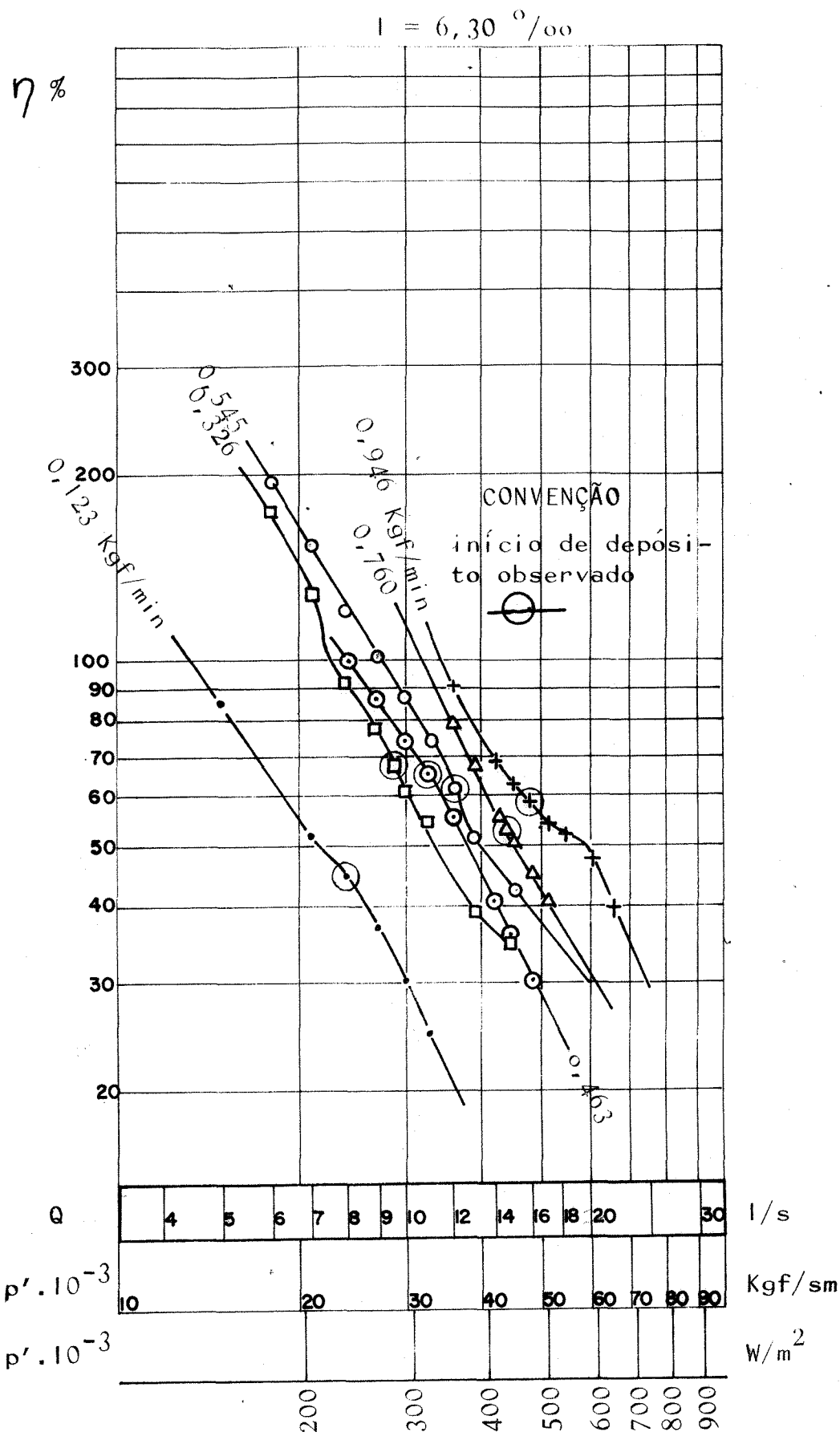


FIGURA 3.31 - $\eta \%$ x $p' \cdot 10^{-3}$

$(p' = \gamma q' l)$

Areia 0,77mm. $I = 6.30 \text{ } ^\circ/\text{oo}$

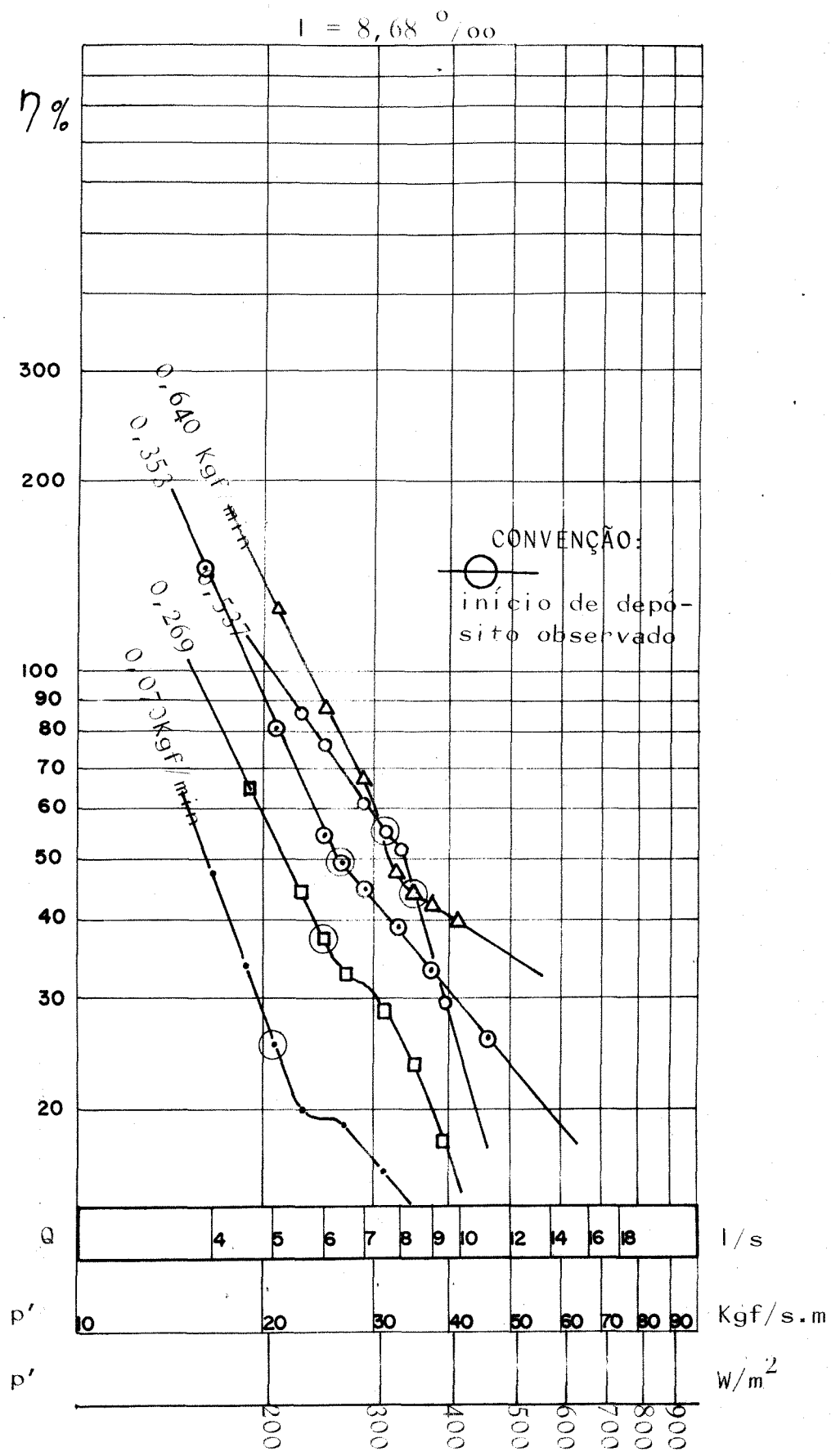


FIGURA 3.32 - $\eta\% \times p' \cdot 10^{-3}$
 ($p' = \gamma q' l$)
 Areia 0,77mm, $l = 8,68 \text{ } ^\circ/\text{oo}$

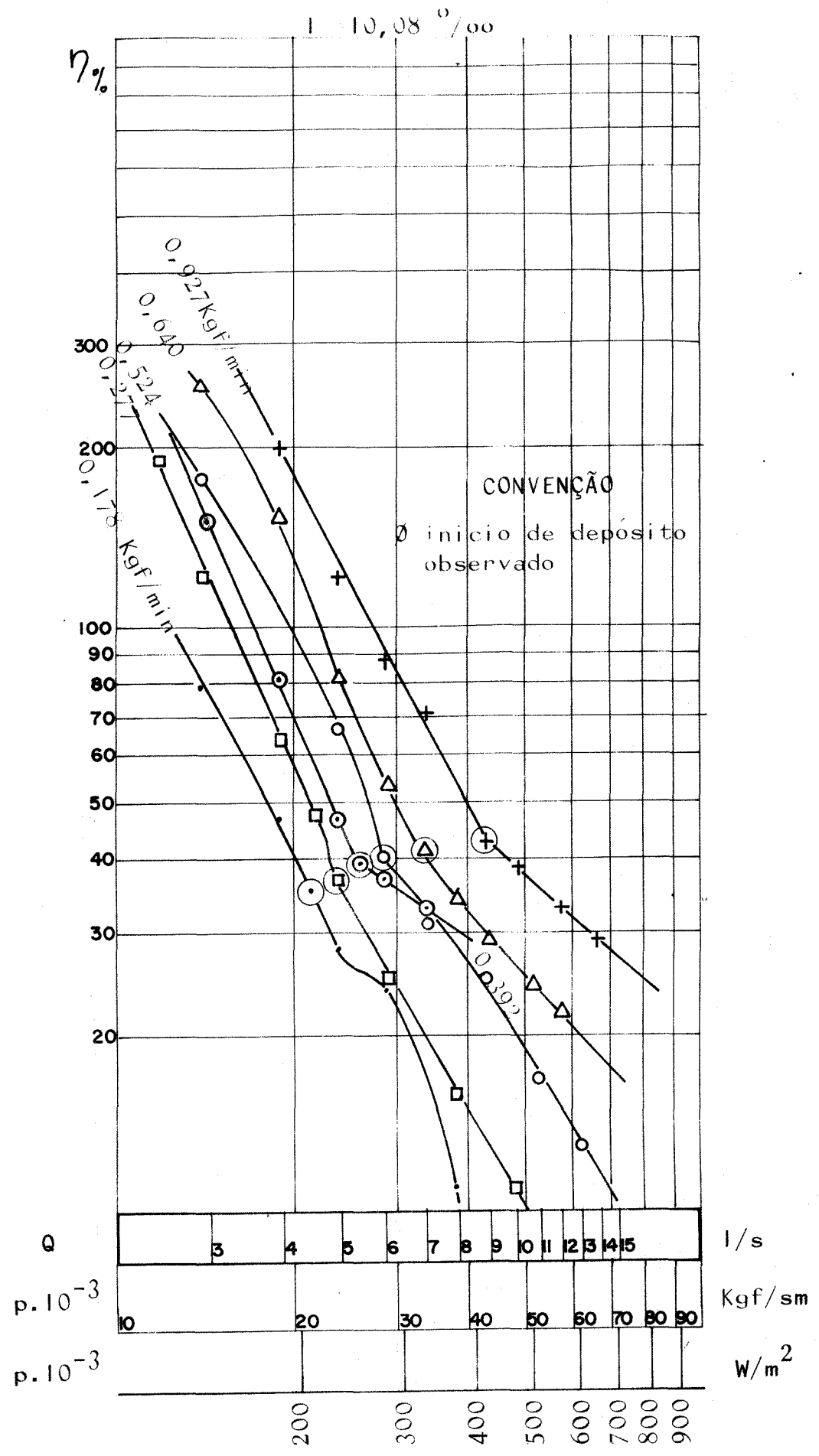


FIGURA 3.33 - $\eta \% \times p' \cdot 10^{-3}$
 ($p' = \gamma q' l$)
 Área 0,77mm, $l = 10,08 \text{ } ^\circ/\text{oo}$

areia 0,77mm foi possível o uso do critério analítico para a identificação do início de depósito. Para isso, em cada ensaio registrou-se o avanço do tapete de sedimentos (λ) e os tempos transcorridos (t).

De posse dessas duas variáveis julgou-se interessante a sua plotagem em gráficos λ versus t, o que resultou nas figuras 3.22 a 3.30. A declividade dessas retas fornece um adequado valor da velocidade de avanço do tapete de sedimentos ($v = \lambda / t$) em cada ensaio, possibilitando o cálculo da taxa de depósito. O leque de curvas que tais gráficos apresentam permitem observar que, de modo geral, para vazões abaixo da vazão crítica as retas respectivas tendem a tornarem-se cada vez mais curvas. Isso quer dizer que a velocidade de avanço do tapete de sedimentos (λ / t) em vazões muito baixas passa a ser variável tendendo a diminuir à medida que o tempo passa *. Analisando os registros de cada ensaio verifica-se que geralmente nessas vazões muito baixas o depósito tende a ficar cada vez mais espesso e de lento transporte. Esses gráficos nos fornecem portanto uma indicação analítica, embora de pouca precisão, de que a vazão de início de depósito está aproximadamente num ponto intermediário entre o feixe de retas e o feixe de curvas.

As taxas de depósito foram calculadas de acordo com o descrito em 3.4.4.2, possibilitando a construção dos gráficos η versus $\gamma q' l$ das figuras 3.31, 3.32 e 3.33. A análise dessas curvas mostra que realmente existe uma tendência geral do ponto referente ao início de depósito pela observação visual coincide com a singularidade da curva apresentada. Nas abscissas

* Nestes casos usou-se para o valor de v apenas o ponto correspondente a $\lambda = 1,20m$ que é o comprimento da zona de observação. Dessa forma, tomou-se um v médio.

os gráficos mostram em 3 escalas diferentes: a potência do escoamento na faixa de injeção ($q'1$) em Kgf/s.m e em watt/m^2 , e as suas correspondentes vazões totais (Q) em l/s facilitando a interpretação.

A tabela 3.1 mostra o programa de experiências para a injeção de sedimentos $0,77\text{mm}$ e nele estão sublinhadas vazões de início de depósito correspondentes à 17 experiências. De posse dessas vazões e dos outros parâmetros medidos durante os ensaios (rever ítem 3.3) apresenta-se na tabela 3.3 o cálculo dos grupos adimensionais correspondentes às situações de início de depósito que é equivalente à capacidade de transporte. Esses grupos adimensionais plotados adequadamente em gráficos cartesianos possibilitam com o auxílio de regressões lineares determinar equações de transporte correspondentes ao fenômeno.

As figuras 3.34; 3.35 e 3.36 mostram as retas de regressão encontradas juntamente com as retas de regressão de trabalhos anteriores para facilitar a análise que será feita no capítulo seguinte.

3.5.2 - Areia $1,98\text{ mm}$

Como já se sabe, o critério analítico de Costa (1974) não pode ser aplicado neste caso e as vazões de início de depósito foram reconhecidas apenas visualmente.

Na tabela 3.2 o programa de experiências já mostra sublinhadas as vazões de início de depósito (rever ítem 3.4.3.2) referentes à 18 experiências e que caracterizam situações de capacidade de transporte. Esses dados juntamente com outros parâmetros medidos durante os ensaios (rever ítem 3.3) permitiu o

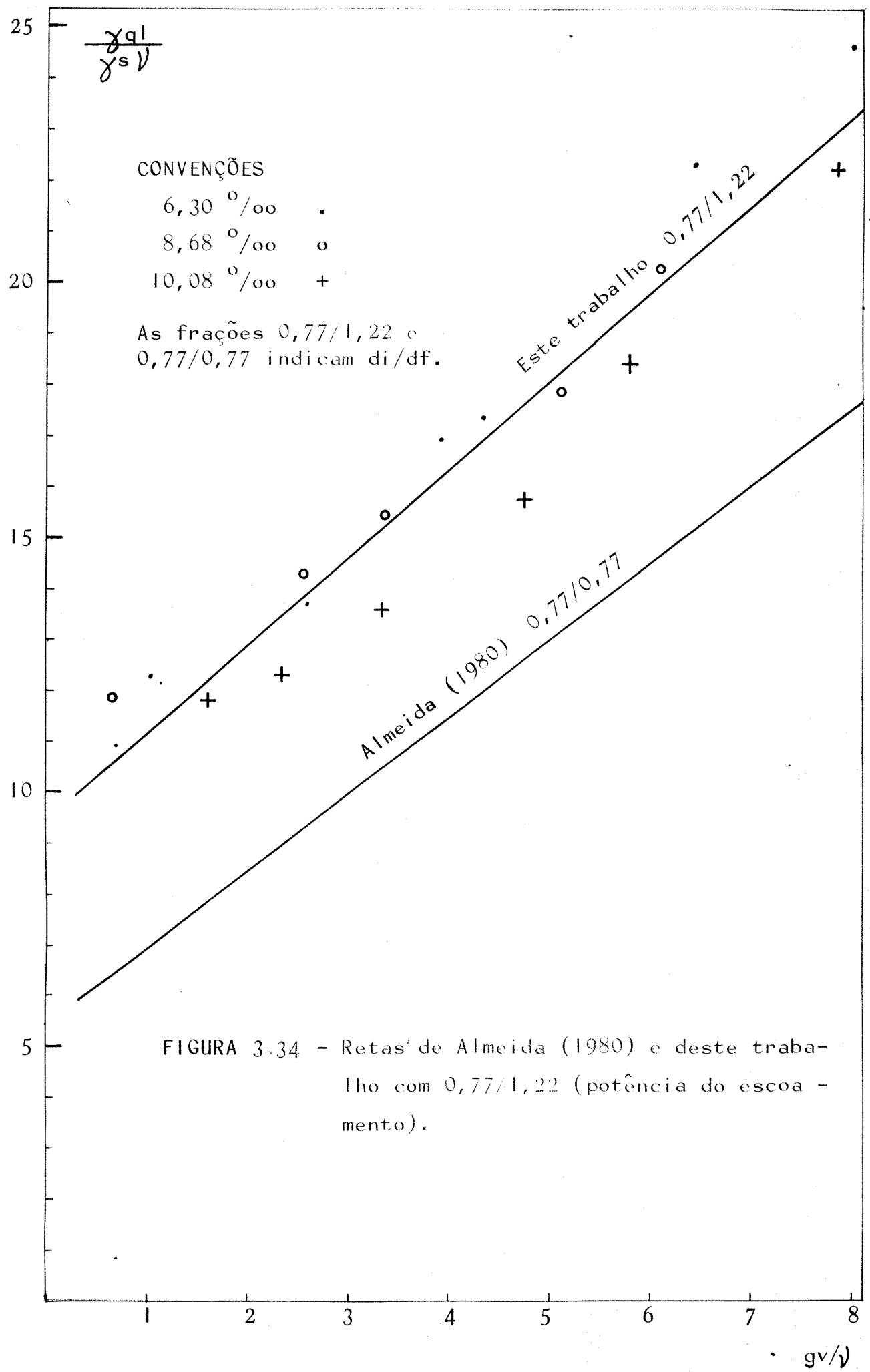
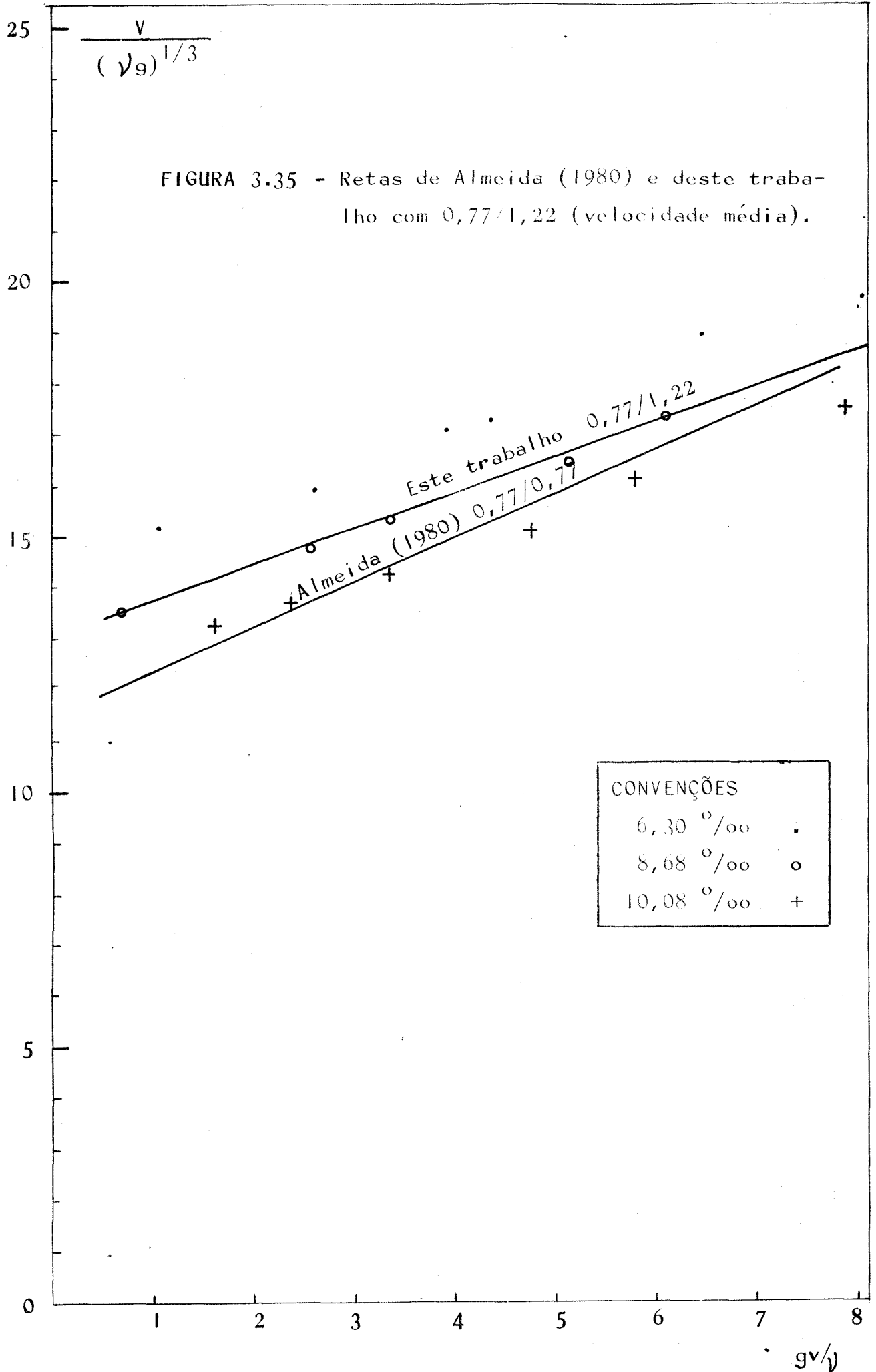
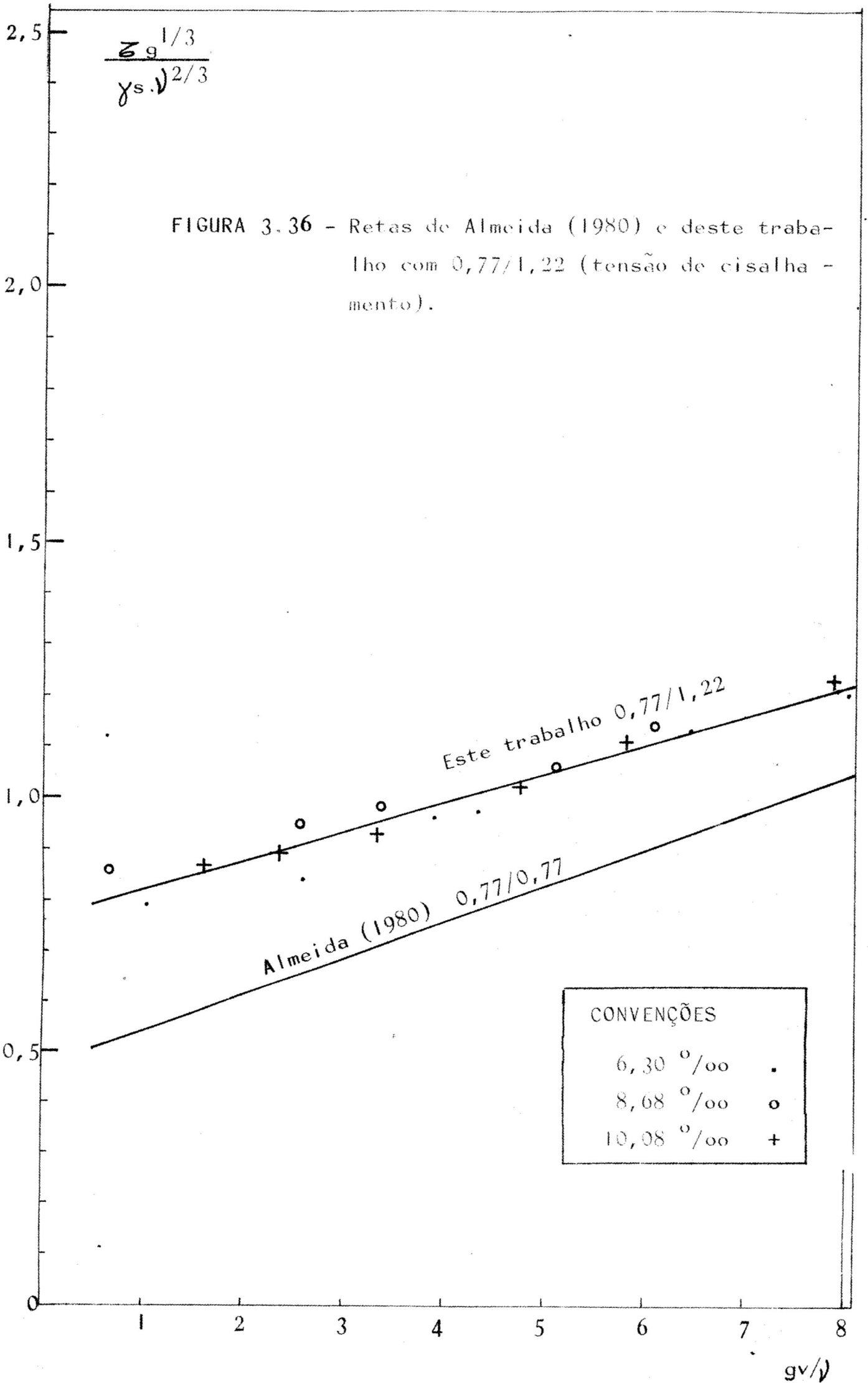
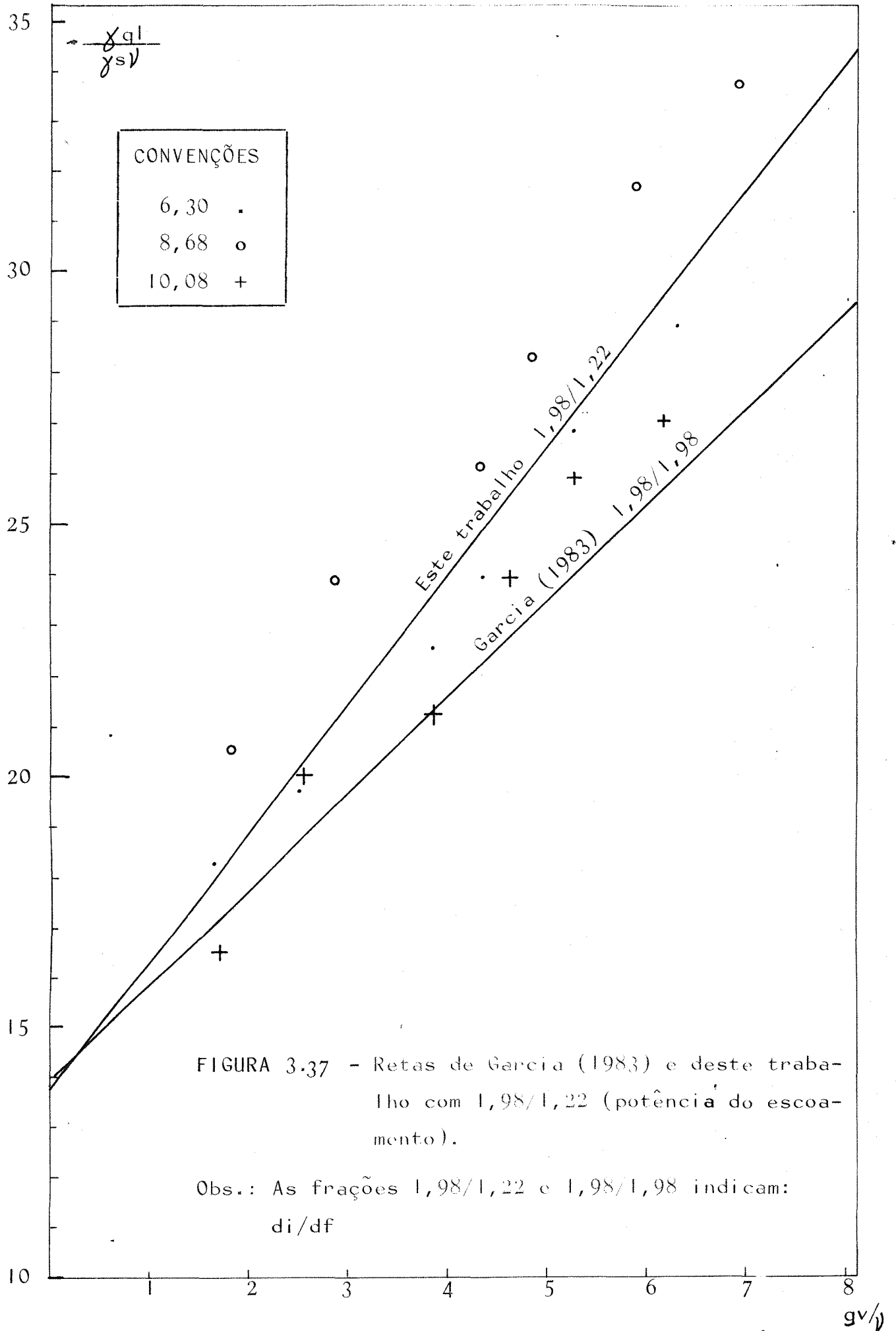
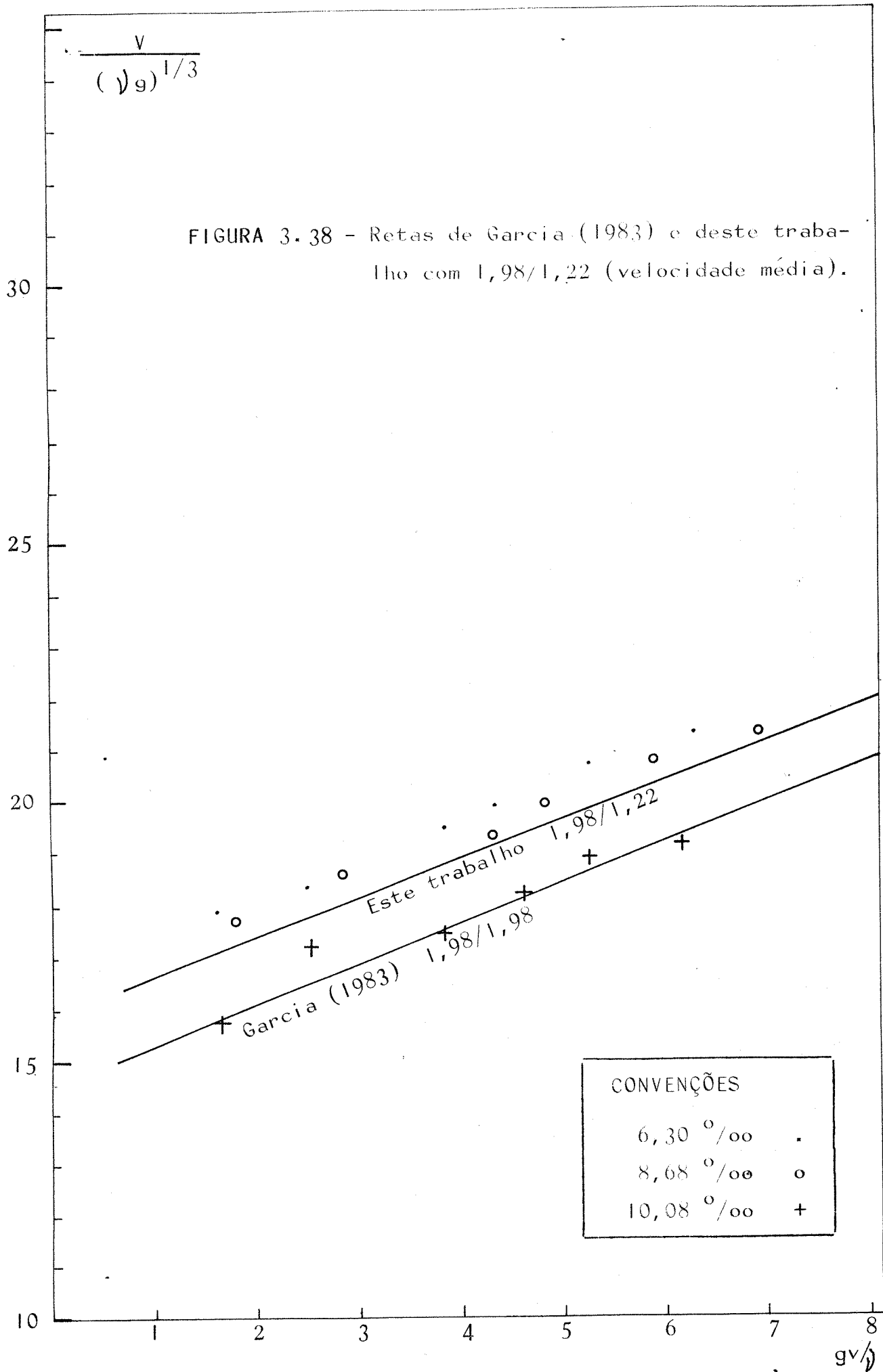


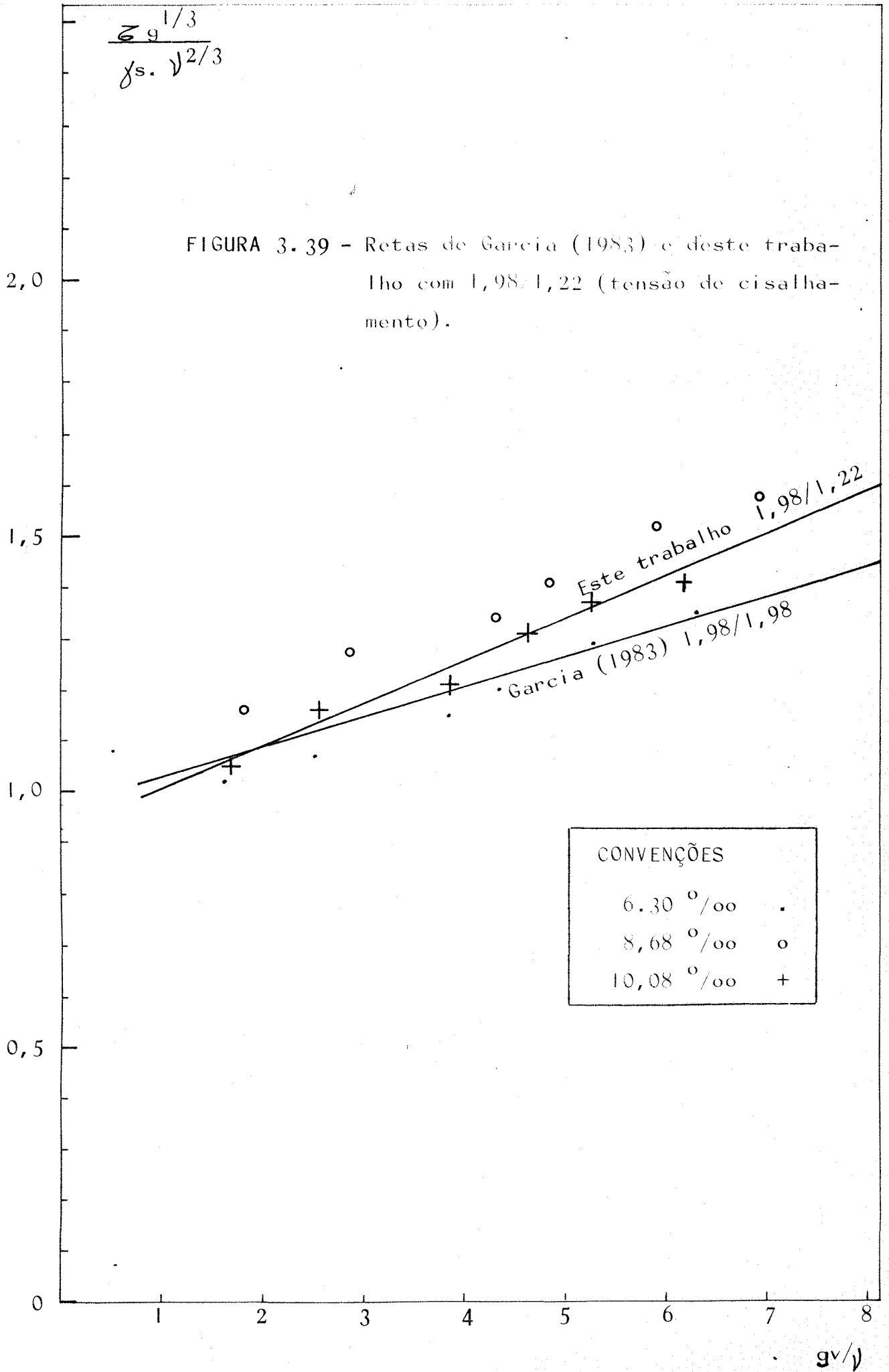
FIGURA 3.34 - Retas de Almeida (1980) e deste trabalho com 0,77/1,22 (potência do escoamento).











cálculo dos grupos dimensionais. Esses grupos possibilitam através de regressões lineares a determinação das equações de transporte.

A tabela 3.4 apresenta o cálculo dos grupos dimensionais das 18 experiências e as figuras 3.37, 3.38 e 3.39 mostram as regressões e as respectivas equações encontradas. Nas mesmas figuras são também apresentados os gráficos e equações de trabalhos anteriores para facilitar a análise que será feita no capítulo 4.

A tabela 3.5 mostra resumidamente as equações finais encontradas para as duas areias injetadas no escoamento.

3.5.3 - Algumas considerações sobre o escoamento

Os dados colhidos durante os ensaios permitiram uma análise do escoamento. Nas tabelas 3.3 e 3.4, estão calculados os números de Reynolds e de Froude para todas as experiências. Isso nos possibilita afirmar que todos os escoamentos foram sub-críticos ($Fr < 1$) com exceção de duas experiências (n^{os} 17 e 18 da tabela 3.4) em que o adimensional chegou a alcançar o valor 1 aproximadamente.

Quanto ao grau de turbulência os números de Reynolds, (foi usada a fórmula $Re = \frac{4 \cdot h \cdot v}{\nu}$) indicaram que todos os escoamentos foram turbulentos.

O canal de ensaios pode ser considerado de largura in finita pois em média geral a largura foi de aproximadamente 73 vezes a profundidade.

Durante os ensaios foram feitas algumas medições de

EXPERIÊN- CIA	ENSAIO	l o/oo	G_s $\frac{\text{Kgf}}{\text{min. } 0,70\text{m}}$	gv $\frac{10^{-8} \cdot \text{m}^3}{\text{s} \cdot \text{m}}$	Q $\frac{10^{-3} \cdot \text{m}^3}{\text{s}}$	q $\frac{10^{-3} \cdot \text{m}^3}{\text{s} \cdot \text{m}}$	h 10^{-2}m	V m/s	\downarrow $\frac{10^{-6} \text{m}^2}{\text{s}}$	K $\text{m}^{1/3} / \text{s}$	R -	F -	Σ $= \frac{\gamma q l}{10^{-2} \text{Kgf}} \cdot \frac{1}{\text{m}^2}$	$\frac{\gamma q l}{10^{-3} \text{Kgf}} \cdot \frac{1}{\text{s} \cdot \text{m}}$	$\frac{\gamma q l}{\gamma_s \cdot \downarrow}$	$\frac{gv}{\downarrow}$	$\frac{\Sigma \cdot g^{1/3}}{\gamma_s \cdot \downarrow^{2/3}}$	$\frac{v}{(\downarrow g)^{1/3}}$
1	4	6,30	0,123	112,64	8,0	5,47	1,60	0,333	1,078	66,00	19770	0,84	10,08	34,45	12,29	1,04	0,79	15,17
2	11	6,30	0,326	298,53	9,5	6,49	1,77	0,356	1,146	66,05	21994	0,85	11,15	40,91	13,73	2,60	0,84	15,89
3	20	6,30	0,463	423,99	11,0	7,52	1,94	0,375	1,078	65,47	26994	0,86	12,22	47,37	16,90	3,93	0,96	17,08
4	26	6,30	0,545	499,08	12,0	8,20	2,05	0,386	1,146	65,02	27620	0,86	12,91	51,67	17,34	4,35	0,97	17,23
5	36	6,30	0,760	695,97	14,5	9,91	2,29	0,416	1,078	65,08	35348	0,88	14,43	62,44	22,28	6,46	1,13	18,95
6	44	6,30	0,946	866,30	16,0	10,94	2,43	0,432	1,078	64,89	38952	0,88	15,31	68,90	24,58	8,04	1,20	19,68
7	52	8,68	0,070	64,10	5,0	3,42	1,17	0,286	0,959	59,64	13957	0,84	10,15	29,66	11,89	0,67	0,86	13,55
8	59	8,68	0,269	246,34	6,0	4,10	1,29	0,311	0,959	60,70	16734	0,87	11,20	35,60	14,28	2,57	0,95	14,73
9	66	8,68	0,353	323,26	6,5	4,44	1,34	0,324	0,959	61,68	18109	0,89	11,63	38,56	15,46	3,37	0,98	15,35
10	72	8,68	0,537	491,76	7,5	5,13	1,44	0,347	0,959	62,99	20842	0,92	12,50	44,50	17,85	5,13	1,06	16,44
11	78	8,68	0,640	586,08	8,5	5,81	1,55	0,365	0,959	63,04	23597	0,94	13,45	50,43	20,22	6,11	1,14	17,29
12	86	10,08	0,178	163,00	4,5	3,07	1,06	0,285	1,011	58,82	11953	0,88	10,68	31,00	11,79	1,61	0,87	13,26
13	92	10,08	0,277	253,66	5,0	3,42	1,13	0,300	1,078	58,69	12579	0,90	11,39	34,45	12,29	2,35	0,89	13,67
14	99	10,08	0,392	358,97	5,5	3,76	1,18	0,312	1,078	60,02	13661	0,92	11,89	37,89	13,52	3,33	0,93	14,21
15	107	10,08	0,524	479,85	6,0	4,10	1,24	0,324	1,011	60,23	15896	0,93	12,50	41,34	15,73	4,75	1,02	15,08
16	114	10,08	0,640	586,08	7,00	4,78	1,35	0,346	1,011	60,85	18481	0,95	13,61	48,23	18,35	5,80	1,11	16,10
17	122	10,08	0,927	848,90	9,00	6,15	1,56	0,384	1,078	61,28	22228	0,98	15,72	62,01	22,12	7,87	1,23	17,49

TABELA 3.3 - CÁLCULO DOS ADIMENSIONAIS P/AREIA 0,77mm

EXPERIEN- CIA	ENSAIO	I °/oo	G _s	g _v	Q	q	h 10 ⁻² m	V	↓	K	R -	F -	Z	γ _{q1}	γ _{q1}	g _v	Z	v
			$\frac{\text{Kgf}}{\text{min. } 0,70\text{m}}$	$\frac{10^{-6} \text{ m}^3}{\text{s.m}}$	$\frac{10^{-3} \text{ m}^3}{\text{s}}$	$\frac{10^{-3} \text{ m}^3}{\text{sm}}$		m/s	$\frac{10^{-6} \text{ m}^2}{\text{s}}$	m ^{1/3} /s			$\frac{\gamma_{q1}}{10^{-2} \text{ Kgf}} \frac{\text{m}}{2}$	$\frac{\gamma_{q1}}{10^{-3} \text{ Kgf}} \frac{\text{sm}}{\text{s}}$	$\frac{\gamma_{q1}}{\gamma_{s1}}$		$\frac{\gamma_{q1}}{\gamma_{s1}}$	$\frac{Z}{\gamma_{s1}^{1/3}}$
1	5	6,30	0,194	1,749	12,5	8,25	2,10	0,393	1,078	65,02	30623	0,86	13,23	51,97	18,26	1,62	1,02	17,90
2	12	6,30	0,300	2,705	13,5	8,89	2,20	0,404	1,078	64,86	32980	0,87	13,86	56,01	19,67	2,51	1,07	18,40
3	18	6,30	0,460	4,147	15,5	10,18	2,38	0,428	1,078	65,15	37797	0,88	14,99	64,13	22,53	3,85	1,15	19,50
4	25	6,30	0,520	4,688	16,5	10,82	2,47	0,438	1,078	65,08	40143	0,89	15,56	68,17	23,94	4,35	1,20	19,95
5	33	6,30	0,630	5,680	18,5	12,10	2,65	0,456	1,078	64,71	44839	0,89	16,69	76,23	26,78	5,27	1,29	20,77
6	41	6,30	0,753	6,789	20,0	13,05	2,78	0,469	1,078	64,46	48379	0,90	17,51	82,21	28,88	6,30	1,35	21,37
7	47	8,68	0,193	1,740	9,0	5,99	1,60	0,374	0,959	63,26	24959	0,94	13,89	51,99	20,53	1,81	1,16	17,72
8	53	8,68	0,304	2,741	10,5	6,96	1,77	0,393	0,959	62,19	29014	0,94	15,36	60,41	23,85	2,86	1,28	18,62
9	58	8,68	0,461	4,156	11,5	7,62	1,86	0,409	0,959	62,62	31731	0,96	16,14	66,14	26,11	4,33	1,34	19,37
10	64	8,68	0,515	4,643	12,5	8,27	1,95	0,424	0,959	62,82	34486	0,97	16,93	71,78	28,34	4,84	1,41	20,08
11	73	8,68	0,628	5,662	14,0	9,24	2,10	0,440	0,959	62,04	38540	0,97	18,23	80,20	31,67	5,90	1,52	20,84
12	78	8,68	0,738	6,653	15,0	9,88	2,19	0,451	0,959	61,88	41197	0,97	19,01	85,76	33,86	6,94	1,58	21,36
13	86	10,08	0,201	1,812	7,0	4,67	1,35	0,346	1,078	60,85	17332	0,95	13,61	47,07	16,53	1,68	1,05	15,76
14	91	10,08	0,304	2,741	8,5	5,66	1,50	0,378	1,078	61,83	21039	0,98	15,12	57,05	20,04	2,54	1,16	17,22
15	98	10,08	0,460	4,147	9,0	5,99	1,56	0,384	1,078	61,28	22228	0,98	15,72	60,38	21,21	3,85	1,21	17,49
16	103	10,08	0,518	4,670	9,5	6,32	1,61	0,392	1,011	61,32	24970	0,99	16,23	63,70	23,86	4,62	1,31	18,24
17	113	10,08	0,630	5,680	11,0	7,30	1,76	0,415	1,078	61,06	27102	1,00	17,74	73,58	25,85	5,27	1,37	18,91
18	119	10,08	0,738	6,653	11,5	7,62	1,81	0,421	1,078	60,86	28275	1,00	18,24	76,81	26,98	6,17	1,41	19,18

TABELA 3.4 - CÁLCULO DOS ADIMENSIONAIS P/AREIA 1,98mm

DIAMETRO DO SEDIMENTO INJETADO d_{50} (mm)	CRITÉRIO PARA O ADIMENSIONAL DO ESCOAMENTO		
	POTENCIA UNITÁRIA	VELOCIDADE MÉDIA	TENSÃO DE CISALHAMENTO
0,77	$\frac{\gamma_{s.v} q I}{\gamma_{s.v}} = 9,465 + 1,711 \frac{gv}{\sqrt{\gamma_{s.v}}}$ <p style="text-align: center;">R = 96,3%</p>	$\frac{v}{(\gamma_{s.v} \cdot g)^{1/3}} = 13,085 + 0,696 \frac{gv}{\sqrt{\gamma_{s.v}}}$ <p style="text-align: center;">R = 84,1%</p>	$\frac{\tau_{c.g}^{1/3}}{(\gamma_{s.v})^{2/3}} = 0,762 + 0,057 \frac{gv}{\sqrt{\gamma_{s.v}}}$ <p style="text-align: center;">R = 96,8%</p>
1,98	$\frac{\gamma_{s.v} q I}{\gamma_{s.v}} = 13,821 + 2,544 \frac{gv}{\sqrt{\gamma_{s.v}}}$ <p style="text-align: center;">R = 92,1%</p>	$\frac{v}{(\gamma_{s.v} \cdot g)^{1/3}} = 15,902 + 0,755 \frac{gv}{\sqrt{\gamma_{s.v}}}$ <p style="text-align: center;">R = 82,6%</p>	$\frac{\tau_{c.g}^{1/3}}{(\gamma_{s.v})^{2/3}} = 0,926 + 0,083 \frac{gv}{\sqrt{\gamma_{s.v}}}$ <p style="text-align: center;">R = 88,9%</p>

TABELA 3.5 EQUAÇÕES DE TRANSPORTE ENCONTRADAS

(R = Coeficiente de correlação)

Obs.: Fundo $d_{50} = 1,22\text{mm}$

velocidades superficiais com pequenas esferas de isopor de aproximadamente 3mm de diâmetro.

O resultado de algumas dessas medições está na figura 3.40 e mostra a regularidade da velocidade superficial em quase toda a largura do canal o que reforça a afirmação anterior de que o canal tem largura considerada infinita.

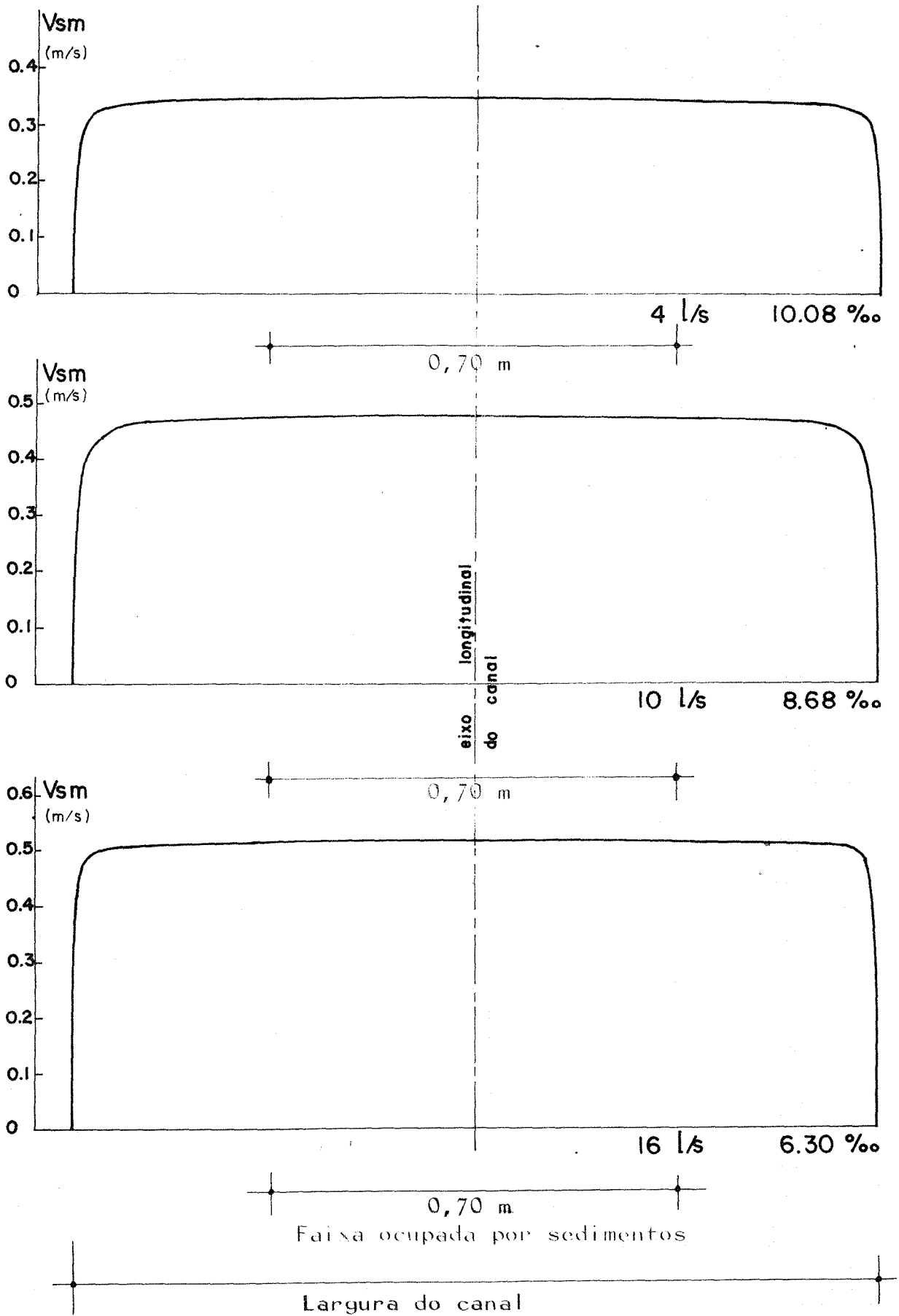


FIGURA 3.40 - Perfis de velocidade superficiais

4 - ANÁLISE E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

4.1 - Critérios hidráulicos para a formação de depósitos

O I.P.H.- UFRGS através de estudos de Costa (1974), Almeida (1980) e Garcia (1983) tem usado o critério da potência do escoamento para caracterizar a variável do escoamento já que, além da vantagem do uso de um parâmetro independente inalterável durante um ensaio, os coeficientes de correlação tem sido sistematicamente os mais altos quando comparados com os que caracterizam outros critérios como força tratora ou velocidade média.

A tabela 4.1 mostra todas as equações daqueles pesquisadores (as equações de Costa (1974) com as variáveis $\frac{\tau_g^{1/3}}{\gamma_s \cdot \nu^{2/3}}$ e $\frac{v}{(\nu \cdot g)^{2/3}}$ foram calculadas como dados originais daquele pesquisador já que ele não as apresentou) juntamente com as equações finais deste trabalho. Cabe salientar que todos os resultados apresentados na referida tabela são provenientes de uma mesma metodologia e do mesmo canal de ensaios. A análise da tabela mostra que a potência do escoamento tende a gerar os mais altos coeficientes de correlação. As equações com a tensão de cisalhamento também tem apresentado excelentes coeficientes de cor-

PESQUISADOR	di/df	POTÊNCIA DO ESCOAMENTO	COEFICIENTE DE CORRELAÇÃO R (%)	TENSÃO DE CISCALHAMENTO	COEFICIENTE DE CORRELAÇÃO R (%)	VELOCIDADE MÉDIA	COEFICIENTE DE CORRELAÇÃO R (%)
ALMEIDA (1980)	0,77/0,77	$\frac{\gamma_{q1}}{\gamma_{s1}} = 5,432 + 1,504 \text{ gv/h}$	98,6	$\frac{\tau_g^{1/3}}{\gamma_s v^{2/3}} = 0,471 + 0,071 \text{ gv/h}$	93,8	$\frac{v}{(\gamma_g)^{1/3}} = 11,515 + 0,866 \text{ gv/h}$	97,2
COSTA (1974)	1,22/1,22	$\frac{\gamma_{q1}}{\gamma_{s1}} = 8,06 + 1,56 \text{ gv/h}$	98,9	$\frac{\tau_g^{1/3}}{\gamma_s v^{2/3}} = 0,753 + 0,064 \text{ gv/h}$	98,9	$\frac{v}{(\gamma_g)^{1/3}} = 11,568 + 0,785 \text{ gv/h}$	98,8
GARCIA (1983)	1,98/1,98	$\frac{\gamma_{q1}}{\gamma_{s1}} = 13,9977 + 1,8973 \text{ gv/h}$	97,02	$\frac{\tau_g^{1/3}}{\gamma_s v^{2/3}} = 0,9731 + 0,0588 \text{ gv/h}$	89,17	$\frac{v}{(\gamma_g)^{1/3}} = 14,5581 + 0,7741 \text{ gv/h}$	94,11
ESTE TRABALHO (1986)	0,77/1,22	$\frac{\gamma_{q1}}{\gamma_{s1}} = 9,465 + 1,711 \text{ gv/h}$	96,3	$\frac{\tau_g^{1/3}}{\gamma_s v^{2/3}} = 0,762 + 0,057 \text{ gv/h}$	96,8	$\frac{v}{(\gamma_g)^{1/3}} = 13,085 + 0,696 \text{ gv/h}$	84,1
ESTE TRABALHO (1986)	1,98/1,22	$\frac{\gamma_{q1}}{\gamma_{s1}} = 13,821 + 2,544 \text{ gv/h}$	92,1	$\frac{\tau_g^{1/3}}{\gamma_s v^{2/3}} = 0,926 + 0,083 \text{ gv/h}$	88,9	$\frac{v}{(\gamma_g)^{1/3}} = 15,902 + 0,755 \text{ gv/h}$	82,6
MÉDIA GERAL DOS COEFICIENTES DE CORRELAÇÃO			96,6	MÉDIA GERAL DOS COEFICIENTES DE CORRELAÇÃO	93,5	MÉDIA GERAL DOS COEFICIENTES DE CORRELAÇÃO	91,4

TABELA 4.1 - RESUMO GERAL DAS EQUAÇÕES.

IPH (1974, 1980, 1983 e 1986)

relação embora um pouco inferiores. O critério da velocidade média mostrando os mais baixos coeficientes se comparado com os demais, indica que tal parâmetro não é tão representativo quando o fenômeno estudado se dá no fundo do canal.

É interessante notar que o resultado deste trabalho com a areia 1,98mm assim como os de Garcia (1983) apresentam coeficientes de correlação um pouco inferiores aos demais (independentemente do critério escolhido para o escoamento), os quais podem ainda ser considerados muito bons apesar de todas as dificuldades encontradas na ocasião dos ensaios. Tais coeficientes podem ser apreciados em conjunto na tabela 4.1. Esse resultado não é de surpreender pois os experimentos mostraram maior dificuldade em identificar o início do depósito quando usada a areia 1,98mm sobretudo com declividades baixas.

Isso demonstra que as possíveis falhas nas condições de experimentação de que se tinha receio e que procurou-se sanar por todos os meios não são falhas. O imenso trabalho exigido na oportunidade mostra que existe um fenômeno sistemático e parasita que precisa ser descoberto. Recordando o item 3.4.3.2 nos ensaios com a areia 1,98mm sobre fundo 1,22mm o comportamento do sedimento foi estranho desuniforme, instável e com a formação de montículos. Em outras palavras, completamente diferente de todas as pesquisas já feitas no IPH com $d_i = d_f$ (citadas no primeiro parágrafo) onde os depósitos foram uniformes e previsíveis.

Por outro lado, isso mostra que (nos limites dos valores dos coeficientes de correlação) o critério visual pode eventualmente prescindir do critério analítico quando este último é de difícil aplicação e quando o pesquisador acumular considerável experiência na observação.

4.2 - Formação de depósito de um determinado sedimento sobre fundos de rugosidades diferentes.

Nesta análise serão utilizadas as equações de Almeida (1980) e Garcia (1983) juntamente com os resultados deste trabalho. Em outras palavras a areia 0,77mm foi transportada sobre fundos 0,77mm e 1,22mm; a areia 1,98mm sobre fundos 1,98mm e 1,22mm. A figura 4.1 (casos b, c/d, e) mostra resumidamente essas situações.

A respeito dessa figura convém deixar claro que o desenho mostra cortes esquemáticos do fundo do canal. Na verdade o arranjo real das partículas constituintes do fundo fixo é mais irregular e pode apresentar eventualmente uma deposição diferente. Em resumo, o que se fez foi uma análise geral, macroscópica, representando uma situação média. O exato arranjo dos grãos do fundo está fora do propósito deste trabalho.

4.2.1 - Fundo mais rugoso.

Comparação deste trabalho com o de Almeida (1980).

Aqui está caracterizado o transporte de um sedimento por arraste em dois fundos diferentes. Um deles com rugosidade absoluta maior que o d_{50} do grão transportado e o outro com rugosidade absoluta igual ao d_{50} do grão transportado (ver figura 4.1, casos b, c).

As figuras 3.35, 3.36 e 3.37 mostram os resultados deste trabalho quando se injetou areia 0,77mm sobre fundo 1,22 mm. Na mesma figura estão os resultados de Almeida (1980) que injetou a mesma areia 0,77mm porém sobre fundo 0,77mm.

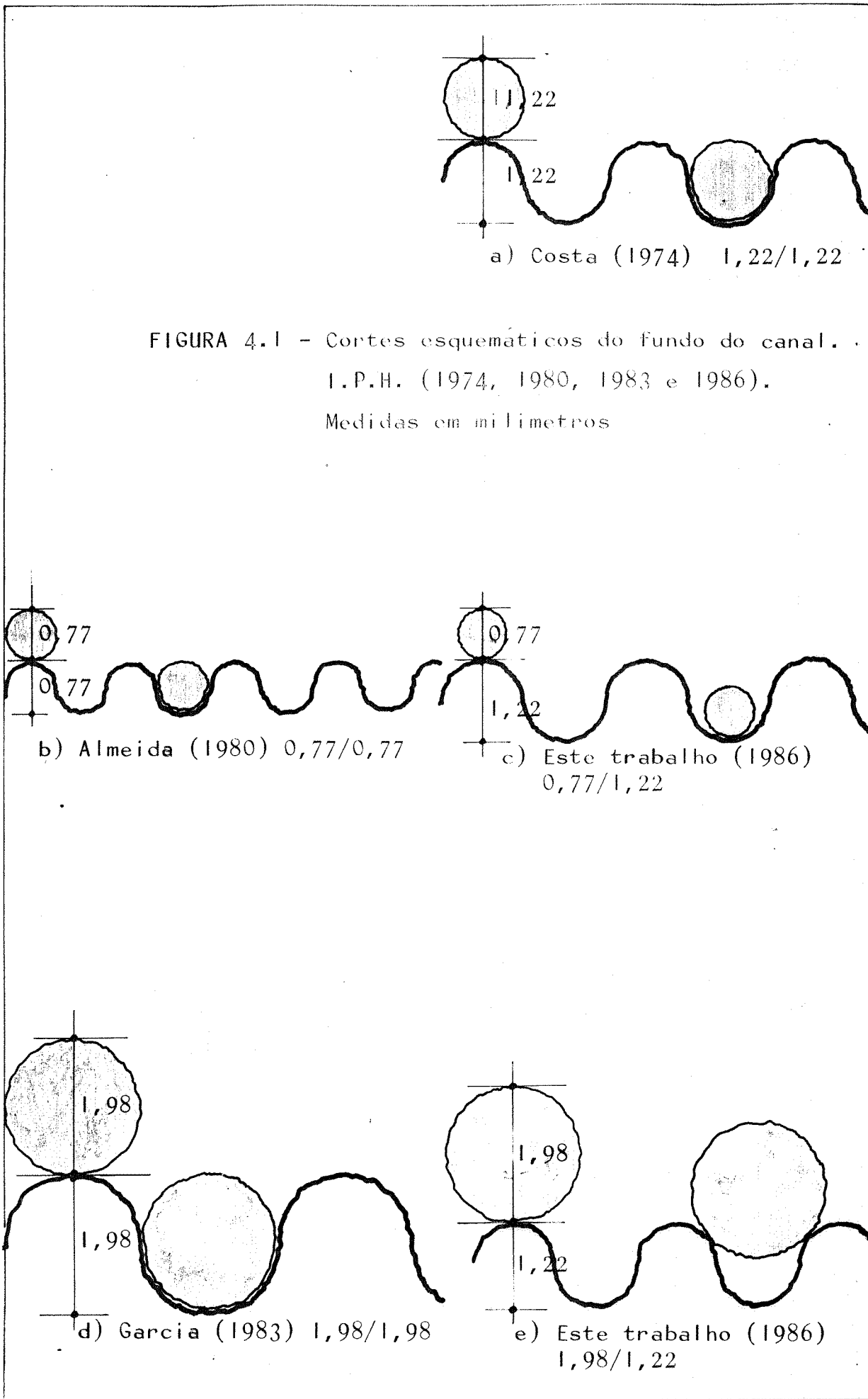


FIGURA 4.1 - Cortes esquemáticos do fundo do canal. .
 I.P.H. (1974, 1980, 1983 e 1986).
 Medidas em milímetros

Todas as retas das equações deste trabalho localizam-se acima das retas correspondentes às equações de Almeida (1980). Daí conclui-se claramente que o escoamento precisa ter mais energia para transportar, sem que haja depósito, grãos 0,77mm sobre fundo 1,22mm do que grãos 0,77mm sobre fundo 0,77mm. Isso era de certa forma esperado pois a energia dissipada pelo atrito tendo aumentado é necessário uma energia suplementar para transportar uma mesma quantidade do mesmo sedimento.

É interessante registrar que as figuras 3.36 e 3.37 esboçam uma tendência de cruzamento das duas retas no sentido das grandes descargas sólidas (comparar os coeficientes angulares das retas) ao passo que a figura 3.35 indicaria uma tímida tendência contrária. A observação dos coeficientes de correlação de cada uma das retas envolvidas (tabela 4.1) não deixa claro qual pesquisa teria mais confiabilidade. Além disso o número de experiências realizadas não foi muito grande* a ponto de conferir uma certeza nestas declarações. Por isso este comentário serve apenas para registro e fonte para futuras constatações.

4.2.2 - Fundo menos rugoso

Comparação deste trabalho com o de Garcia (1983).

Neste confronto está se identificando o comportamento da areia 1,98mm sendo transportada sobre fundos 1,98mm e 1,22mm. Em outras palavras, um determinado grão está sendo transportado

* Lembrar que um ponto no gráfico requer de 5 a 9 ensaios conforme mostra o programa de experiências (tabelas 3.1 e 3.2).

sobre fundo do mesmo material e sobre fundo de rugosidade um pouco menor (na figura 4.1, casos d, e).

As retas das equações envolvidas estão dispostas nas figuras 3.38, 3.39 e 3.40. Como se pode ver, as retas deste trabalho localizam-se geralmente acima das retas de Garcia (1983).

Assim, pela disposição geral daquele conjunto de retas é preciso mais energia para transportar, sem que haja depósito, o sedimento 1,98mm sobre fundo 1,22mm do que 1,98mm sobre fundo 1,98mm. O mesmo comentário sobre o cruzamento das retas feitas no ítem anterior cabe também aqui. A figura 3.40 apesar da limitação do número de pontos observados e dos coeficientes de correlação, mostra um cruzamento um pouco mais significativo indicando que para descargas sólidas muito baixas o fenômeno se inverte, isto é, o grão 1,98mm sobre fundo 1,98mm requerendo mais energia.

Portanto há dois pontos obscuros que precisam ser esclarecidos:

- 1) O fato de um fundo menos rugoso (1,22mm) exigir mais energia para transportar sem que haja depósito (na quase totalidade da faixa de descargas sólidas ensaiadas) do que um fundo mais rugoso (1,98mm).
- 2) Tendência de cruzamento das retas que indicaria a existência de faixas de descarga sólida com comportamentos inversos.

4.3.- Formação de depósitos de diferentes sedimentos sobre um mesmo fundo.

4.3.1 - Comparação deste trabalho com o de Costa (1974)

Neste caso será analisado o comportamento dos sedimentos 0,77mm, 1,22mm e 1,98mm sendo transportados por arraste sobre um mesmo fundo de rugosidade 1,22mm. Para isso lança-se mão dos trabalhos de Costa (1974) e os resultados deste trabalho. A figura 4.1 casos a, c, e, ilustra esta comparação. As figuras 4.2, 4.3 e 4.4 mostram as retas respectivas servindo de apoio a esta explanação. Lembrando o que já foi dito no item 4.1 a tabela 4.1 mostra um resumo de todas as equações envolvidas em qualquer tipo de comparação.

Assim, neste item está se interpretando o comportamento de sedimentos de vários d_{50} sobre um fundo comum a todos (1,22mm) resultando dessa forma o papel do peso das partículas.

A análise dos gráficos citados indica que a energia necessária para o transporte, sem que haja depósito, cresce na seguinte ordem:

- 1º) Sedimento 1,22mm
- 2º) Sedimento 0,77mm
- 3º) Sedimento 1,98mm.

Como principal conclusão aparece o fato de que o sedimento mais fácil de ser transportado, sem que haja depósito, será aquele que tem o mesmo tamanho da rugosidade absoluta do fundo. O sedimento 0,77mm embora mais leve necessita um pouco mais de energia para o transporte o que não deixa de ser surpreendente e o grão 1,98mm devido seu grande peso requereu a maior energia.

Conforme já comentado nos itens anteriores as tendências de cruzamentos aparecem também aqui principalmente nas figuras 4.3 e 4.4. Na primeira a tendência é muito tênue e na segunda as retas que se cruzam são quase coincidentes. Novamen-

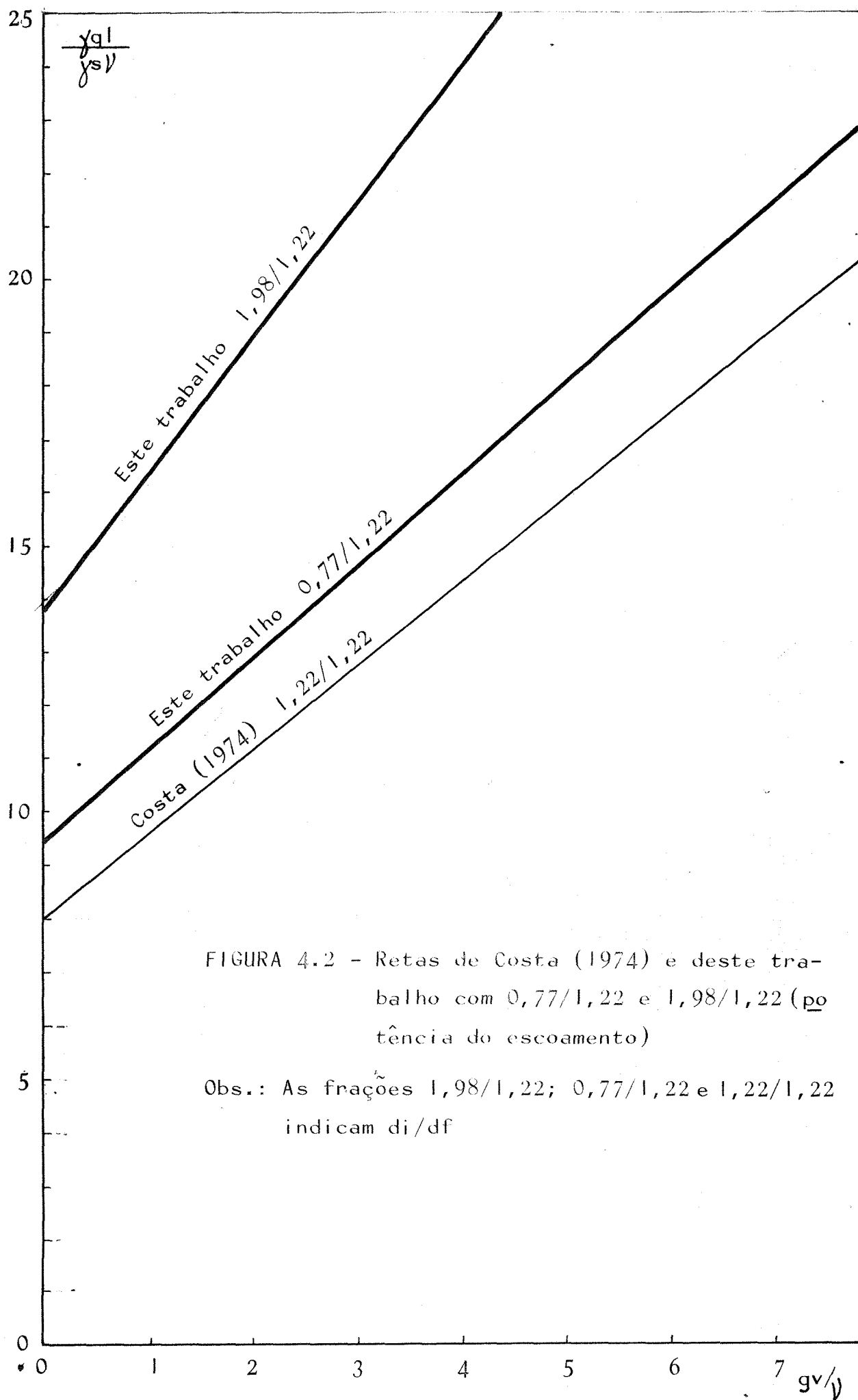


FIGURA 4.2 - Retas de Costa (1974) e deste trabalho com 0,77/1,22 e 1,98/1,22 (potência do escoamento)

Obs.: As frações $\tilde{1,98/1,22}$; $0,77/1,22$ e $1,22/1,22$ indicam d_i/df

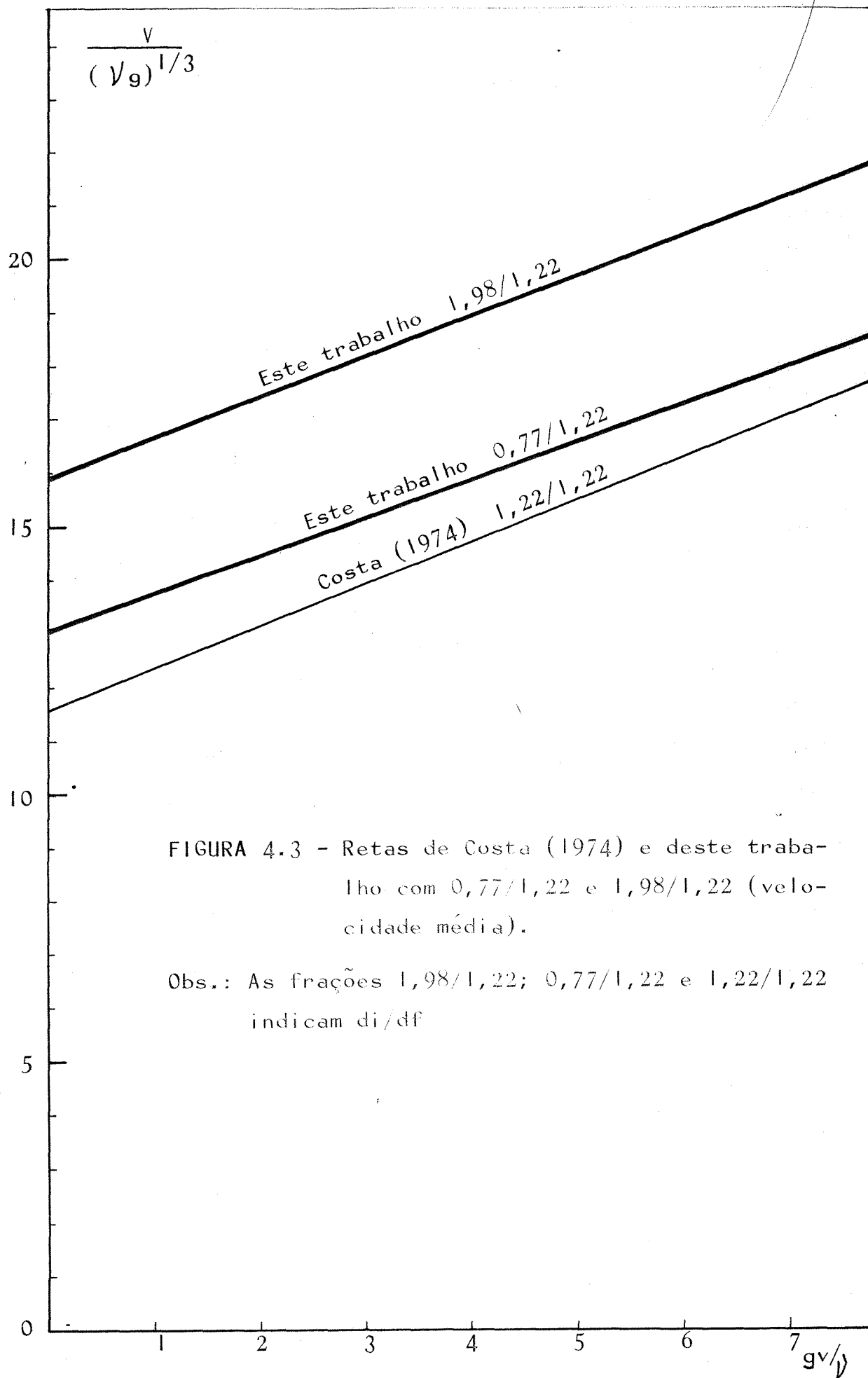
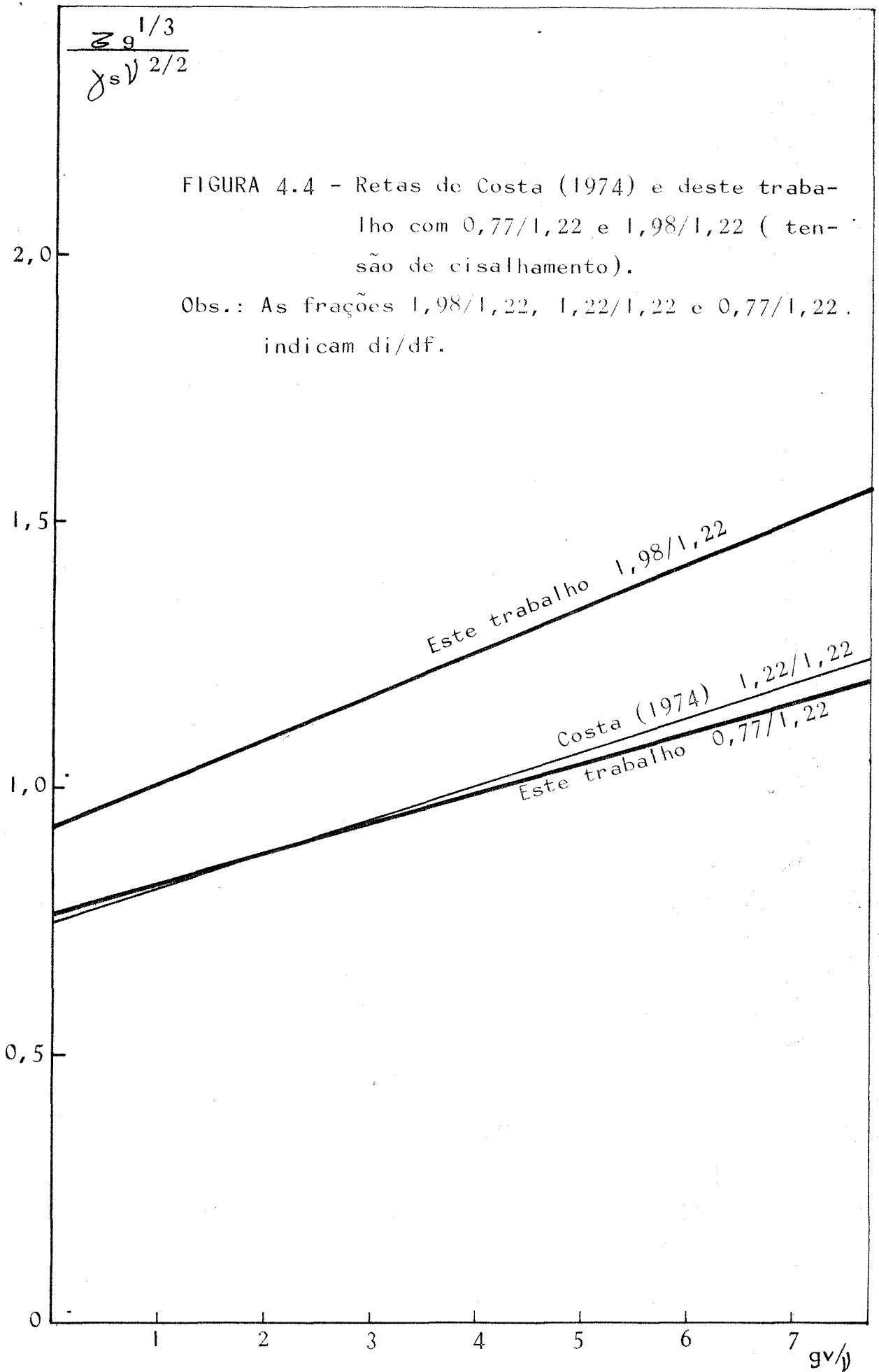


FIGURA 4.3 - Retas de Costa (1974) e deste trabalho com 0,77/1,22 e 1,98/1,22 (velocidade média).

Obs.: As frações 1,98/1,22; 0,77/1,22 e 1,22/1,22 indicam di/df



te aqui não se tem uma indicação segura a respeito e portanto fica apenas o registro.

Dessa forma há um fato que precisa ser esclarecido:

- O grão mais leve (0,77mm) requer mais energia do que um mais pesado (1,22mm) para ser transportado, sem que haja depósito, sobre fundo 1,22mm.

4.3.2 - Comparação dos trabalhos do I.P.H. (inclusive este) com trabalhos em fundo liso.

Este tipo de comparação pretende destacar as diferenças básicas da formação de depósitos em fundo rugoso e em fundo liso. Lamentavelmente só se dispõe do trabalho de Pedroli (1963) como representante do fundo liso usando a mesma metodologia.

Pedroli (1963) (rever comentário prévio no item 2.5.1) realizou experiências de arraste em fundo fixo e liso com sedimentos de diâmetro 1,1; 2,6; 5,2; 8,5; 8,9 e 11,1mm. Costa (1974) usou os dados originais de Pedroli no sentido de obter uma relação do tipo $\frac{\gamma q l}{\delta s \sqrt{v}} = f\left(\frac{g v}{\gamma}\right)$. Assim, chegou à equações para cada diâmetro cujas retas estão na figura 4.5. Almeida (1980) usando os poucos dados de Pedroli na faixa de $g v / \gamma$ de zero à 7 fez a mesma coisa, e obteve as retas da figura 4.6, onde também foram lançados todos os resultados do IPH com fundo 1,22mm.

Garcia (1983) usando trabalhos de Costa (1974) e Almeida (1980) consolidou 3 diâmetros de sedimentos (0,77; 1,22 e 1,98mm) numa única equação válida para quando $d_i = d_f$. Para fazer isso Garcia valendo-se da análise dimensional procurou uma relação do tipo:

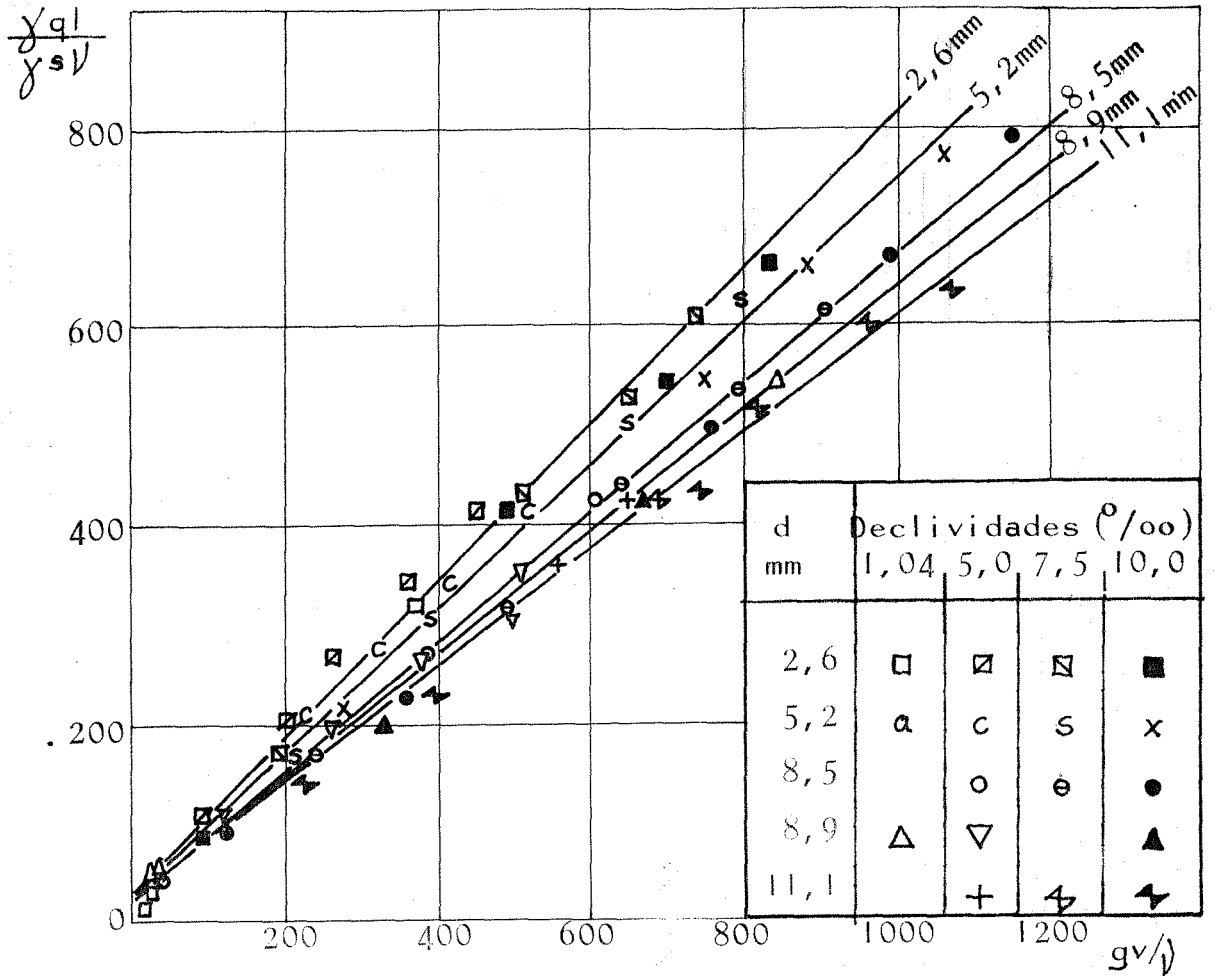


FIGURA 4.5 - Dados de Pedrolí (1963)

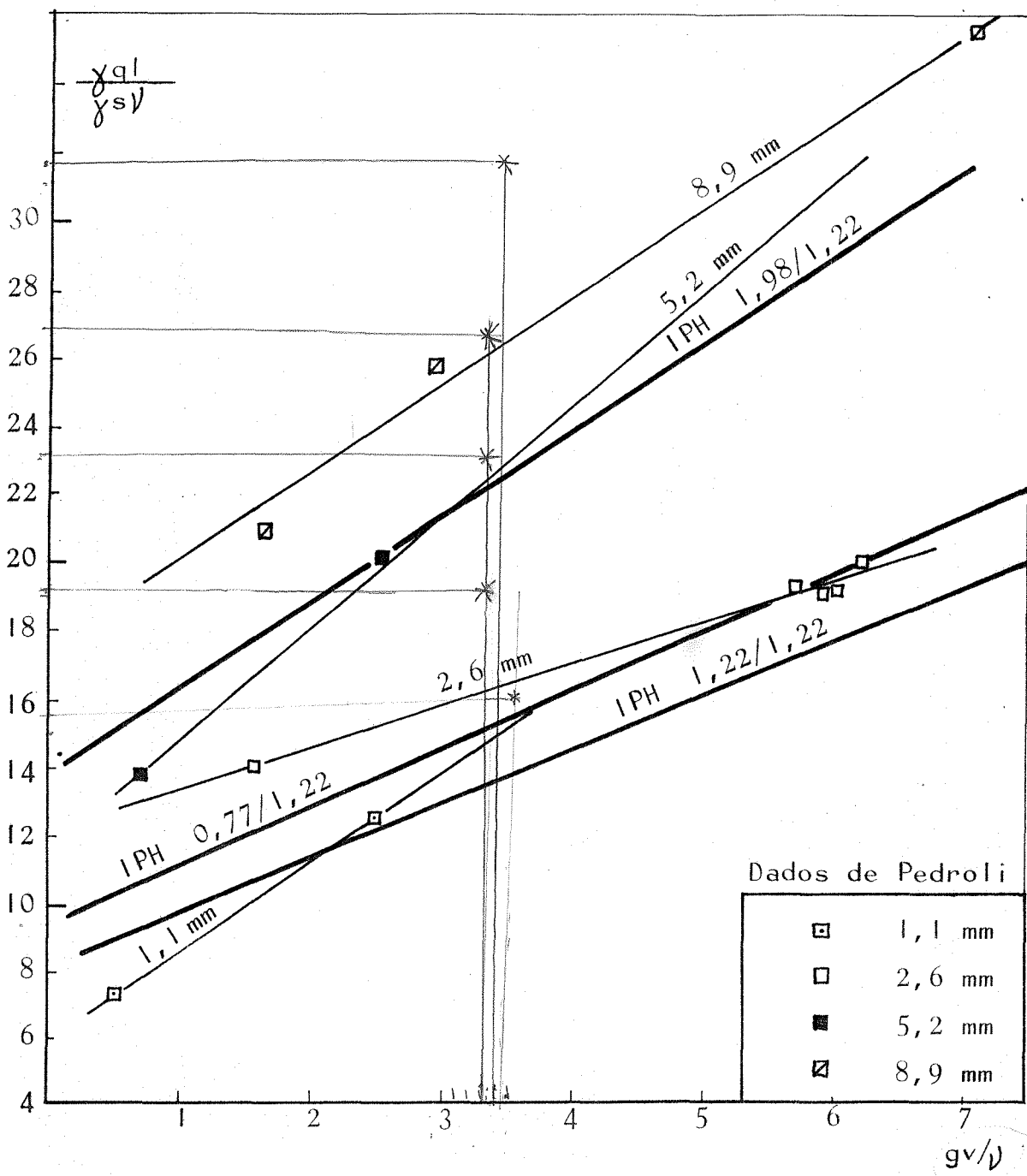


FIGURA 4.6 - Dados de Pedrolí (1963)
e IPH com fundo 1,22mm

Obs.: As frações 1,98/1,22; 0,77/1,22 e 1,22/1,22 indicam d_i/d_f .

$$\frac{gv}{\sqrt{s}} = f \left(\frac{y_{ql}}{y_s}, \frac{d \cdot g^{1/3}}{\sqrt{2/3}} \right) \quad (4.1)$$

encontrando finalmente:

$$\frac{y_{ql}}{y_s} \left(\frac{d \cdot g^{1/3}}{\sqrt{2/3}} \right)^{-0,73} = 0,766 + 0,164 \frac{gv}{\sqrt{s}} \quad (4.2)$$

com $R = 96,96 \%$

Segundo o mesmo raciocínio Garcia obteve a mesma relação para os dados de Pedroli na faixa $0 < gv/\sqrt{s} < 7$:

$$\frac{y_{ql}}{y_s} \left(\frac{d \cdot g^{1/3}}{\sqrt{2/3}} \right)^{-0,73} = 0,435 + 0,0778 \frac{gv}{\sqrt{s}} \quad (4.3)$$

Dessa forma Garcia juntou os dados de I.P.H (até 1983) com os de Pedroli, numa base comum (equações 4.2 e 4.3). As retas respectivas são as duas inferiores da figura 4.8.

De posse desse pequeno histórico do que foi realizado com os dados de Pedroli já se pode observar algumas tendências referentes àqueles dados:

Na faixa das grandes descargas sólidas a energia requerida para o transporte sem que haja deposição é sempre maior para os menores diâmetros, ou seja, o grão 2,6mm requereu a maior energia e o grão 11,1mm a menor. Na faixa das pequenas descargas sólidas ($gv/\sqrt{s} < 7$) o fenômeno é inverso passando os maiores diâmetros a exigir as maiores energias. A figura 4.6 mostra ainda que (salvo a surpresa ainda não explicada da inversão dos diâmetros 0,77mm e 1,22mm do I.P.H. na ordem das energias requeridas - rever ítem 4.3.1) o feixe de retas do IPH mostra uma tendência de se posicionar um pouco deslocado para cima em relação ao feixe de retas de Pedroli (fundo liso) indicando

que um fundo rugoso (no caso 1,22mm) exige mais energia para o transporte.

A figura 4.8 mostra também a influência do tipo de fundo na formação dos depósitos, ou seja, o fundo rugoso exige mais energia para transportar, sem que haja depósito, do que o fundo liso como era de se esperar.

Pelo visto nos itens anteriores a questão vai se tornando complexa à medida em que alguns parâmetros são alterados e outros são mantidos fixos. Para incluirmos os resultados desta pesquisa junto com os anteriores é preciso antes de mais nada buscar a mesma relação 4.1 para os dados deste trabalho seguindo o mesmo método de Garcia. Este, admitiu que a relação procurada fosse do tipo $Y = ax^b$, ou seja:

$$\frac{qv}{\sqrt{}} = f_1 \left(\frac{\gamma q l}{\gamma_s \sqrt{}} \right) \cdot \left(\frac{d g^{1/3}}{\sqrt{2/3}} \right)^b \quad (4.4)$$

Estando o valor de "a" englobado pela função $f_1 \left(\frac{\gamma q l}{\gamma_s \sqrt{}} \right)$ O valor de "b" é obtido fixando valores para $qv/\sqrt{}$ e buscando a relação entre os dois grupos $\frac{\gamma q l}{\gamma_s \sqrt{}}$ e $\frac{d g^{1/3}}{\sqrt{2/3}}$. Com os dados dos ensaios traçou-se as retas da figura 4.7 sendo o coeficiente "b" igual à tangente trigonométrica média dos ângulos "α". Assim, foi encontrado para "b" o valor 0,71. Como aqui o importante é a comparação qualitativa optou-se pela manutenção do mesmo coeficiente $b = 0,73$ usado por Garcia nas suas equações ficando todas as comparações numa mesma base.

A figura 4.8 mostra um resumo geral sob forma gráfica englobando variações do tipo de fundo e variações de grãos sobre um mesmo fundo.

Pela localização das retas na figura observa-se que o arraste com $d_i \neq d_f$ requer ainda mais energia que no caso $d_i = d_f$ (experiências anteriores do I.P.H.).

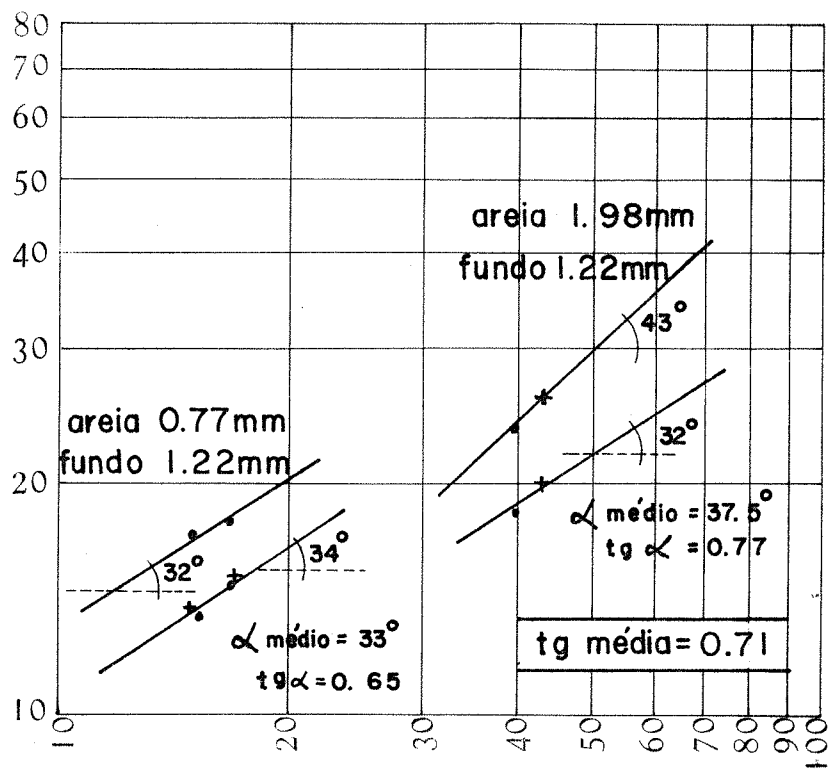


FIGURA 4.7 - Cálculo do coeficiente "b"

$$\left(\frac{Y \cdot I}{\gamma \cdot s \cdot V}\right) \left(\frac{d_i \cdot g^{1/3}}{V^{2/3}}\right)^{-0,73} = Y$$

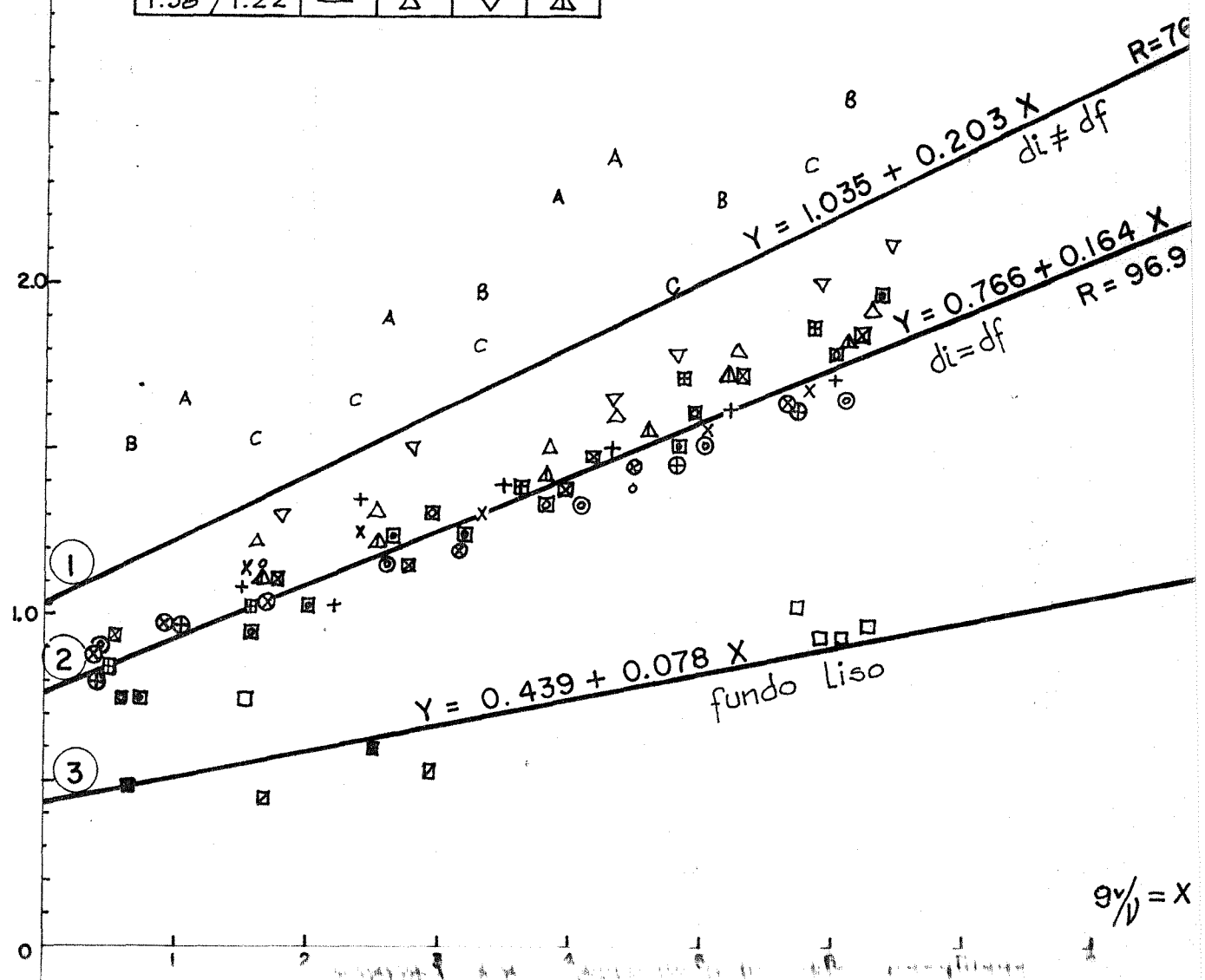
4.0
3.0
2.0
1.0
0

CONVENÇÕES :

di/df \ I	I ‰			
	4	6	8	10
0.77 / 0.77	⊠	⊠	⊠	⊠
1.22 / 1.22	—	⊙	⊗	⊕
1.98 / 1.98	—	◦	X	+

d (mm)	I ‰
2,6	□
5,2	■
8,9	⊞

di/df \ I	I ‰			
	—	6,30	8,68	10,08
0.77 / 1.22	—	A	B	C
1.98 / 1.22	—	△	▽	△



$$9^{v/d} = X$$

2/10
fundo liso Pegaron (1960)

Concluindo este ítem, 3 questões ainda ficam carecendo de uma devida explicação:

- 1) É mais fácil transportar o grão mais pesado (11,1mm) do que o mais leve (2,6mm) para as grandes descargas sólidas (ver figura 4.5 - Pedroli).
- 2) Inversão do fenômeno para as pequenas descargas sólidas (ver figura 4.6 - Pedroli) devido haver um possível cruzamento no feixe de retas.
- 3) O consumo de energia é maior para transportar sedimentos sobre um fundo de rugosidade intermediária entre o fundo liso e o fundo mais rugoso $d_i = d_f$.

4.4 - Interpretação dos fenômenos

As observações apresentadas nos itens anteriores deixaram alguns pontos sem uma explicação razoável. Resumidamente aqueles pontos são os seguintes:

QUESTÃO 1 - Comportamento estranho da areia 1,98mm sobre o fundo 1,22mm. Enquanto nas pesquisas anteriores do IPH sempre houve formação de depósitos regulares assimiláveis à tapetes, com a areia 1,98mm formam-se de depósitos irregulares constituídos por " montículos" distribuídos aleatoriamente sobre o fundo.

QUESTÃO 2 - A areia 1,98mm sobre fundo 1,22mm exige mais energia para ser transportada, sem que haja depósito, do que areia 1,98mm sobre fundo 1,98mm. Portanto a menor rugosidade exigiria a maior energia.

QUESTÃO 3 - Tendência de cruzamento entre retas (mais acentuada

com o grão 1,98mm) indicando possíveis faixas de gv/√ com comportamentos diferentes. (Ligado à questão 5 à seguir)

QUESTÃO 4 - Um sedimento mais leve (0,77mm) necessita mais energia para ser transportado, sem que haja depósito, do que um sedimento mais pesado (1,22mm) quando ambos estão sobre fundo 1,22mm.

QUESTÃO 5 - Os dados de Pedroli (1963) constataam que para altas descargas sólidas o grão mais pesado é o mais fácil de transportar. Para as baixas descargas sólidas o fenômeno se inverte sugerindo um possível cruzamento entre o feixe de retas.

Para o leitor atento as tentativas de explicações dadas a seguir são de fácil entendimento, porém sua elaboração não foi tão fácil, exigindo entre outras coisas, o completo reexame do equipamento utilizado. Recordar ítem 3.4.3.3, onde se abordou a questão.

Na verdade as 5 questões acima destacadas são interdependentes. Assim, em vez de procurar explicações que sirvam exclusivamente para cada caso, buscou-se uma resposta mais ampla e sintética.

O transporte de um sedimento qualquer sobre fundo de rugosidade imposta pela natureza ou pelo material de construção é um exemplo prático de engenharia que pode nortear esta interpretação final. Em outras palavras, trata-se de estudar o depósito do material sólido transportado (di) em função do parâmetro independente que é a rugosidade do fundo do canal (df).

4.4.1 - Situações com $d_i > d_f$.

Dois casos podem ser examinados: d_i um pouco maior que d_f e d_i muito maior que d_f (fundo liso ou similar).

4.4.1.1 - Caso d_i um pouco maior que d_f .

Comparação entre sedimento 1,98mm transportado sobre fundos 1,98mm e 1,22mm.

As tendências de cruzamento entre as retas respectivas (figuras 3.38, 3.39 e 3.40) sugerem a subdivisão deste ítem em duas partes:

- a) Descargas sólidas muito baixas de comportamento semelhante a grãos isolados ($gv/\sqrt{g} < 2$ aproximadamente).
- b) Descargas sólidas maiores cujos grãos se comportam em conjunto ($2 < gv/\sqrt{g} < 8$ aproximadamente).

No primeiro caso os grãos ficam bem distanciados entre si e mais expostos ao escoamento. A rugosidade original não é alterada e portanto não haveria surpresas ou seja, o fundo mais rugoso exige maior energia. Por essa razão as figuras 3.38 e 3.40 mostrariam as retas de Garcia (1983) acima das retas deste trabalho para descargas sólidas extremamente baixas (à esquerda dos pontos de cruzamento). Na figura 3.39 quando se usou a variável $\frac{V}{(\sqrt{g})^{1/3}}$ tal fato parece não acontecer, porém isso não é de surpreender pois a velocidade média é o fator com menor coeficiente de correlação e talvez neste caso não expresse bem os fenômenos que se dão junto ao fundo.

No segundo caso os grãos 1,98mm sobre fundo 1,98mm que

se depositarem no fundo ou que passarem por essa situação tendem a diminuir a rugosidade original pois têm o mesmo tamanho das asperezas do fundo (figura 4.1 - caso "d"). Fato contrário ocorreu com os grãos 1,98mm sobre fundo 1,22mm (este trabalho - figura 4.1, caso "e") onde os primeiros grãos aleatoriamente se depositam (mesmo que momentaneamente) tendem a ficar projetados para o interior do escoamento aumentando assim a rugosidade original do fundo. Lembrar que um grão depositado como mostra a figura 4.1 - caso "e" representa um "obstáculo" à corrente da ordem de 10% da lâmina d'água que em geral foi inferior à 20 mm. Há uma determinada vazão (vazão crítica) em que o aumento da rugosidade acima comentado torna-se irreversível, isto é, propicia que mais grãos se depositem aumentando ainda mais a rugosidade e formando um círculo vicioso. Daí começa a formação dos "montículos" e de um depósito propriamente dito, porém de comportamento irregular e diferente de todas as pesquisas do I.P.H. onde $d_i = d_f$ (QUESTÃO 1).

Portanto, para se evitar a formação de um depósito o problema é evitar que aqueles primeiros grãos se depositem de maneira irreversível. Daí observa-se que o caso "e" da figura 4.1 exige maior energia para transportar, sem que haja depósito, do que o caso "d" da mesma figura. Como consequência as retas deste trabalho com a areia 1,98mm localizam-se acima das retas da pesquisa com a areia 1,98mm sobre fundo 1,98mm (Garcia (1983)) na faixa de descargas sólidas $2 < gv/\sqrt{\nu} < 8$ (QUESTÃO 2)

Pelo visto nos itens "a" e "b" acima, o número de grãos em movimento parece influir diretamente no comportamento dos depósitos explicando assim os cruzamentos que apontariam faixas de $gv/\sqrt{\nu}$ (ou seja, o número de grãos em movimento) com diferentes comportamentos (QUESTÃO 3).

4.4.1.2 - Caso di muito maior que df.

Experiência com fundo liso - Pedroli (1963)

O autor usou descargas sólidas da ordem de 150 vezes maiores que qualquer experiência feita no IPH (inclusive esta) e com isso, a quantidade de grãos em movimento é realmente muito maior. Dessa forma a descarga sólida teria o comportamento de uma "massa" em movimento com um atrito entre os grãos muito maior para o diâmetro 2,6mm (lembrar que a área interna de contato entre grãos aumenta muito com a diminuição do mesmo) do que para o diâmetro 11,1mm. Esse fato parece ser a razão principal do sedimento 2,6mm exigir mais energia que o sedimento 11,1mm (figura 4.5 - QUESTÃO 5).

Passando à figura 4.6 já explicada, observa-se que o fenômeno se inverte, isto é, os maiores grãos exigem as maiores energias. Interpreta-se o fato da seguinte forma: Na faixa de descargas sólidas de zero a oito ($gv/\sqrt{\quad}$) o sedimento ainda não estaria sendo transportado como uma "massa" bem definida. Em outras palavras, os grãos mantêm entre si uma certa distância média, embora mínima, não permitindo que o atrito entre os grãos desempenhe papel importante. Assim, nesta faixa de descargas sólidas o peso do grão parece ser o fator mais importante. Daí os grãos maiores exigirem mais energia para o transporte (QUESTÃO 5).

4.4.2 - Situações com $d_i \ll d_f$

Revedo o item 4.3.1 a dúvida que ficou pode ser esclarecida com o mesmo argumento do item 4.4.1.1 caso b, ou seja, a diminuição da rugosidade pela passagem do grão na aspe-

reza do fundo. Dessa forma o grão que tem o mesmo tamanho de rugosidade de fundo (1,22mm) é o que tem maior tendência de diminuir a rugosidade original, sendo o de mais fácil transporte.

A seguir, pela ordem crescente de energia necessária tem-se o grão 0,77mm que além de ser o mais leve consegue ainda um pequeno efeito de diminuição da rugosidade ao passar pelas asperezas.

Por fim, o grão de mais difícil transporte é o 1,98mm que além de ser o mais pesado é o que causa o efeito de aumento de rugosidade, já mencionado em 4.4.1.1. (QUESTÃO 4).

4.4.3 - Resumo das questões abordadas

Todas as questões recentemente abordadas são interligadas pela própria natureza mas, pelo visto, parece haver dois fatores principais que regeriam os fenômenos:

- a) Relação di/df (ou df/di) que em outras palavras quer dizer: maior ou menor possibilidade do grão encontrar "esconderijos" (asperezas do fundo) e ali permanecer.
- b) Número de grãos em movimento determinando se o sedimento se comporta seja como um indivíduo isolado, seja como uma "massa" ou ainda em situações intermediárias entre esses extremos.

Esses dois conceitos permitem explicar todas as anomalias observadas durante os ensaios e relacionadas no início deste capítulo.

5 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1 - Conclusões

5.1.1 - Potência do escoamento (γ_{ql})

Foi comprovado novamente o uso da potência do escoamento como critério para representar o escoamento. Os ajustes com essa variável tem apresentado sistematicamente os maiores coeficientes de correlação desde as primeiras pesquisas do I.P.H. na área.

É oportuno repetir aqui que a vantagem da potência do escoamento é sua constância antes e durante a injeção de sedimentos no escoamento, pois ela é variável independente e de fácil controle.

A seguir apresenta-se as principais equações elaboradas neste trabalho:

a) Sedimento 0,77mm transportado sobre fundo 1,22mm:

$$\frac{\gamma_{ql}}{\gamma_{sv}} = 9,465 + 1,711 \frac{gv}{v} \quad (5.1)$$

com R = 96,3%

Equação válida somente para os diâmetros citados, das cargas sólidas (qv) entre $0,641 \cdot 10^{-6}$ e $8,663 \cdot 10^{-6}$ $m^3/s.m$, vazões (q) de $3,07 \cdot 10^{-3}$ a $10,94 \cdot 10^{-3}$ $m^3/s.m$ declividades entre $6,30$ e $10,08$ $^{\circ}/oo$, areia de grão subangular com peso específico de 2600 Kgf/m^3 .

b) Sedimento $1,98mm$ transportado sobre fundo $1,22mm$:

$$\frac{\gamma q l}{\gamma_s \gamma} = 13,821 + 2,544 \frac{gv}{\gamma} \quad (5.2)$$

com $R = 92,1\%$

Equação válida somente para os diâmetros citados, das cargas sólidas (qv) entre $1,740 \cdot 10^{-6}$ e $6,789 \cdot 10^{-6}$ Kgf/min , vazões (q) de $4,67 \cdot 10^{-3}$ a $14,05 \cdot 10^{-3}$ $m^3/s.m$, declividades entre $6,30$ e $10,08$ $^{\circ}/oo$, areia de grão subangular de peso específico 2641 Kgf/m^3 .

Como será mostrado no item 5.13, essas equações bem como as que foram desenvolvidas anteriormente no IPH devem ser revistas pois os experimentos usados na sua elaboração correspondem a dois diferentes tipos de movimento dos sedimentos (grãos isolados e de conjunto). No entanto, os ajustes correspondentes não devem alterá-las substancialmente de modo que podem ser provisoriamente usadas, porém com alguma cautela.

5.1.2 - Influência da rugosidade de fundo

Esperava-se que, para um mesmo sedimento injetado a potência necessária para impedir o depósito aumentaria com a rugosidade do fundo pois a parcela de energia dissipada por atrito seria maior. De fato isso se verificou no caso do sedimento $0,77mm$. Porém para o sedimento $1,98$ aconteceu o contrário.

Esse comportamento inesperado bem como outros que serão a seguir relatados mostram que o fenômeno é bem mais complexo do que se imaginava. Essas aparentes anomalias em relação ao comportamento esperado são:

QUESTÃO 1 - Comportamento estranho da areia 1,98mm sobre fundo 1,22mm. Enquanto nas pesquisas anteriores do I.P.H. sempre houve formação de depósitos regulares assimiláveis à "tapetes", com a areia 1,98mm formam-se depósitos irregulares constituídos por "montículos" distribuídos aleatoriamente sobre o fundo.

QUESTÃO 2 - A areia 1,98mm sobre fundo 1,22mm exige mais energia para ser transportada, sem que haja depósito, do que areia 1,98mm sobre fundo 1,98mm. Portanto a menor rugosidade exigiria a maior energia.

QUESTÃO 3 - Tendência de cruzamento entre retas (mais acentuada com o grão 1,98mm) indicando possíveis 'faixas de gv/y' com comportamentos diferentes' (ligado à QUESTÃO 5 a seguir).

QUESTÃO 4 - Um sedimento mais leve (0,77mm) necessita mais energia para ser transportado, sem que haja depósito, do que um sedimento mais pesado (1,22mm) quando ambos estão sobre fundo 1,22mm.

QUESTÃO 5 - Os dados de Pedrolí (1963) (fundo liso) constatam que para altas descargas sólidas o grão mais pesado é o mais fácil de transportar. Para as baixas descargas sólidas o fenômeno se inverte sugerindo um possível cruzamento entre o feixe de retas.

Após longo trabalho de interpretação foram encontra-

das explicações para cada uma das aparentes anormalidades acima apontadas.

Sinteticamente todas as questões refletem maior ou menor influência de três fatores básicos:

a) Fator d_i/df .

Esse fator retrata a maior ou menor possibilidade do grão encontrar esconderijos (asperezas do fundo) e ali permanecer por determinado tempo. Portanto a possibilidade de aumentar ou diminuir a rugosidade original do fundo com reflexos na energia necessária para transportar sem que haja depósito.

b) Número de grãos em movimento $(n' = \frac{gs}{\gamma_s \cdot \alpha \cdot d_i^3})$

O sedimento pode se comportar como indivíduo isolado, como uma "massa" ou ainda em situação intermediária como um "conjunto". Cada caso possui determinado atrito interno entre os grãos e determinado grau de exposição aos filêtes líquidos.

c) O diâmetro da partícula (d_i)

Embora o tamanho do grão (d_i) apareça na expressão do número de grãos $(n' = \frac{gs}{\gamma_s \cdot \alpha \cdot d_i^3})$ ele por si próprio desempenha papel importante pois reflete a ação da gravidade.

Na verdade todos, esses fatores são interligados sendo que em cada situação particular há a predominância de algum deles, o que aparece claramente nas explicações das anomalias apresentadas no capítulo 4 e que são resumidas a seguir:

QUESTÃO 1 - Nesse caso o fator decisivo é o considerável diâmetro da partícula contribuindo para o aumento das forças reativas do adimensional

$\frac{1}{\psi} = \frac{\bar{z}_0}{\gamma(\beta-1) d_i}$. Qualquer variação local de declividade (especialmente nas baixas) pode diminuir até a tensão de cisalhamento passando a prevalecer o peso do grão resultando no depósito de alguns deles. A formação de montículos é consequência disso. Outra causa é o fator d_i/df fazendo com que os grãos que aleatoriamente se depositarem sejam focos de aumento de rugosidade original criando os montículos desordenados.

QUESTÃO 2 - Esse fenômeno tem como causa principal o fator d_i/df . Quando a areia 1,98mm é transportada sobre fundo 1,98mm há a maior tendência de diminuição de rugosidade pois o grão ao se colocar entre asperezas do fundo (mesmo que por pouco tempo) reduz a rugosidade original. No caso do grão 1,98mm sobre fundo 1,22mm há uma tendência de aumento da rugosidade devido os grãos que ao aleatoriamente se depositarem projetarem-se para o interior da massa líquida. Essas tendências de alteração da rugosidade original fazem com que o fundo menos rugoso exija mais energia para evitar o depósito. O número de grãos e o tamanho da partícula não figuram aqui como causas principais.

QUESTÃO 3 - O número de grãos em movimento condiciona o comportamento do material, pois os grãos atuam como indivíduos isolados ou como conjunto. Em cada caso o atrito interno entre os grãos é diferente e influi na demanda de energia. Quanto ao fator d_i/df e o tamanho da

partícula, eles desempenham papel secundário.

QUESTÃO 4 - Esse fato tem estreita relação com o fator d_i/df . Já que o grão 0,77mm é bem menor que as asperezas do fundo, ele tem muito mais oportunidade de ali se alojar do que o grão 1,22mm. Portanto, em resumo, trata-se de evitar que o grão 0,77mm procure os "esconderijos". Daí a necessidade de maior energia no transporte. Os outros fatores intervenientes permanecem em segundo plano.

QUESTÃO 5 - A explicação é praticamente a mesma da questão 3. A diferença é que no caso do fundo liso a fronteira dos diferentes comportamentos acontece numa faixa de descargas sólidas bem mais alta (número de grãos em movimento bem maior).

5.1.3 - Generalização

Como auxílio da análise dimensional e pelo visto até aqui, a energia necessária para transportar, sem que haja deposição terá uma expressão do tipo:

$$\frac{\chi q l}{\gamma s v} = f\left(\frac{g v}{\gamma}, \frac{d f}{d i}, \frac{d_i \cdot g^{1/3}}{\gamma^{2/3}}\right) \quad (5.3)$$

onde o segundo membro representa respectivamente:

- descarga sólida e implicitamente o número de grãos.
- fator d_i/df (ou df/d_i)
- diâmetro do grão.

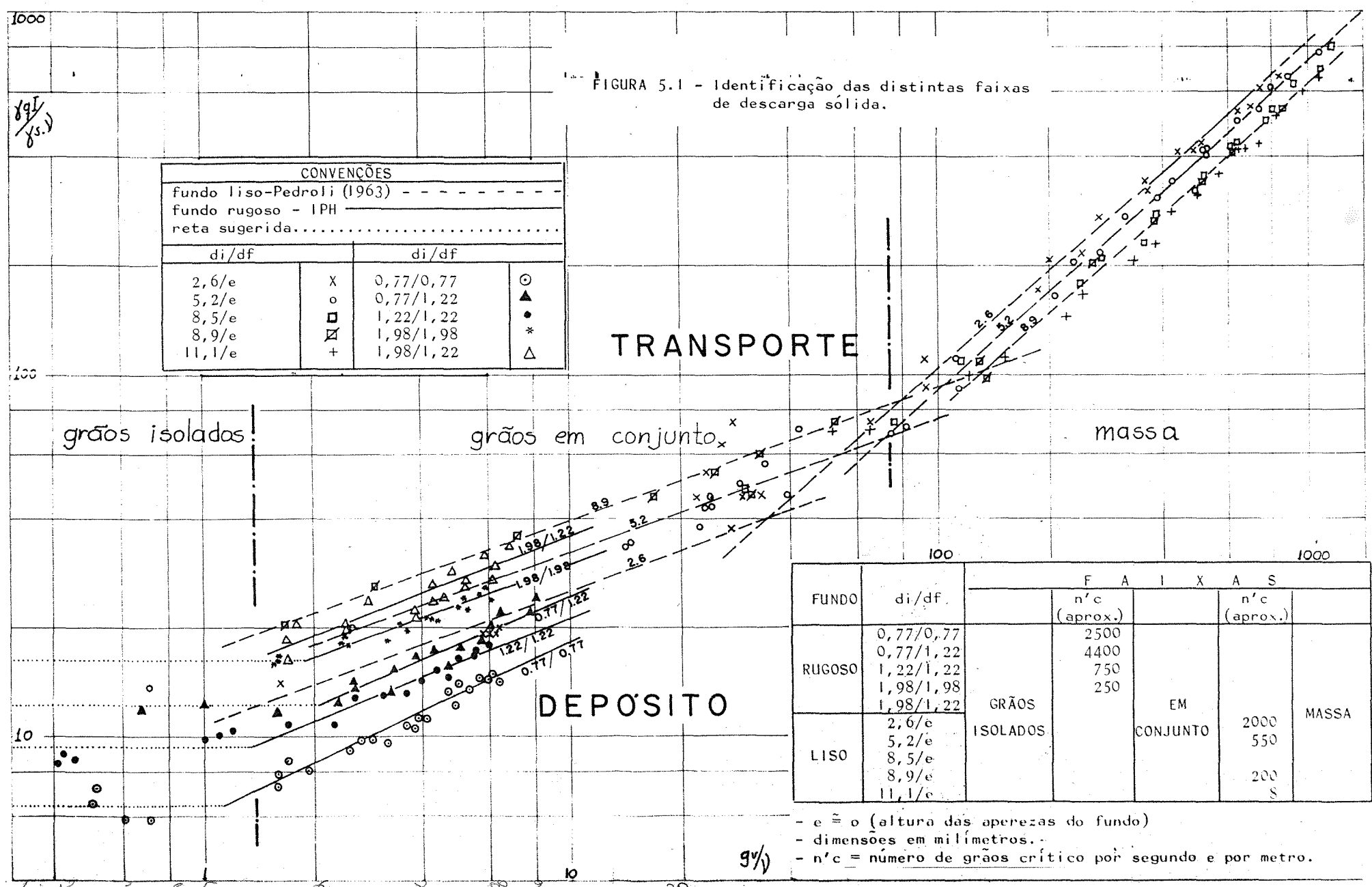
Como a função 5.3 engloba 4 dimensões seu exame será abordado em duas etapas para posteriormente tentar uma consolidação.

A - Com o objetivo de melhor entender a influência do número de grãos em movimento no comportamento geral do fenômeno construiu-se o gráfico da figura 5.1 $(\frac{V_{ql}}{g_s V} \times \frac{g_v}{V})$. Nesse gráfico plotou-se em papel log-log todos os dados disponíveis de fundo rugoso e fundo liso. Dessa forma as curvas foram bastante ampliadas e já se pode chegar às seguintes conclusões:

- Existem 3 faixas de descargas sólidas (\approx número de grãos em movimento) distintas: grãos isolados, grãos em conjunto e grãos em massa. Para cada uma delas, a demanda de energia para manter os sólidos em movimento obedece a leis diferentes. A primeira faixa, embora não sendo bem nítida devido insuficiência de dados, pode ser esperada pois para poucos grãos em movimento a energia deverá ser aproximadamente constante. Na faixa seguinte a demanda de energia cresce mais rapidamente que para os grãos isolados e na terceira faixa o crescimento da demanda é ainda maior.
- As retas correspondentes à fundo liso parecem ser paralelas (a ser confirmado num futuro e detalhado exame) porém o número de grãos crítico (o que definiria a fronteira entre faixas) não é o único para todos os diâmetros como se vê nos quadros da figura 5.1.
- Apesar do número de grãos crítico ser diferente para cada diâmetro, o cruzamento entre as retas de fundo liso (Pedroli) já comentado na QUESTÃO 5 ficou mais evidente e melhor definido quantitativamente.

B - Voltando à função (5.3) analisar-se-á agora como

FIGURA 5.1 - Identificação das distintas faixas de descarga sólida.



CONVENÇÕES			
fundo liso-Pedrolí (1963) - - - - -			
fundo rugoso - IPH _____			
reta sugerida.....			
di/df		di/df	
2,6/e	X	0,77/0,77	⊙
5,2/e	o	0,77/1,22	▲
8,5/e	□	1,22/1,22	●
8,9/e	⊠	1,98/1,98	*
11,1/e	+	1,98/1,22	△

FUNDO	di/df	FAIXAS		
		n'c (aprox.)	EM CONJUNTO	MASSA
RUGOSO	0,77/0,77	2500	GRÃOS ISOLADOS	2000
	0,77/1,22	4400		
	1,22/1,22	750		
	1,98/1,98	250		
	1,98/1,22			
LISO	2,6/e		EM CONJUNTO	550
	5,2/e			
	8,5/e			
	8,9/e			
	11,1/e			

- e = altura das aperezas do fundo
- dimensões em milímetros.
- n'c = número de grãos crítico por segundo e por metro.

varia a potência do escoamento em função do fator df/di . Mantendo gv/v constante e igual a 5 (aproximadamente a medida das descargas sólidas ensaiadas pelo I.P.H.) e plotando $\frac{\gamma q l}{\gamma_s v}$ contra df/di tem-se a figura 5.2 mostrando todas as pesquisas do IPH (inclusive este) e alguns resultados de fundo liso (Pedroli (1963)).

Tal figura foi construída baseando-se na figura 5.3 com $gv/v = 5$ que mais nada é senão um resumo de todas as retas disponíveis tanto em fundo rugoso como liso, para baixos valores de gv/v .

A disposição das curvas da figura 5.2 não tem o propósito de esgotar o assunto mas simplesmente lançar uma primeira idéia de como poderia ser o comportamento geral do fenômeno.

Os pontos de energia mínima são sugeridos baseado na análise já feita em 4.3.1 e 4.4.2.

Assim sendo a figura 5.2 pode ser analisada de duas formas:

- comportamento da potência do escoamento em função de um mesmo fundo: $df = \text{constante}$;
- comportamento da potência do escoamento em função de um mesmo diâmetro de sedimento transportado: $di = \text{constante}$.

A análise que mais interessa no momento é a segunda (embora com grande carência de dados) pois fornece uma curva $\frac{\gamma q l}{\gamma_s v} \times df/di$ para um determinado diâmetro de sedimento, útil portanto para ser juntada à primeira etapa onde se abordou $\frac{\gamma q l}{\gamma_s v} \times gv/v$ para diversos diâmetros.

C - Uma consolidação final pode ser tentada voltando à função 5.3 e fixando um diâmetro de sedimento. Dessa forma obteríamos uma superfície no espaço à 3 dimensões a

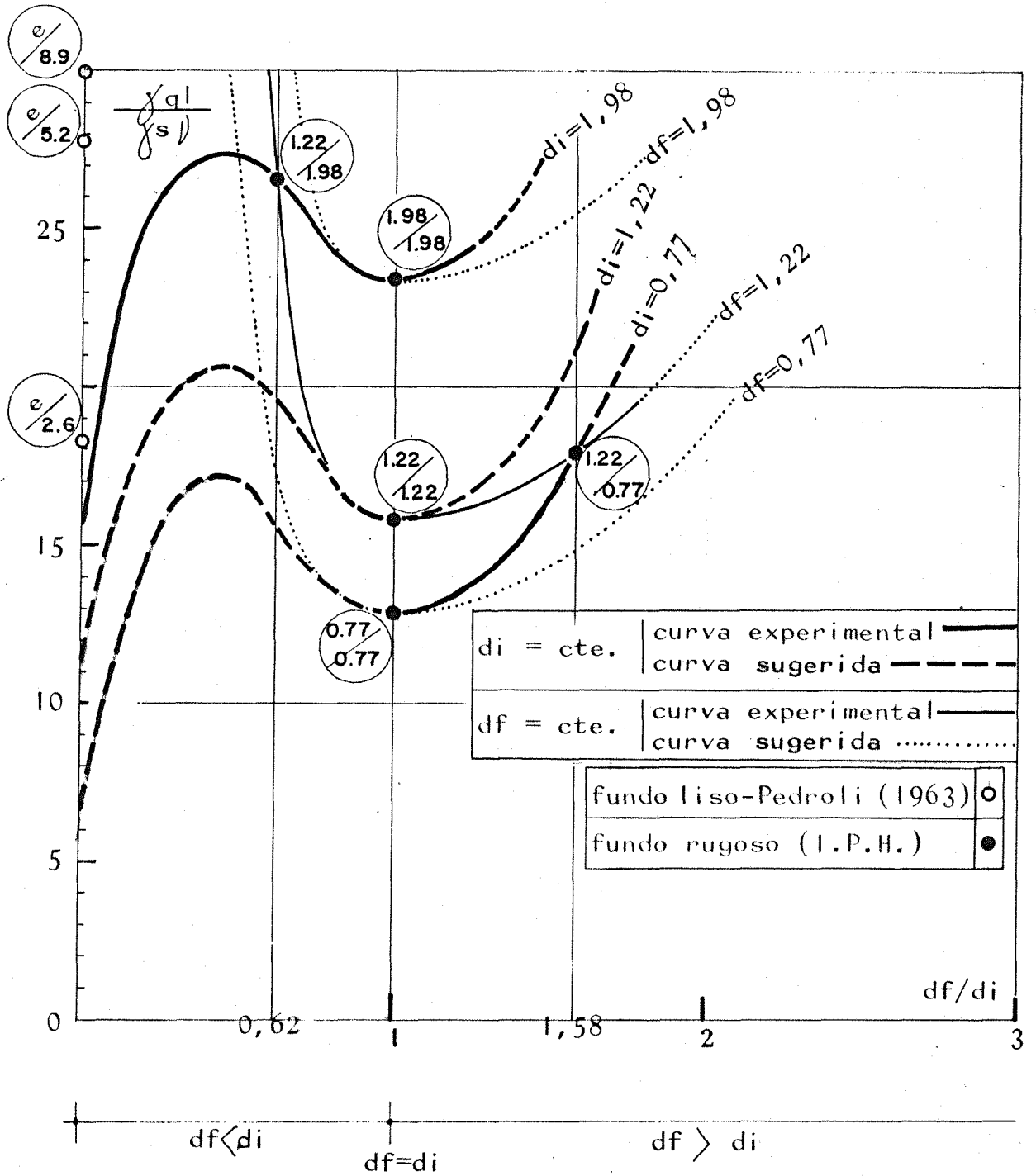


FIGURA 5.2 - $\frac{\gamma_{ql}}{\gamma_s} \times (df/di)$

(γ_v/γ) = constante = 5)

As frações indicam df/di em milímetros

e \tilde{e} (rugosidade do fundo liso)

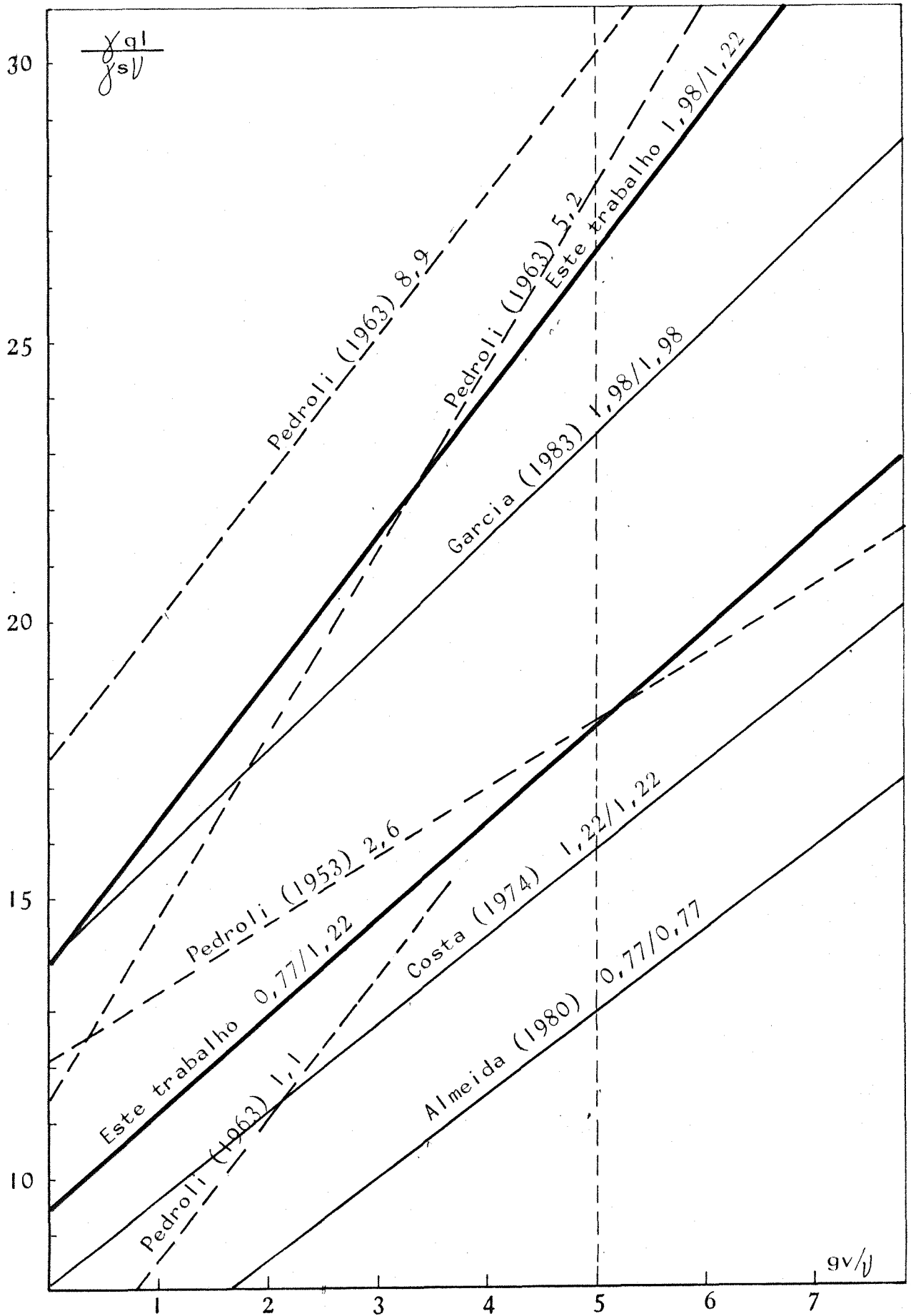


FIGURA 5.3 - Conjunto de todas as retas de fundo liso e fundo rugoso disponíveis ($0 < gv/v < 8$)

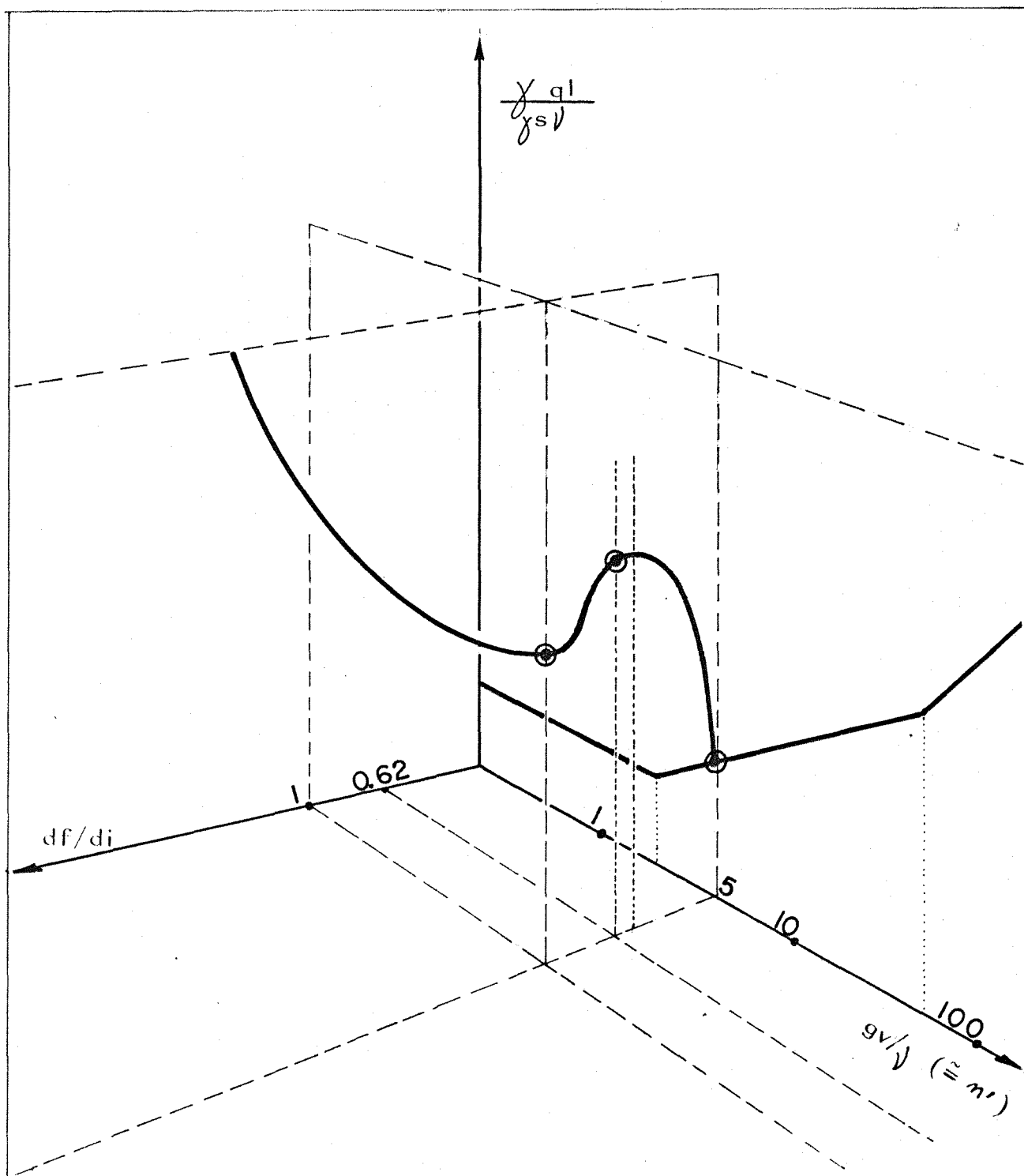


FIGURA 5.4 - $\frac{\gamma ql}{\gamma sv} = f \left(\frac{df}{di}, \frac{gv}{y} \right)$
 (para $di = 1,98mm$)

qual não pode ainda ser desenhada pela absoluta falta de dados e também pela sua complexidade. A figura 5.4 dá uma primeira idéia de como deve se apresentar a superfície

$$\frac{\gamma q l}{\gamma_s v} = f\left(\frac{g v}{v}, \frac{d f}{d i}\right) \text{ para } d_i = \text{constante} = 1,98 \text{mm.}$$

5.2 - Sugestões e recomendações

5.2.1 - Tendo em vista os resultados desta pesquisa e a necessidade de dados que permitisse ampliar a faixa de aplicação, recomenda-se proceder pesquisas deste tipo cobrindo faixas de vazões e descargas sólidas mais amplas principalmente a valores elevados destes dois parâmetros: em outras palavras, trata-se de trabalhar no plano $\frac{\gamma q l}{\gamma_s v} \times \frac{g v}{v}$. Dessa forma a identificação das 3 áreas distintas de descarga sólida seria melhor definida tanto para fundo liso como rugoso.

5.2.2 - Tendo em vista a divisão da descarga sólida em 3 faixas, recomenda-se que com a disponibilidade de novos dados, as equações produzidas até aqui sejam aprimoradas com a melhor identificação de suas respectivas faixas de uso.

5.2.3 - Para a confirmação e aprimoramento da figura 5.4 (consolidação em 3 dimensões) é interessante o teste de novos valores de df/di a fim de melhor definir em particular a evolução da curva proposta no plano $\frac{\gamma q l}{\gamma_s v} \times \left(\frac{d f}{d i}\right)$.

5.2.4 - Tentar expressar os dados até agora disponíveis em função de parâmetros adimensionais correntes na mecânica fluvial. (por exemplo: $\frac{\bar{z}_0}{\gamma(\beta-1) d}$; $\frac{u_* d}{v}$).

5.2.5 - Prosseguindo as pesquisas antes sugeridas recorda-se que atenção especial deve ser dado ao caso di > df o qual demonstrou maiores dificuldades de ensaio e de interpretação.

Assim, os obstáculos criados com a deposição de alguns grãos tendendo à aumentar a rugosidade podem ser melhor definidos já que este trabalho cumpriu o primeiro passo que foi a descoberta do fenômeno.

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

- 01 - ALMEIDA, Luiz Emílio Sá Brito de. 1980. Contribuição à previsão da capacidade de transporte por arraste em canal a fundo fixo. Porto Alegre, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento. 170f. Dissertação Mestrado Engenharia Civil.
- 02 - BAGNOLD. 1956. apud YALIN, M.S. Mechanics of sediment Transport. Oxford, Pergamon Press, 1972. p.122.
- 03 - BLENCH, T. 1964. River engineering. Edmonton, Univ. of Alberta apud GRAF, Walter Hans. 1971. Hydraulics of sediment transport. New York, McGraw-Hill. p.251.
- 04 - BOGARDI, J. 1974. Sediment transport in alluvial streams . Budapest, Akadémiai Kiadó. 826p.
- 05 - BORDAS, M. 1973. Conditions initiales et équilibre d'un canal alluvial. In: ASSOCIATION INTERNATIONALE DE RECHERCHES HYDRAULIQUES, 15., Istambul, 1973. Recherche et développement dans l'hydro-sphere. Istambul, v.1, p.143-50

- 06 - BORDAS, M. 1973. Contributions récentes à l'analyse quantitative du transport solide; rapport général. In: ASSOCIATION INTERNATIONALE DE RECHERCHES HYDRAULIQUES, 15., Istanbul, 1973. Recherche et developpement dans l'hydrosphère. Istanbul. 13p.
- 07 - BORDAS, M. P.; ALMEIDA, L.E.S. Brito de; GARCIA, E.P. 1985. Sediment deposition in low stream power flow with fixed bed. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE HIDROLOGIA E RECURSOS HÍDRICOS, 6., São Paulo, 1985. Anais. São Paulo, ABRH . v.1, p.57-68.
- 08 - BROWN, C.B. 1950. Sediment transportation. In: ROUSE, Hunter, ed. Engineering hydraulics. New York, John Wiley p. 769-857.
- 09 - CHANG, F.M.; SIMONS, D.B.; RICHARDSON, E.V. 1967. Total bed-material discharge in alluvial channels. Fort Collins, Intern. Assoc. Hydr. Res., 12th Congress apud GRAF, Walter Hans. 1971. Hydraulics of sediment transport. New York, McGraw-Hill. p.211.
- 10 - CHOW, Ven Te. 1959. Open channel hydraulics. New York, McGraw-Hill. 680p.
- 11 - CHRISTOFOLETTI, A. 1981. Geomorfologia fluvial. São Paulo, Edgard Blücher. 313p.
- 12 - COLBY, B.R. 1964. Practical computations of bed-material discharge. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, 90 (2) apud SIMONS, Daryl B. & SENTURK, Fuat. 1977. Sediment transport technology. Fort Collins, Water Resources Publications. p.581.

- 13 - COLBY, B.R. & HEMBREE, C.H. 1955. Computations of total sediment discharge, Niobrara River near Cody, Nebraska. U. S. Geol. Survey, Water Supply Paper 1357 apud GRAF, Walter Hans. 1971. Hydraulics of sediment transport. New York, McGraw-Hill. p.208.
- 14 - COMMITTEE ON EROSION AND SEDIMENTATION, AGU HYDROLOGY SECTION 1977. Research needs in erosion and sedimentation. EOS Transactions, American Geophysical Union, 58(12): 1076 - 83, Dec.
- 15 - COOPER, Richard; PETERSON, Allan W.; BLENCH, Thomas. 1972. Critical review of sediment transport experiments. Journal of the Hydraulics Division, New York, ASCE, 98(5):827 -43, May.
- 16 - COSTA, Alfredo Ribeiro da. 1974. Contribuição à previsão de depósito de sedimentos em canal de fundo fixo. Porto Alegre, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Curso de Pós-Graduação em Hidrologia Aplicada. 103p. Dissertação de Mestrado Hidrologia Aplicada.
- 17 - COSTA, Alfredo Ribeiro da & BORDAS, Marc P. 1975. Conditions hydrauliques de formation des dépôts de sédiments en eau courante. In: ASSOCIATION INTERNATIONALE DE RECHERCHES HYDRAULIQUES, 16., São Paulo, 1975. Outils fondamentaux utilisés pour résoudre les problèmes d'environnement São Paulo. v.2, p.220-7.
- 18 - CRAVEN, J.P. & AMBROSE, H.H. 1953. The transportation of sand in pipes; proceeding of the Fifth Hydraulic Conference. Ames, Iowa State University apud NOVAK, Pavel & NALLURI, Chandramouli, 1975. Sediment transport in smooth fixed bed channels. Journal of the Hydraulics Division,

New York, 101(9): 11140, sept.

- 19 - DU BOYS, M.P. 1879. Étude du régime et l'action exercée par les eaux sur un lit à fou de graviers indefiniment offouitable. Annales des Ponts et Chaussées, ser. 5,18: 141-95 apud SIMONS, Daryl B. & SENTURK Fuat. 1977. Sediment transport technology. Fort Collins, Water Resources Publications. p.509.
- 20 - EINSTEIN, H.A. 1942. Formulas for the transportation of bed-load. Transactions. ASCE, 107 apud SIMONS, Daryl B. & SENTURK, Fuat. 1977. Sediment transport technology. Fort Collins, Water Resources Publications. p.526.
- 21 - EINSTEIN, H.A. 1950. The bed-load function for sediment transportation in open channel flows. U.S. Sept. Agric., Soil Conserv. Serv., T.B. n° 1026 apud SIMONS, Daryl B. & SENTURK, Fuat. Sediment transport technology. Fort Collins, Water Resources Publications. p.533.
- 22 - ENGELUND, F. & HANSEN, E. 1967. A monograph on sediment transport in alluvial streams. Copenhagen, Teknisk Forlag apud SIMONS, Daryl B. & SENTURK, Fuat. 1977. Sediment transport technology. Fort Collins, Water Resources Publications. p.331
- 23 - GARCIA, Edison Pinto. 1983. Contribuição à previsão da capacidade de transporte em canais a fundo fixo e móvel. Porto Alegre, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento. 191f. Diss. Mestr. Engenharia Civil.
- 24 - GILBERT, K.G. 1914. The transportation of debris by running water. U.S. Geol. Survey, Prof. Paper 86 apud SI-

MONS, Daryl B. & SENTURK, Fuat. 1977. Sediment transport technology. Fort Collins, Water Resources Publications. p.229.

25 - GRAF, Walter Hans. 1971. Hydraulics of sediment transport. New York, McGraw-Hill. 513p.

26 - HJULSTROM, F. 1935. The morphological activity of rivers as illustrated by rivers Fyris. Bull. Geol. Inst. Uppsala, vol.25, chap.III apud GRAF, Walter Hans. 1971. Hydraulics of sediment transport. New York, McGraw-Hill. p.88.

27 - Inglis, C.C. 1948. Historical Note on Empirical Equations, developed by engineers in India for flow of water and sand in alluvial channels, Intern. Assoc. Hydr. Res., 2d Meeting, Stockholm apud GRAF, Walter Hans. 1971. Hydraulics of sediment transport. New York, McGraw-Hill. p.251.

28 - KALINSKE, A.A. 1942. Criteria for determining sand-transport by surface-creep and saltation. Transactions. American Geophysical Union, 23(2) apud SIMONS, Daryl B. & SENTURK, Fuat. 1977. Sediment transport technology. Fort Collins, Water Resources Publications. p.512.

29 - LACEY, G. 1929. Stable Channels in Alluvium, Min. Proc. Inst. Civil Engrs., vol.229 apud GRAF, Walter Hans. 1971. Hydraulics of sediment transport. New York, McGraw-Hill p.246.

30 - LAURSEN, E. M. 1958. The total sediment load of streams. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, 84(1) apud SIMONS, Daryl B. & SENTURK, Fuat. 1977. Sediment transport

port technology. Fort Collins; Water Resources Publications. p.582.

- 31 - LEOPOLD, Luna B.; WOLMAN, M. Gordon; MILLER, John P. 1964. Fluvial processes in geomorphology. São Francisco, W. H. Freeman. 522p.
- 32 - MENARD, H.W. 1950. Sediment movement in relation to current velocity. Journal of Sedimentary Petrology, Tulsa, 20(3): 128-60, sept. apud GARCIA, Edison Pinto. 1983. Contribuição à previsão da capacidade de transporte em canais a fundo fixo e móvel. Porto Alegre, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Curso de Pós-Graduação em Recursos Hídricos e Saneamento. f.39. Diss. Mestr. Engenharia Civil.
- 33 - MEYER-PETER, E. & MÜLLER, R. 1948. Fórmulas for bed-load transport. Intern. Assoc. Hydr. Res., 2d. Meeting, Stockholm apud GRAF, Walter Hans. 1971. Hydraulics of sediment transport. New York, McGraw-Hill. p.138.
- 34 - NEVES, Eurico Trindade. 1974. Curso de hidráulica. 2 ed. Porto Alegre, Globo, 577p.
- 35 - NOVAK, Pavel & NALLURI, Chandramouli. 1975. Sediment transport in smooth fixed bed channels. Journal of the Hydraulics Division, New York, ASCE, 101(9): 1139-54, Sept.
- 36 - PEDROLI, R. 1963. Transporto di materiale in canal: a fondo fisso e liscio. Zurigo, Scuola Politecnica Federale. 178p. Tesi dottore Scienze Tecniche.
- 37 - RAUDKIVI, A.J. 1967. Loose boundary hydraulics. Oxford, Pergamon Press. 331p.

- 38 - SCHOKLITSCH, A. 1950. Apud GRAF, Walter Hans. 1971. Hydraulics of sediment transport. New York, McGraw-Hill . p.136.
- 39 - SHEN, Hsieh Wen, ed. 1971. River Mechanics Fort Collins. v.1.
- 40 - SHIELDS, A. Anwendung der Ähnlichkeitsmechanik und Turbulenzforschung auf die Geschiebebewegung. Mitteil. PREUSS, VERS ANST. apud GRAF, W.H. 1971. Hydraulics of sediment transport. New York, McGraw-Hill. p.127.
- 41 - SIMONS, Daryl B. & SENTÜRK, Fuat. 1977. Sediment transport technology. Fort Collins, Water Resources Publications . 807p.
- 42 - SMART, Graeme M. 1984. Sediment transport formula for steep channels. Journal of Hydraulic Engineering, New York, ASCE, 110(3): 267-76.
- 43 - STRAUB, L.G. 1935. Missouri River Report. In.: House Document 238, p.1135, 73 rd. Congress, 2nd Session. Washington, U.S. Government Printing Office apud SIMONS, Daryl B. & SENTÜRK, Fuat. 1977. Sediment transport technology . Fort Collins, Water Resources Publications. p.510.
- 44 - TASK COMMITTEE FOR PREPARATION OF SEDIMENT MANUAL. 1971. Sediment transportation mechanics: H: Sediment discharge formulas. Journal of the Hydraulics Division. New York, ASCE, 97(4):523-67, Apr.
- 45 - TOFFALETI, F.B. 1969. Definitive computations of sand discharge in rivers. Journal of the Hydraulics Division, ASCE, 95(1): 225-46, Jan. apud SIMONS, Daryl B. & SENTÜRK Fuat. 1977. Sediment transport technology. Fort Col-

lins, Water Resources Publications. p.537.

- 46 - TYWONIUK, Nick. 1972. Sediment discharge computation procedures. Journal of the Hydraulics Division, New York, ASCE, 98(3): 521-40, Mar.

- 47 - WHITE, C. M. 1940. The equilibrium of grains on the bed of a stream. Proceedings. Roy. Soc. London, v.174A apud SIMONS, Daryl B. & SENTURK, Fuat. 1977. Sediment transport technology. Fort Collins, Water Resources Publications. p.399.

- 48 - YALIN, M.S. 1963. An expression for bed-load transportation. Proc. A.S.C.E. 89, HY3 apud YALIN, M.S. 1972. Mechanics of sediment transport. 2 ed. Oxford, Pergamon Press. p.143

- 49 - YALIN, M. Selim. 1972. Mechanics of sediment transport. 2 ed. Oxford, Pergamon Press. 298p.