



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA

CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA

CURSO DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

CAMPUS II - CAMPINA GRANDE

**RESISTÊNCIA AO FLUXO EM CANAIS ÍNGREMES COM LEITO
DE CASCALHO E FORMAÇÃO DE CAMADA RESISTENTE**

ANDRÉA CARLA LIMA RODRIGUES

CAMPINA GRANDE

MAIO / 2001

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA

CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA

CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**RESISTÊNCIA AO FLUXO EM CANAIS ÍNGREMES COM LEITO
DE CASCALHO E FORMAÇÃO DE CAMADA RESISTENTE**

ANDRÉA CARLA LIMA RODRIGUES

CAMPINA GRANDE- PB

MAIO DE 2001



ANDRÉA CARLA LIMA RODRIGUES

**RESISTÊNCIA AO FLUXO EM CANAIS ÍNGREMES COM LEITO DE
CASCALHO E FORMAÇÃO DE LEITO RESISTENTE**

Dissertação apresentada ao Curso de
Pós-Graduação em Engenharia Civil
da Universidade Federal da Paraíba
em cumprimento às exigências para
obtenção do Grau de Mestre.

Orientadores:

Vajapeyam S. Srinivasan
(UFPB)

Celso A. G. Santos
(Ehime University)

Koichi Suzuki
(Ehime University)

Universidade Federal da Paraíba - Ehime University

Maio 2001



R696r

Rodrigues, Andréa Carla Lima.

Resistência ao fluxo em canais íngremes com leito de cascalho e formação de camada resistente / Andréa Carla Lima Rodrigues. - Campina Grande, 2001.

162 f.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal da Paraíba, Centro de Ciências e Tecnologia, 2001.

"Orientação : Prof. Dr. Vajapeyan Srirangachar Srinivasan, Prof. Celso A. G. Santos, Prof. Koichi Suzuki".
Referências.

1. Rios - Leito de Cascalho. 2. Canais Íngremes - Resistência ao Fluxo. 3. Rios - Alta Declividade. 4. Dissertação - Engenharia Civil. I. Srinivasan, Vajapeyam Srirangachar. II. Santos, Celso A. G. III. Suzuki, Koichi. IV. Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande (PB). V. Título

CDU 627.42(043)

**RESISTÊNCIA AO FLUXO EM CANAIS ÍNGREMES COM LEITO DE
CASCALHO E FORMAÇÃO DE CAMADA RESISTENTE**

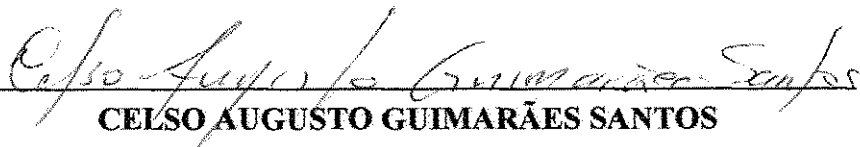
ANDRÉA CARLA LIMA RODRIGUES

DISSERTAÇÃO DEFENDIDA EM 31 DE MAIO DE 2001



VAJAPEYAM SRIRANGACHAR SRINIVASAN

Presidente (Orientador)



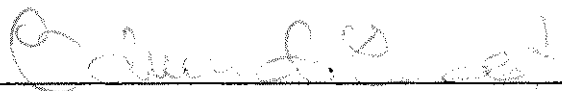
CELSO AUGUSTO GUIMARÃES SANTOS

Examinador (Orientador)



LÚCIO FLÁVIO FERREIRA MOREIRA

Examinador Externo



EDUARDO ENÉAS DE FIGUEIREDO

Examinador Interno

Campina Grande – PB

MAIO DE 2001

A

Deus, minha força e luz em
todos os momentos da vida.

Agradecimentos

Ao professor Celso Augusto Guimarães Santos pelo grande apoio recebido durante todo o período em que estive no Japão. Sua disposição, dedicação e eficiência tornaram o desenvolvimento desse trabalho possível.

Ao professor Vajapeyam S. Srinivasan pela importante orientação principalmente nos últimos meses de trabalho.

Ao professor Koichi Suzuki por ter proporcionado o intercâmbio entre Brasil e Japão e pela orientação na pesquisa.

A todos os professores da área de Recursos Hídricos do departamento de Engenharia Civil da UFPB (AERH/DEC) e da Universidade de Ehime pelas experiências transmitidas durante o período de estudo.

Aos programas da Fundação Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e da *Association of International Education, Japan* (AIEJ) que me forneceram o apoio através da bolsa de estudos nos respectivos países.

Agradeço também a Kazunobu Mori e Alcigeimes Batista Celeste cuja ajuda durante o desenvolvimento da pesquisa foi de grande valia.

À minha família, pelo incentivo e encorajamento dando-me força para o desenvolvimento e conclusão desse trabalho.

Expresso meu sincero agradecimento a todas as pessoas que estiveram comigo nestes dois anos, em especial a Dayse Luna Barbosa, Márcia Araújo de Almeida, Monarah Simone Palitot Tomaz, Emi Yamaguchi, Magna Rejane Cavalcante Santos, que me deram grande apoio.

Finalmente, um agradecimento especial a Aderson Rodrigues de Souza, meu esposo, por compartilhar comigo todos os momentos do primeiro ano de mestrado e pela imensa força passada para mim no segundo ano em que estive distante.

Sumário

1. Introdução	1
1.1 Objetivos	2
2. Características e comportamento dos rios de alta declividade	4
2.1. Considerações gerais	4
2.2. Características dos rios de alta declividade	4
2.2.1. Sistemas batentes-piscinas em rios de alta declividade	6
2.2.1.1. Sistemas estruturais de batentes-piscinas	6
2.2.1.2. Prováveis mecanismos para a formação de batentes-piscinas ...	8
2.2.2. Aplicações em engenharia	13
2.3. Resistência ao fluxo em canais com leito de cascalho	13
2.3.1. Aspectos teóricos da resistência ao fluxo	13
2.3.2. Equações de resistência ao fluxo	15
2.3.3. Resistência ao fluxo em rios com leito de cascalho	16
2.3.3.1. Abordagem para o estudo da resistência ao fluxo sobre cascalho	17
2.3.3.2. Fatores que afetam a resistência ao fluxo	17
2.3.3.3. Análise da resistência de cursos com leito de cascalho	19
2.4. Formação da camada não erodível no leito	30
2.4.1. O processo de armação do leito	31
2.4.2. Movimento individual dos sedimentos	31
2.4.3. Carga do leito para tamanhos uniformes de grãos	32
2.4.4. Carga do leito para cada tamanho de grão em movimento	32
2.4.4.1. Fator de modificação ε_1	35
2.4.4.2. Fator de modificação ε_2	35
2.4.5. A variação da carga do leito	38

2.4.5.1. Formação e destruição da camada de superfície	38
2.4.5.2. Processo de oscilação da carga do leito	38
2.4.5.3. Equações utilizadas para a quantificação da descarga	38
de sedimentos no leito	40
2.5. Considerações Finais	42
3. Investigações experimentais	44
3.1. Considerações gerais.....	44
3.2. Instalações experimentais	45
3.3. Planejamento dos ensaios.....	46
3.4. Coleta de dados	47
3.4.1. Resistência ao fluxo	47
3.4.2. Formação da camada resistente no leito	51
3.5. Procedimento experimental	52
3.5.1. Ensaio para o estudo da resistência	52
3.5.2. Ensaio para o estudo do processo de formação do leito	52
3.6. Apresentação dos dados coletados	54
4. Análise dos Dados e Discussão dos Resultados	56
4.1. Considerações iniciais	56
4.2. Resultados dos ensaios de resistência ao fluxo para escoamento em meio poroso	56
4.3. Resultados dos ensaios de resistência ao fluxo para escoamento superficial	72
4.4. Resultados dos ensaios para o estudo da camada resistente no leito	88
5. Conclusões e Recomendações	96
5.1. Conclusões	96
5.2. Recomendações	98
6. Referências Bibliográficas	99
7. Apêndices	108

Apêndice A. Dados de vazão e profundidade	109
Apêndice B. Cálculos referentes ao ensaio de resistência ao fluxo entre a camada de cascalho	129
Apêndice C. Procedimento para correção do efeito das paredes laterais no canal	137
Apêndice D. Cálculos referentes ao ensaio de resistência ao fluxo sobre a camada de cascalho	141

Lista de Figuras

2.1. Distribuição do tamanho dos grãos da superfície do leito ao longo de um trecho do Rio Shigenobu	5
2.2. Seqüências de batentes-piscinas nos rios de alta declividade	8
2.3. Seqüências de riffles-piscinas nos rios de alta declividade	9
2.4. Piscina em meandros: (a) plano horizontal e (b) plano vertical	9
2.5. Piscina ao redor de uma rocha: (a) plano horizontal e (b) plano vertical	10
2.6. Fotografia de piscinas: (a) em meandros e (b) ao redor de uma rocha no Rio Shigenobu	10
2.7. Exemplo da variação da forma do leito no Rio Shigenobu nos anos de 1992 a 2000	11
2.8. Desaparecimento de estruturas transversais no trecho correspondente a 140-210 m da seção estudada no rio Shigenobu quando comparados com os anos de 1993 a 2000	12
2.9. Modelos de porosidade média com vazios	25
2.10. Leito com mistura de cascalho: (a) antes do movimento e (b) depois do movimento	35
2.11. Disposição do grão sobre outros: (a) de mesmo tamanho e (b) área considerada para o estudo	38
2.12. Disposição dos grãos: (a) cascalhos isolados e (b) cascalhos agrupados	39
2.13. Ângulo de repouso do cascalho quando atrás de outros de menor tamanho	39
2.14. Formação da carga do leito	41
2.15. Modelos utilizados: (a) movimentos das partículas no canal e (b) depois do movimento	43
3.1. Canal experimental de aço e com paredes de vidro temperado	46
3.2. Régua linimétrica distribuídas ao longo do canal	46
3.3. Canal de recirculação utilizado nos experimentos	48
3.4. Exemplo do cascalho de diâmetro 4,5 cm utilizado nos experimentos	49

3.5. Saída do canal com tela de arame e madeira	49
3.6. Processo de determinação da área ocupada pelos grandes e pequenos sedimentos na superfície do leito	53
4.1. Permeabilidade da camada de cascalho para os diâmetros de 1,5, 2,5, 3,5 e 4,5 cm	58
4.2a. Relação entre vazão q e profundidade d com diâmetro médio D_m de 4,5 cm para a declividade (a) $S_0 = 1/10$, (b) $S_0 = 1/20$, (c) $S_0 = 1/30$, (d) $S_0 = 1/40$, (e) $S_0 = 1/50$ e (f) $S_0 = 1/60$	60
4.2b. Relação entre vazão q e profundidade d com diâmetro médio D_m de 4,5 cm para a declividade (a) $S_0 = 1/70$, (b) $S_0 = 1/80$, (c) $S_0 = 1/90$, (d) $S_0 = 1/100$ e (e) $S_0 = 1/200$	61
4.3a. Relação entre vazão q e profundidade d com diâmetro médio D_m de 3,5 cm para a declividade (a) $S_0 = 1/10$, (b) $S_0 = 1/20$, (c) $S_0 = 1/30$, (d) $S_0 = 1/40$, (e) $S_0 = 1/50$ e (f) $S_0 = 1/60$	62
4.3b. Relação entre vazão q e profundidade d com diâmetro médio D_m de 3,5 cm para a declividade (a) $S_0 = 1/70$, (b) $S_0 = 1/80$, (c) $S_0 = 1/90$, (d) $S_0 = 1/100$ e (e) $S_0 = 1/200$	63
4.4a. Relação entre vazão q e profundidade d com diâmetro médio D_m de 2,5 cm para a declividade (a) $S_0 = 1/20$, (b) $S_0 = 1/30$, (c) $S_0 = 1/40$, (d) $S_0 = 1/50$, (e) $S_0 = 1/60$ e (f) $S_0 = 1/70$	64
4.4b. Relação entre vazão q e profundidade d com diâmetro médio D_m de 2,5 cm para a declividade (a) $S_0 = 1/80$, (b) $S_0 = 1/90$, (c) $S_0 = 1/100$ e (d) $S_0 = 1/200$	65
4.5a. Relação entre vazão q e profundidade d com diâmetro médio D_m de 1,5 cm para a declividade (a) $S_0 = 1/20$, (b) $S_0 = 1/30$, (c) $S_0 = 1/40$, (d) $S_0 = 1/50$, (e) $S_0 = 1/60$ e (f) $S_0 = 1/70$	66
4.5b. Relação entre vazão q e profundidade d com diâmetro médio D_m de 1,5 cm para a declividade (a) $S_0 = 1/80$, (b) $S_0 = 1/90$, (c) $S_0 = 1/100$ e (d) $S_0 = 1/200$	67
4.6. Vazão calculada e medida entre a camada de cascalho para valores de K variando de 1 até 4 e diâmetro médio $D_m = 4,5$ cm	68

4.7	Vazão calculada e medida entre a camada de cascalho para valores de K variando de 1 até 4 e diâmetro médio $D_m = 3,5$ cm	69
4.8.	Vazão calculada e medida entre a camada de cascalho para valores de K variando de 1 até 4 e diâmetro médio $D_m = 2,5$ cm	70
4.9.	Vazão calculada e medida entre a camada de cascalho para valores de K variando de 1 até 4 e diâmetro médio $D_m = 1,5$ cm	71
4.10.	Coeficiente n de Manning versus a profundidade relativa R_b/D_m para os diâmetros D_m de 4,5 cm e de 3,5 cm	76
4.11.	Coeficiente n de Manning versus a profundidade relativa R_b/D_m para os diâmetros D_m de 2,5 cm e de 1,5 cm	77
4.12.	Comparação entre os coeficiente n de Manning para as Equações (2.17) e (2.21) para os diâmetros D_m de 4,5 cm e 3,5 cm	78
4.13.	Comparação entre os coeficientes de Manning para as Equações (2.17) e (2.21) para os diâmetros D_m de 2,5 cm e 1,5 cm	79
4.14.	Comparação entre os coeficientes n de Manning para as Equações (2.17) e (2.21) para os diâmetros D_m de 4,5 e 3,5 cm juntos e 2,5 e 1,5 cm juntos	80
4.15.	Comparação entre os coeficientes n de Manning para as Equações (2.17) e (2.21) para todos os diâmetros juntos	81
4.16.	Relação entre o fator de atrito f_b e o número de Reynolds (Re) para o diâmetro D_m de 4,5cm	81
4.17.	Relação entre o fator de atrito f_b e a relação $Re(\ln)^2$ para: (a) Escoamento subcrítico e (b) Escoamento supercrítico	82
4.18.	Comparação do fator de atrito de Darcy-Weisbach $(8/f)^{1/2}$ com as equações de Hey (1979), Buthusrt (1987) e a Lei Logarítmica para as declividades: (a) 1/10, (b) 1/20 e (c) 1/30	83
4.19.	Comparação do fator de atrito de Darcy-Weisbach $(8/f)^{1/2}$ com as equações de Hey (1979), Buthusrt (1987) e a Lei Logarítmica para as declividades: (a) 1/40, (b) 1/50 e (c) 1/60	84
4.20.	Comparação do fator de atrito de Darcy-Weisbach $(8/f)^{1/2}$ com as equações de Hey (1979), Buthusrt (1987) e a Lei Logarítmica para	

as declividades: (a) 1/70, (b) 1/80 e (c) 1/90	85
4.21. Comparação do fator de atrito de Darcy-Weisbach $(8/f)^{1/2}$ com as equações de Hey (1979), Buthusrt (1987) e a Lei Logarítmica para as declividades: (a) 1/100 e (b) 1/200	86
4.22. Comparação do fator de atrito de Darcy-Weisbach $(8/f)^{1/2}$ com as equações de Hey (1979), Buthusrt (1987) e a Lei Logarítmica para os diâmetros D_m de 4,5, 3,5, 2,5 e 1,5 cm	87
4.23. Comportamento da mistura de cascalhos numa seção central do canal com 20 cm de comprimento utilizando dois tamanhos de grãos (3,5 e 0,4 cm) para os tempos (a) 0, (b) 10, (c) 30 (d) 60, (e) 90 e (f) 180 minutos	90
4.24. Comportamento da mistura de cascalhos numa seção central do canal com 20 cm de comprimento utilizando dois tamanhos de grãos (1,5 e 0,4 cm) para os tempos (a) 0, (b) 6, (c) 12 (d) 20, (e) 30, (f) 60, (g) 90 e (h) 180 minutos	91
4.25. Comportamento do leito de cascalho ao longo de 4 metros de seção estudada para a vazão $Q = 16$ l/s e um tempo variando de (a) 0 a 8 minutos e (b) 8 a 180 minutos	92
4.26. Comportamento nos quatro metros de seção estudada, da porcentagem de área ocupada pelo cascalho de menor diâmetro com uma vazão de $Q = 16$ l/s e para um tempo variando de (a) 6 a 20 minutos e (b) 20 a 180 minutos.....	93
4.27. Gráfico de simulação utilizando a Equação (2.55) para um intervalo de tempo variando de $t_s = 6$ até $t_s = 180$ minutos e comparação desses dados com os dados obtidos em laboratório para um tempo variando de $t_c = 6$ até $t_e = 180$ minutos	129
C-1. Cálculo de f_w	140

Lista de Tabelas

2.1. Condutividade hidráulica e porosidade	21
3.1. Resumo dos experimentos para o estudo da formação do leito não erodível.....	55
4.1. Cálculo da permeabilidade para diferentes diâmetros e declividades	57
A-1. Dados de profundidade média e vazão para $D_m=4,5$ cm	110
A-2. Dados de profundidade média e vazão para $D_m=3,5$ cm	115
A-3. Dados de profundidade média e vazão para $D_m=2,5$ cm	120
A-4. Dados de profundidade média e vazão para $D_m=1,5$ cm	124
B-1. Cálculo da vazão entre a camada de cascalho para o coeficiente K variando de 1 a 4 para o diâmetro médio $D_m=4,5$ cm	130
B-2. Cálculo da vazão entre a camada de cascalho para o coeficiente K variando de 1 a 4 para o diâmetro médio $D_m=3,5$ cm	132
B-3. Cálculo da vazão entre a camada de cascalho para o coeficiente K variando de 1 a 4 para o diâmetro médio $D_m=2,5$ cm	134
B-4. Cálculo da vazão entre a camada de cascalho para o coeficiente K variando de 1 a 4 para o diâmetro médio $D_m=1,5$ cm	136
D-1. Parâmetros hidráulicos dos ensaios para a parte do escoamento superficial sem correção para efeito das paredes laterais ($D_m=4,5$ cm)	142
D-2. Parâmetros hidráulicos dos ensaios para a parte do escoamento superficial sem correção para efeito das paredes laterais ($D_m=3,5$ cm)	145
D-3. Parâmetros hidráulicos dos ensaios para a parte do escoamento superficial sem correção para efeito das paredes laterais ($D_m=2,5$ cm)	148
D-4. Parâmetros hidráulicos dos ensaios para a parte do escoamento superficial sem correção para efeito das paredes laterais ($D_m=1,5$ cm)	150
D-5. Parâmetros hidráulicos dos ensaios para a parte do escoamento superficial após a correção para efeito das paredes laterais ($D_m=4,5$ cm)	153
D-6. Parâmetros hidráulicos dos ensaios para a parte do escoamento superficial após a correção para efeito das paredes laterais ($D_m=3,5$ cm)	156

D-7. Parâmetros hidráulicos dos ensaios para a parte do escoamento superficial após a correção para efeito das paredes laterais ($D_m=2,5$ cm)	159
D-8. Parâmetros hidráulicos dos ensaios para a parte do escoamento superficial após a correção para efeito das paredes laterais ($D_m=1,5$ cm)	162

Lista de Símbolos

A	Constante da relação entre o volume e a área de uma esfera
a	Espessura da camada de troca
a_1	Constante para o cálculo da velocidade média do fluxo turbulento e uniforme em canais rugosos
A_s	Área da seção transversal do fluxo
b	Largura do canal
b_1, b_2	Constantes para o cálculo da equação de perda de carga para materiais granulares
c	Constante para o cálculo da velocidade média do fluxo turbulento e uniforme em canais rugosos
d	Altura da água
D	Altura da rugosidade da superfície
d_g	Profundidade da água até a altura da camada de cascalho
D_i	Tamanho do sedimento que se move na mistura
$D_m = D_{50}$	Diâmetro mediano da mistura
d/D_{84}	Profundidade relativa
D_{16}	Diâmetro representativo do sedimento no qual 16% do material existente no leito tem um diâmetro inferior a esse tamanho
D_{84}	Diâmetro representativo do sedimento no qual 84% do material existente no leito tem um diâmetro inferior a esse tamanho
E	Constante que depende do tipo de rugosidade e geometria do canal
f	Fator de atrito de Darcy-Weisbach
f_b	Fator de atrito relativo ao leito
F_L	Força de levantamento da partícula
f_L	Porcentagem de cascalho da mistura
F_r	Número de Froude
Fr_b	Número de Froude relativo ao leito
f_s	Porcentagem de areia da mistura
f_w	Coefficiente de atrito das paredes do canal
$f(\xi)$	Função de densidade de probabilidade
f_1	Função de f_L/f_s

g	Aceleração devido à gravidade
i_b	Fração da área ocupada pelos sedimentos de tamanho D_i na camada de troca
i_B	Composição volumétrica de D_i na carga do leito
i_{b0}	i_b do leito original sob a camada de troca
I_1	Constante para a estimação da quantidade de sedimento que movimentasse de um ponto para outro
I_2	Constante para a estimação da quantidade de sedimento que é depositada
K'	Função da forma e tamanho do elemento rugoso
k	Condutividade hidráulica
K	Função da forma e tamanho do elemento rugoso
K_1	Constante da relação de carga do leito para tamanhos uniformes de grãos
k_1 e k_2	Constantes para o cálculo da força de levantamento sobre o grão
L	Distância deslocada pela partícula em movimento e igual a $100d_i$.
m	Constante da relação de carga do leito para tamanhos uniformes de grãos
n	Coefficiente de rugosidade de Manning;
n_b	Coefficiente de rugosidade de Manning relativo ao leito
n_c	Coefficiente de rugosidade de Manning através da equação de Ugarte e Madrid
n_p	Porosidade do meio
P, P'	Perímetro molhado
$p_{si}(x)$	Probabilidade do sedimento mover-se saindo de sua posição inicial
q_{dep}	Descarga de sedimentos que são depositados
q_m	Descarga por unidade de largura dentro da camada de cascalho
q_{mo}	Descarga observada por unidade de largura
q_{pick}	Descarga de sedimentos erodidos
q_s	Descarga de sedimentos por unidade de largura
q_{s^*}	Relação de carga do leito para tamanhos uniformes de grãos
q_{si}	Carga do leito para o tamanho D_i
q_{si^*}	Carga adimensional do leito
q_{su}	Descarga de superfície definida por $q_s = q_t - q_m$
q_t	Descarga total

q_1	Descarga por unidade de largura dentro da camada de cascalho utilizando $K = 1$
q_2	Descarga por unidade de largura dentro da camada de cascalho utilizando $K = 2$
q_3	Descarga por unidade de largura dentro da camada de cascalho utilizando $K = 3$
q_4	Descarga por unidade de largura dentro da camada de cascalho utilizando $K = 4$
$q_{1,81}$	Descarga por unidade de largura dentro da camada de cascalho utilizando $K = 1,81$
$q_{2,15}$	Descarga por unidade de largura dentro da camada de cascalho utilizando $K = 2,15$
$q_{1,69}$	Descarga por unidade de largura dentro da camada de cascalho utilizando $K = 1,69$
R, R', R_h	Raio hidráulico
R_b	Raio hidráulico relativo ao leito
R_b/D_m	Profundidade Relativa ao leito
R_e	Número de Reynolds;
R_m	Raio hidráulico médio
S	Gradiente da linha de energia
s	Gravidade específica do sedimento na água
S_f	Gradiente da linha de energia devido ao atrito
S_o	Declividade do canal
t	Tempo
$\tan\phi_1$	Ângulo de repouso do cascalho sobre outro de mesmo tamanho
$\tan\phi_2$	Ângulo de repouso do cascalho sobre outro de menor tamanho
$\tan\phi_3$	Ângulo de repouso do cascalho com areias ao redor
V	Velocidade do fluxo
V_*	Velocidade de cisalhamento
V_{*b}	Velocidade de cisalhamento relativo ao leito
V_{*c}	Velocidade de cisalhamento crítica
V_1	Velocidade do fluxo entre a camada de cascalho utilizando $K = 1$
$V_{1,69}$	Velocidade do fluxo entre a camada de cascalho utilizando $K = 1,69$
$V_{1,81}$	Velocidade do fluxo entre a camada de cascalho utilizando $K = 1,81$

V_2	Velocidade do fluxo entre a camada de cascalho utilizando $K = 2$
$V_{2,15}$	Velocidade do fluxo entre a camada de cascalho utilizando $K = 2,15$
V_3	Velocidade do fluxo entre a camada de cascalho utilizando $K = 3$
V_4	Velocidade do fluxo entre a camada de cascalho utilizando $K = 4$
w	Peso submerso do grão
α	Coefficiente de proporcionalidade para a diferença de pressão Δp
Δp	Diferença de pressão entre o topo e a parte mais baixa do grão
Δx	Trecho elementar de comprimento
ε_1	Fator modificador para τ_{*i}
ε_2	Fator modificador para τ_{*c}
κ	Constante universal de Von Karman
ρ	Densidade da água
μ	Fator de ondulação
γ	Porosidade para diferentes tipos de solos
λ	Porosidade da mistura de cascalho
σ	Densidade do sedimento
τ_b	Tensão de cisalhamento relativa ao leito
τ_{*c}	Tensão de cisalhamento crítica adimensional
τ_{*ci}	Tensão de cisalhamento crítica adimensional para cada tamanho de grão
ν	Viscosidade cinemática
\hat{a}	Intervalo de tempo
\hat{a}_s	Varição da altura do leito do rio

RESUMO

O presente estudo apresenta uma investigação experimental de escoamento em um canal de alta declividade com leito de cascalho. Nos rios de alta declividade duas condições de escoamento são observadas, a primeira, a condição mais comum, quando a água corre através da camada de cascalho e a segunda, na ocorrência de cheia, quando a superfície da água fica bem acima da camada de cascalho. Verificou-se que para o escoamento através da camada de cascalho, a equação proposta por Stephenson estima de maneira satisfatória a vazão desde que o fator de atrito K , da forma do cascalho tenha um valor apropriado para a forma do material existente no leito. Para a segunda condição de escoamento, foi analisada a variação da resistência do leito de cascalho. A equação desenvolvida por Ugarte e Madrid, para o cálculo da resistência ao fluxo através da modificação do coeficiente n de Manning, e as equações de Hey e de Bathurst, para o coeficiente f de Darcy-Weisbach, foram avaliadas e essas equações mostraram-se ser satisfatórias em condições limitadas de tamanho do material e declividade do leito. A formação da camada resistente ou armadura não erodível na superfície do leito também foi investigada, sendo o leito de cascalho constituído de sedimentos com mais de um tamanho. Pôde-se concluir que a camada resistente pode ser formada ou pela eliminação dos finos da superfície, restando apenas tamanhos grossos, ou pela pavimentação da superfície com a presença de finos protegidos nos interstícios.

ABSTRACT

The present study presents an experimental investigation of flow in a steep channel with a bed-gravel. In steep slope rivers two flow conditions are observed, the first one, the most common condition, when the water runs through the gravel layer and the second one, in flood occurrence, when the surface of the water stays just being above of the gravel layer.

It was verified that for the flow through the gravel layer, the equation proposed by Stephenson estimates satisfactorily the flow, if the friction factor K of the gravel has an appropriated value to the form of the bed material.

For the second flow condition, the resistance variation of the gravel-bed was analyzed. The equation developed by Ugarte and Madrid for the bed resistance calculation by the modification of Manning coefficient n and the equations of Hey and Bathurst for Darcy-Weisbach coefficient f , had been evaluated and these equations had showed to be satisfactory in limited conditions of bed material size and slope.

The armor coat formation was also investigated, where the gravel-bed consisted by sediments with more than one size. By conclusion, the armor coat can be formed by the removal of the fine sediments from the surface, remaining only the large sediments or by the surface paving with the presence of fine sediments protected in the interstices.

1. Introdução

Os rios e outros cursos naturais d'água têm sido de fundamental importância para a civilização humana. Eles afetaram significativamente a colonização da terra pelo homem e o seu próprio desenvolvimento. Basta lembrar que as mais antigas civilizações se desenvolveram ao longo de rios. Sem dúvida, o controle e utilização da água foram aspectos prioritários na antiguidade (Srinivasan, 1992) e continuam sendo até os dias atuais. Porém, o aumento das atividades humanas e o uso contínuo desses recursos têm causado impactos negativos no meio ambiente. Devido a este fato, atualmente observa-se uma crescente preocupação com os problemas relacionados aos recursos hídricos e muitos estudos têm sido realizados com o intuito de minimizar esses efeitos. Um exemplo disto são as famosas conferências internacionais onde especialistas de todo o mundo reúnem-se para discutir tais problemas.

Entre os problemas relacionados com cursos d'água está a quantificação da resistência do fluxo, que tem sido alvo de muitos estudos e várias equações de resistência são encontradas na literatura. No entanto, grandes dificuldades são encontradas no desenvolvimento de uma função geral, principalmente pela grande diversidade das características existentes entre rios.

Em alguns países do mundo, observa-se uma predominância das áreas montanhosas sobre as áreas planas e o Japão é um exemplo típico desta situação. Mais de 70% de sua área total é constituída por montanhas e conseqüentemente, a maioria dos seus cursos d'água situam-se em regiões íngremes. Portanto, em regiões serranas e outras áreas de topografia semelhante, o estudo da resistência ao fluxo é de grande importância na compreensão do comportamento hidráulico desses cursos íngremes d'água. Nestes rios, diferentemente dos situados em áreas planas, percebe-se que as mais conhecidas equações para estimar a resistência do fluxo não se aplicam, principalmente porque o escoamento na maior parte do tempo se dá dentro da camada de cascalho do leito, salvo casos especiais como, por exemplo, a ocorrência de cheia, onde a superfície livre do fluxo fica acima do leito do rio. Acredita-se que as equações de resistência dos canais erodíveis são aplicáveis para este caso de escoamento livre.

No entanto, apesar dos contínuos esforços empregados pelos pesquisadores, ainda não se conseguiu obter uma equação geral eficiente para o cálculo da resistência nos rios serranos que atenda satisfatoriamente as condições hidráulicas. Nota-se que até o momento, as equações já existentes de resistência estão restritas a determinadas condições de rugosidade (Thorne e Zevenberger, 1985). Daí a necessidade de maiores estudos sobre o assunto.

Um outro importante aspecto relacionado com a resistência e observado em muitos rios é que quando existem misturas de sedimentos no leito, as partículas mais finas são gradualmente transportadas, permanecendo fixas apenas aquelas de grandes diâmetros. Em outros casos o agregamento destas partículas leva a formação de uma pavimentação na superfície do leito protegendo as camadas inferiores do mesmo e não permitindo que os sedimentos de menores tamanhos sejam transportados (Raudkivi, 1998). A ocorrência destas camadas resistentes é fundamental para a estabilidade dos cursos de alta declividade.

1.1 Objetivos

Neste estudo, experimentos foram realizados em um canal com alta declividade com uma camada de cascalho no leito e teve como finalidade medir, para vazões pré-determinadas, a profundidade do escoamento em diversas condições para avaliar a variação da resistência ao escoamento. Para a fase em que este permanece dentro da

camada de cascalho, constituindo um escoamento através dos espaços vazios existentes entre os cascalhos do leito foram utilizadas a equação de Darcy e uma modificação desta. Os coeficientes de atrito de Manning e Darcy-Weisbach para a fase do escoamento superficial livre, ou seja, quando o nível da água encontra-se acima do nível da camada de cascalho, também foram alvos deste estudo, principalmente para os casos com pequenas profundidades do escoamento. Foi investigado experimentalmente também, o processo de formação de uma camada resistente, quando o leito de cascalho era formado de sedimentos de diferentes tamanhos.

2. Características e Comportamento dos Rios de Alta Declividade

2.1 Considerações gerais

Este capítulo trata-se dos estudos anteriores encontrados na literatura sobre as características dos canais ou cursos com leito de cascalho, destacando principalmente o problema da resistência ao fluxo. A formação de um leito resistente, devido a eliminação dos tamanhos menores encontrados no mesmo pela erosão e o processo de formação de uma pavimentação do leito (processo no qual uma camada formada no leito dos rios ou canais comporta-se como uma armadura de proteção para as camadas inferiores, denominada em inglês de *armour coat*), são tratadas nos aspectos qualitativos e quantitativos. Os canais com leito de cascalho são tipicamente encontrados nos rios ou cursos d'água com declividades íngremes nas regiões serranas e montanhosas.

2.2 Características dos rios de alta declividade

Os rios de montanha são caracterizados por acentuadas declividades, grande variabilidade do tamanho dos sedimentos, e pela profundidade do escoamento da mesma ordem de magnitude do tamanho do material do leito. Bathurst *et al.* (1987) definem um rio de montanha como um rio numa área com topografia íngreme e canais com declividades variando de 0,1 a 10% ou mais, já Jarrett (1990) refere-se a rios de elevado gradiente como sendo canais com declividades superiores a 0,2%. A configuração do leito para rios de alta declividade varia desde a formação de seqüências de *riffles*-piscinas (*riffle-pool*) em declividades pequenas (0,1–1%), para leito plano (1–3%), até seqüências de batentes-piscinas (*step-pool*) encontrados em rios com declividades próximas de 10% (Montgomery e Buffington, 1993). As estruturas denominadas *riffles*-piscinas são deformações na forma original do leito do rio semelhantes a seqüências alternadas de degraus e pequenas piscinas como o próprio nome já diz. Já os batentes-piscinas, estruturalmente falando, são bastante semelhantes aos *riffle*-piscinas, porém, comumente encontradas em rios com elevada declividade. O material do leito de tais rios é uma mistura de composição de areia, cascalhos, pedras e pedregulhos de até 1 ou 2 metros de diâmetro. A Figura 2.1 mostra a distribuição granulométrica dos sedimentos da superfície do leito nos trechos correspondentes a 120 m, 160 m, 200 m e 220 m encontrados num trecho de estudo do Rio Shigenobu no Estado de Ehime, no sul do Japão no ano de 2000.

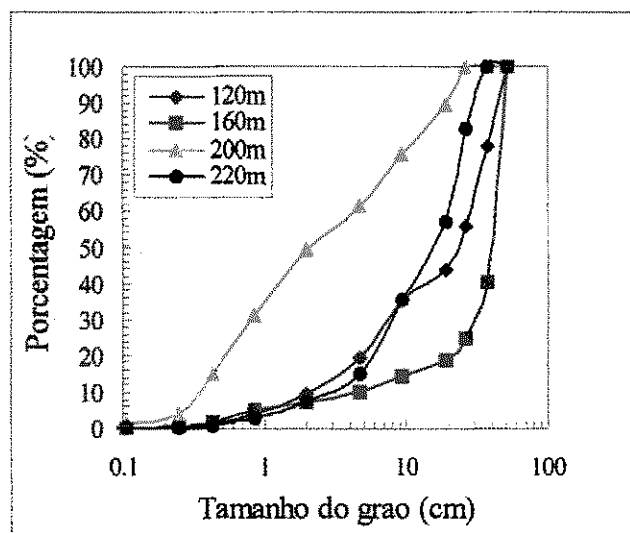


Figura 2.1 - Distribuição do tamanho dos grãos da superfície do leito ao longo de um trecho da seção no Rio Shigenobu.

Com relação à resistência ao fluxo nos rios de alta declividade, essa é elevada e as perdas de energia aumentam devido à turbulência e à formação de saltos hidráulicos. Além disso, as perdas adicionais podem existir devido ao trabalho realizado para superar o empuxo das bolhas de ar e perdas associadas ao processo de compressão-expansão das bolhas. A distribuição da velocidade na seção desvia-se da lei logarítmica, afetando assim as condições do movimento e transporte dos sedimentos (Wiberg e Smith, 1987; Jarrett, 1990; Nelson *et al.*, 1991; Aguirre Pe e Fuentes, 1990, 1993). Wiberg e Smith (1991) apresentaram uma abordagem teórica que incluiu vários importantes fatores envolvidos no contexto.

Observações de campo feitas por Jarrett (1984) e Trieste (1992) indicam que para rios com elevado gradiente, devido à extrema turbulência e ao grande atrito, escoamentos supercríticos são bastante incomuns. Para canais com declividades próximas a 5,2%, o número de Froude é menor que a unidade, ou seja, o escoamento é subcrítico. Grant (1997) afirmou que o escoamento supercrítico pode ser bastante incomum em canais com leito móvel, exceto sobre pequenas distâncias e escalas de tempo, e apresentou resultados empíricos e analíticos mostrando que com acréscimo da declividade, o escoamento tende a aproximar-se do escoamento crítico e possivelmente torna-se supercrítico.

2.2.1 Sistemas batentes-piscinas em rios de alta declividade

Os perfis longitudinais dos rios normalmente mostram formas de alcance mais planas ou mais íngremes, com grandes e pequenas profundidades respectivamente. A tendência para este movimento é uma característica fundamental de muitos rios e independe do material do leito ou das margens do canal (Keller e Melhorn, 1978), e assim essa tendência também tem sido freqüentemente observada em rios de alta declividade (Hayward, 1978, 1980; Judd, 1964, Judd e Peterson, 1969; Leopold *et al.*, 1964 e Scheuerlein, 1973). Nestes rios, as secções alternadas são freqüentemente chamadas de batentes e piscinas devido à sua aparência semelhante a degraus de escadas. Até que se chegue a um entendimento fundamental do desenvolvimento e da característica da seqüência batentes-piscinas, soluções para problemas de hidráulica em rios de alta declividade ficarão sempre sobre bases empíricas (Whittaker e Jaeggi, 1982).

2.2.1.1 Sistemas estruturais de batentes-piscinas

Como foi dito anteriormente, rios de alta declividade tendem a possuir uma característica marcante em sua estrutura: a formação de batentes e piscinas. Rios contendo batentes e piscinas são normalmente descritos morfologicamente ou pela perspectiva das características do escoamento. Em uma descrição morfológica, a configuração do canal do rio é dita ser semelhante a degraus. A água escoia sobre batentes formados pelo arranjo de pedras e sedimentos de grande tamanho ao longo do canal do rio, e cai dentro das piscinas onde uma significativa parte de energia do escoamento é dissipada (Golubtsov, 1976; Hayward, 1978, 1980; Leopold *et al.*, 1964; O'Loughlin, 1969). Em áreas florestadas, o canal frequentemente tem batentes causados pelos troncos que caem dentro do leito do rio resultando em obstruções ao escoamento (Heede, 1972, 1979; Keller e Swanson, 1979). Alguns pesquisadores chamam esses batentes de nervuras transversais (*transverse ribs*) (Church e Gilbert, 1975; Laronne, 1975; McDonald e Banerjee, 1971; McDonald e Day, 1978). Quando o rio é descrito em termos das características do escoamento, esse escoamento é visto como uma série de maiores ou menores espaços regulares de cascatas (Kellerharis, 1970, 1972) caracterizados por locais com elevadas velocidades e intensa turbulência, comumente combinando com a entrada de ar (Al-Khafaji, 1961; Judd, 1964; Mohanty, 1959; Peterson e Mohanty, 1960; Scheuerlein, 1973).

Existe uma semelhança entre o sistema de batentes e piscinas e a seqüência de *riffles*-piscinas. As seqüências de *riffles*-piscinas são encontradas em rios com declividades mais suaves e são associadas principalmente com a formação de barreira e meandros (Keller, 1971; Leopold *et al.*, 1964; Richards, 1976).

A característica comum de seqüência de *riffles*-piscinas é que seus espaçamentos correspondem a aproximadamente 5 a 7 vezes a largura do canal. Sistemas de batentes-piscinas tem um comprimento de onda muito menor, o qual mostra não haver uma relação deste tipo com a largura do canal. A semelhança entre *riffles*-piscinas e a seqüência de batentes-piscinas existe, contudo, em virtude do distúrbio similar periódico no escoamento e da distribuição diferencial do tamanho dos graões entre piscinas e *riffles* ou batentes. Hayward (1978, 1980) distingue diferentes formas de batentes, por exemplo, aqueles cujo aspecto visual é parecido com *riffles* são chamados *riffles*-batentes. As Figuras 2.2 e 2.3 mostram uma esquematização das seqüências de batentes-

piscinas e *riffles*-piscinas, respectivamente. Além disso, exemplos de piscinas nos meandros de um rio e ao redor de rochas são esquematizados nas Figuras 2.4 e 2.5, respectivamente.

2.2.1.2 Prováveis mecanismos para a formação de batentes-piscinas

Algumas teorias tentando explicar a origem de sistemas batentes-piscinas levam em conta o fato que eles são desequilíbrios das formas do leito, no sentido proposto por Allen (1976) e Middleton e Southard (1975). Acredita-se que sua formação está associada às condições de grandes escoamentos e eventos de cheias.

Um fator necessário para a formação dessas estruturas é que o tamanho do material do leito deve ser heterogêneo (Leopold *et al.*, 1964). Tal material pode ser derivado de uma variedade de fontes, por exemplo, ação do tempo em penhascos íngremes, depósitos glaciais (Miller, 1958), e rios tributários afluentes (Graf, 1979), bem como pelo material que é transportado pelo rio. Logo, ambos, o tamanho do material e sua fonte, são variáveis independentes. Este material grosso é reorganizado dentro do padrão batentes-piscinas. Pedras são arrastadas para fora das piscinas que estão se formando e juntadas em formações de riffles (Leopold *et al.*, 1964). A armadura do leito (proteção pelos sedimentos grossos) é uma característica deste reestruturamento.

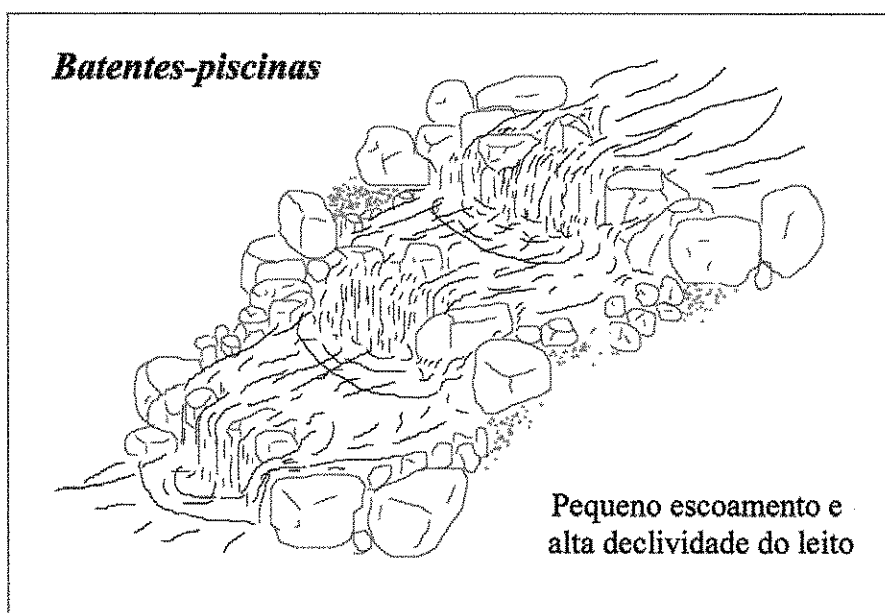


Figura 2.2 – Sequências de batentes-piscinas nos rios de alta declividade.

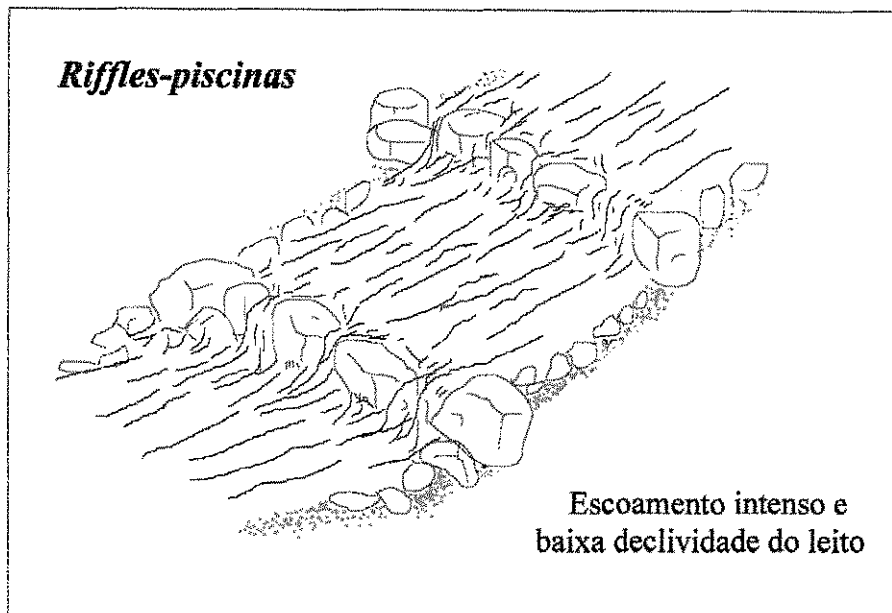
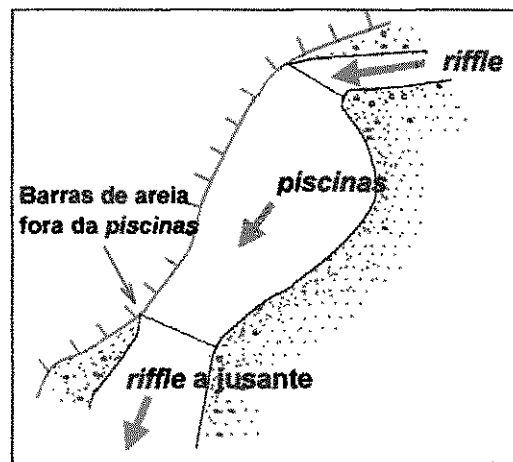
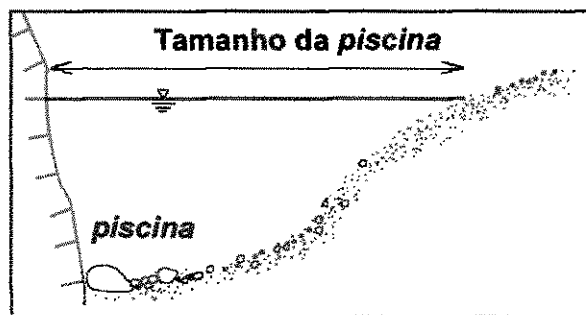


Figura 2.3 – Sequências de riffles-piscinas nos rios de alta declividade.



(a)



(b)

Figura 2.4 – Piscinas em meandros: (a) plano horizontal (b) plano vertical.

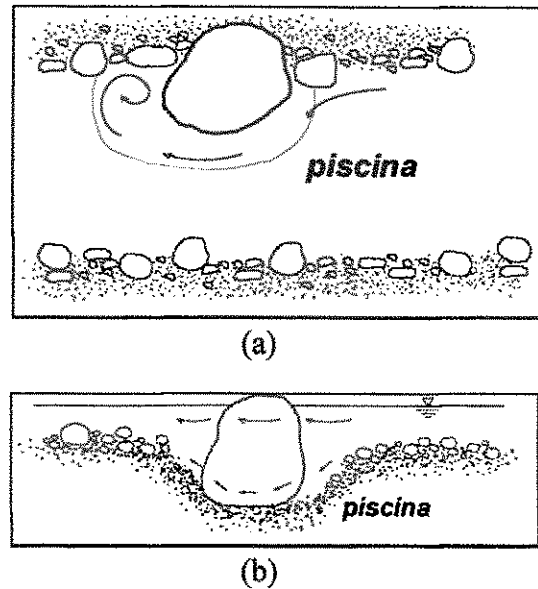


Figura 2.5 – Piscinas ao redor de uma rocha: (a) plano horizontal (b) plano vertical.

A formação de batentes-piscinas pode também ser afetada pela influência dos regimes climáticos/hidrológicos passados e presentes. Contudo, aparentemente, o material do leito imóvel, tal como aquele observado por Miller (1958), pode ser capaz de deslocar-se devido a uma enchente de curto tempo.

As Figuras 2.6a e b mostram exemplos fotográficos de uma piscina no Rio Shigenobu. As típicas formas do leito como batentes, *riffles* e piscinas são indicadas na Figura 2.7 ao longo de um trecho do mesmo rio. Com base nos estudos feitos desde 1992, observou-se que nos pontos da seção correspondentes a 140 até 210 metros, estruturas transversais foram claramente vistas em 1993, com o desaparecimento de quase metade dessas estruturas em 1998 e mais de 65% no ano de 2000 (Figura 2.8).

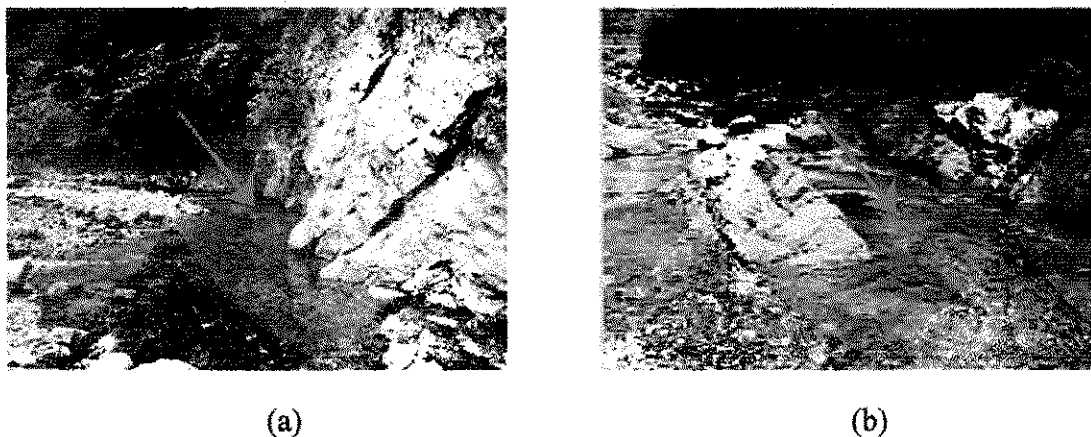


Figura 2.6 - Fotografia de piscinas: (a) em meandros, (b) ao redor de uma rocha no Rio Shigenobu.

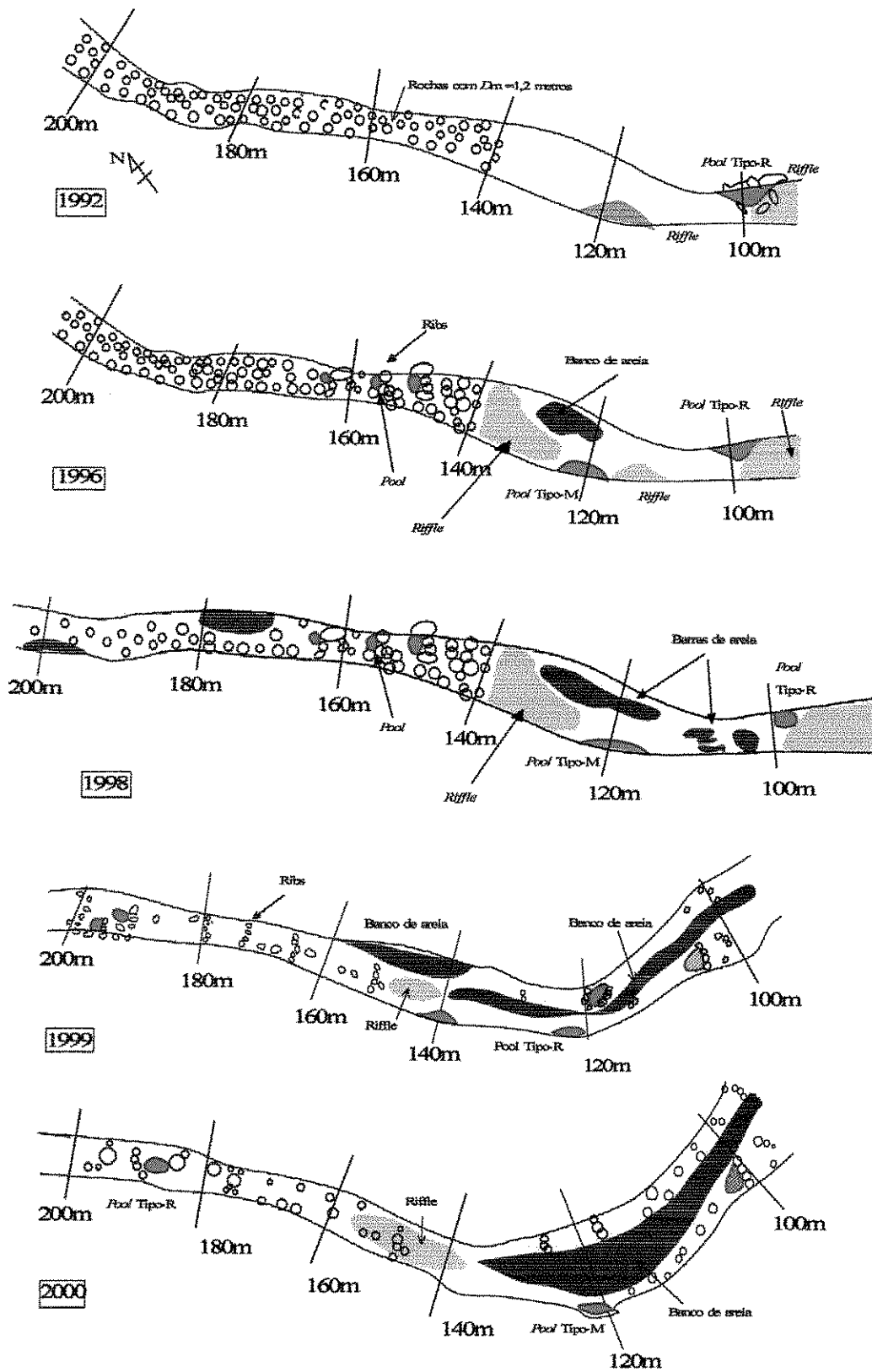


Figura 2.7 - Exemplo da variação na forma do leito do Rio Shigenobu nos anos de 1992 a 2000

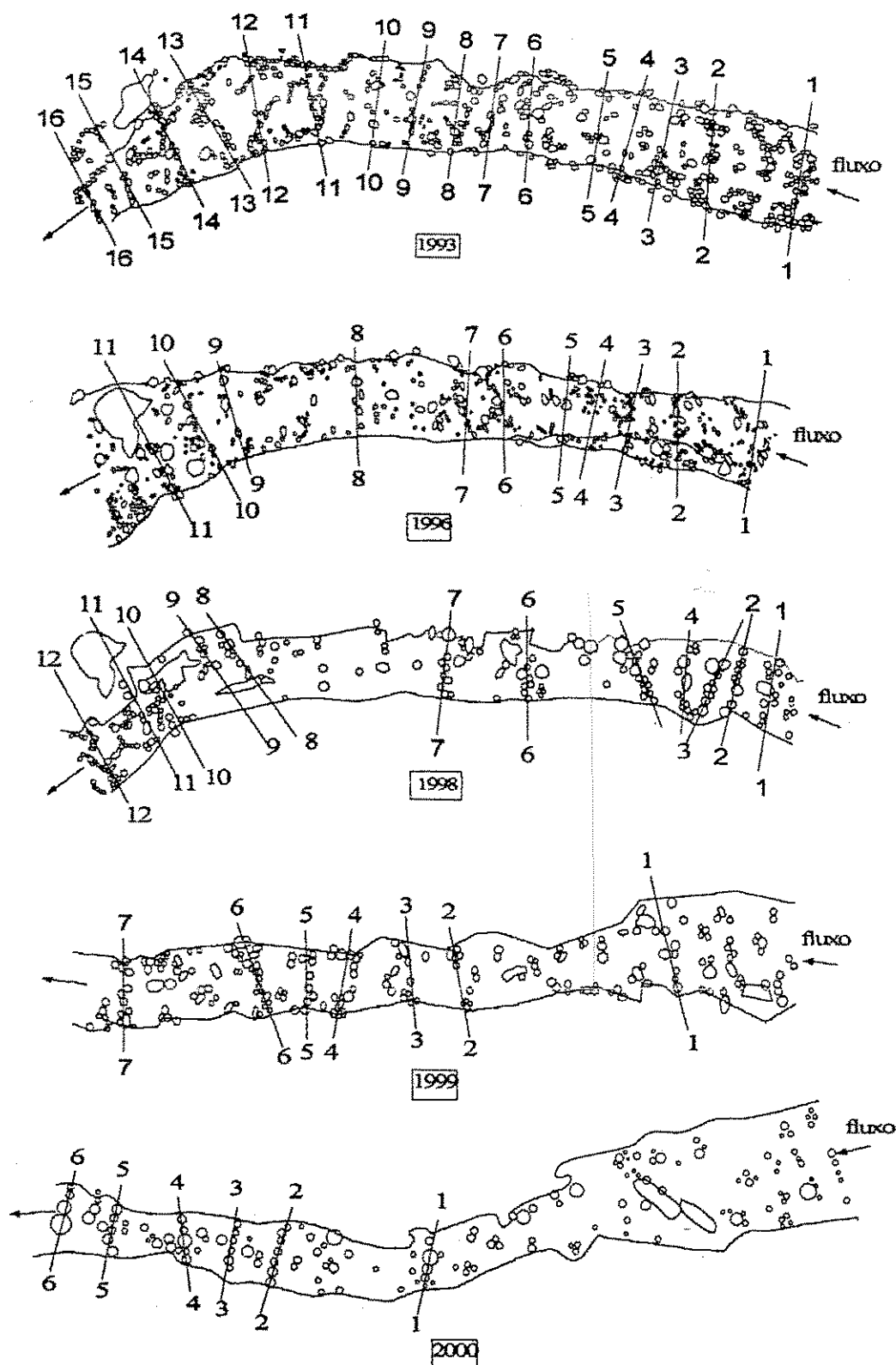


Figura 2.8 - Desaparecimento de estruturas transversais no trecho correspondente a 140 - 210 m da seção estudada no Rio Shigenobu quando comparados com os anos de 1993 a 2000.

Estes fatos evidenciam a complexidade associada com os rios de alta declividade com leito de cascalho. Portanto, cuidados especiais baseados no comportamento hidráulico destes cursos são necessários antes de realizar qualquer intervenção na forma de obras hidráulicas.

2.2.2 Aplicações em engenharia

Os procedimentos para projetos de canais e estabilização de rios são normalmente baseados em evidências empíricas devido, principalmente, à falta de teorias mais gerais baseadas nos critérios de projetos. O melhor entendimento dos processos básicos de controle do escoamento em rios com leito de cascalho beneficiará muito a elaboração de projetos. Tal conhecimento permitirá certos projetos de engenharia, por exemplo, estruturas de controle, melhoramento de canais de trabalho, esquemas de proteção de cheias, levando em conta a tendência natural dos rios (Hey, 1985).

É evidente que existem muitas deficiências no conhecimento dos mecanismos que controlam o escoamento em rios com leito de cascalho. O melhor entendimento desses mecanismos é um pré-requisito para predição da morfologia de canais, para desenvolvimento de melhores métodos de projetos e para simulação de mudanças em canais sobre duas escalas: geológica e de engenharia. Alguns tópicos têm sido identificados para investigações detalhadas sendo eles: a) hidráulica do fluxo, b) resistência ao fluxo, c) transporte de sedimentos, d) erosão de bancos, e) sedimentação em barras, f) processos de meandros, g) hidráulica de rios de alta declividade, e h) modelos dinâmicos (Hey, 1985).

O presente estudo está direcionado ao problema da resistência ao fluxo e portanto, apresenta-se a seguir os aspectos relacionados a este.

2.3 Resistência ao fluxo em canais com leito de cascalho

2.3.1 Aspectos teóricos da resistência ao fluxo

O problema da resistência ao fluxo diz respeito à predição da velocidade do escoamento em termos das propriedades do canal que afetam a resistência ao escoamento. Várias quantificações destas relações (tais como as equações de Manning,

Chézy e Darcy-Weisbach) têm sido usadas por um século ou mais (American Society of Civil Engineers, 1963), todos a caracterizando através de um coeficiente de resistência. O problema central, entretanto, está na avaliação deste coeficiente.

Tradicionalmente, tem sido uma questão simples, porém empírica, obter um valor do coeficiente de resistência a partir de experiências e observações passadas (Chow, 1959; Barnes, 1967). Contudo este método tende a resultar num coeficiente que se relaciona principalmente com o tamanho do material do leito, enquanto outros importantes fatores, tais como, não uniformidade do perfil do leito e a profundidade, são frequentemente ignorados. Em particular, o coeficiente é assumido ser constante em um dado local à medida que a vazão varia, apesar de existirem consideráveis evidências de que a resistência do escoamento é maior em baixas vazões do que em altas (Sargent, 1979). Incertezas são, portanto anexadas ao modelo tradicional, os quais conseqüentemente têm sido conservativos em suas estimativas, cujo uso poderia aumentar desnecessariamente o custo de um projeto.

Assim, para produzir resultados mais satisfatórios, é imprescindível fazer mais aproximações teóricas baseadas nos princípios da mecânica dos fluidos, tais como teoria da camada limite e os processos de resistência ao fluxo. Muitas tentativas têm sido feitas para seguir esta aproximação (American Society of Civil Engineers, 1963; Keulegan, 1938) e bons progressos têm sido observados para escoamentos uniformes e permanentes (Hey, 1979). Contudo, até o momento, nenhuma equação geral aplicável foi derivada para resistência ao escoamento nos rios de alta declividade, possivelmente porque em parte, tal equação, com complexidade inerente e requerimento de dados de campo, tem sido considerada impraticável e em parte por causa de mau entendimento sobre as aplicações da teoria da camada limite para rios, particularmente onde outros fatores de resistência, como o tamanho do material do leito, são importantes. O desenvolvimento de uma equação, no entanto, é necessário não só para estudos científicos dos processos de fluxo, como para identificação de erros resultantes da aplicação de equações práticas designadas para fluxo uniforme, em condições típicas de rios com fluxo não uniformes (Bathurst, 1978).

2.3.2 Equações de resistência ao fluxo

Sabe-se que a estimativa da resistência ao fluxo em canais abertos é essencial para projetos de recursos hídricos. Comumente, são usadas as equações de Manning e Darcy-Weisbach para avaliar a resistência ao fluxo. A equação de Manning para a velocidade média do fluxo é:

$$n = \frac{1}{V} R^{2/3} S^{1/2} \quad (2.1)$$

onde n = coeficiente de rugosidade de Manning;

R = raio hidráulico (m);

V = velocidade média do fluxo (m/s) e;

S = gradiente de energia.

A equação foi desenvolvida para escoamento permanente e uniforme. Isto é, as características do canal e rugosidade são assumidas constantes sobre toda a extensão considerada. A equação também é utilizada para escoamento não permanente e não uniforme onde o coeficiente de rugosidade é estabelecido de acordo com a experiência e julgamento do usuário.

A equação de Darcy-Weisbach, originalmente desenvolvida para condutos, tem sido adaptada para uso com escoamento em canais abertos. O fator de atrito de Darcy-Weisbach, f , é definido como:

$$f = \frac{(8gRS)}{V^2} \quad (2.2)$$

onde f = fator de atrito de Darcy-Weisbach;

g = aceleração devido à gravidade (m/s^2); e

S = gradiente de energia.

Ou pela lei logarítmica padrão da velocidade para o fluxo uniforme sobre canais com leito rugoso (Chow, 1959), dada por:

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = 5,75 \log(d/D_m) + 6,25 \quad (2.2a)$$

onde: d = profundidade do fluxo; e

D_m = diâmetro médio do material.

O uso das equações de Manning e Darcy-Wiesbach requer expressões para n e f . Thorne e Zevenbergen (1985) relacionaram V , f e n por:

$$\frac{V}{\sqrt{gRS}} = \sqrt{\frac{8}{f}} = \frac{R^{1/6}}{n\sqrt{g}} \quad (2.3)$$

Eles concluíram que equações deste tipo têm sido identificadas para os rios em planícies, mas não são aplicadas para os rios em montanhas, e apresentaram três razões para isso. A primeira é que o material do leito de rios em montanhas é normalmente de grande tamanho, diferentemente dos rios em planícies que são compostos, em sua maioria, de material de pequeno diâmetro; a segunda é que a declividade do leito de rios em montanhas é maior que a dos rios em planícies; e a terceira é que a rugosidade relativa (a razão entre o diâmetro do material do leito D_{84} e a profundidade do fluxo d) é maior para rios em montanhas.

Portanto, a partir dos resultados de estudos apresentados na literatura, observa-se que as equações de rugosidade designadas para rios de alta declividade ainda não são bem compreendidas, ou são restritas a determinadas condições de rugosidade (Rice *et al.*, 1998).

2.3.3 Resistência ao fluxo em rios com leito de cascalho

Rouse e Ince (1965) citaram Dubuat, como quem em 1786 afirmou que um dos maiores problemas no campo da hidráulica era estimar a velocidade de um rio do qual dele conhece-se a largura, a profundidade e a declividade. Passados mais de duzentos anos, o problema da determinação da velocidade média em um rio com leito de cascalho, o qual é relacionado com a avaliação explícita ou implícita da resistência do escoamento imposta pelo canal, ainda não está totalmente solucionado.

Silberman (1963) apresentou um resumo de métodos para a avaliação dos fatores de atrito em canais abertos e uma pesquisa de vários aspectos da resistência ao fluxo em canais aluviais. Rouse (1965) discutiu várias características do fluxo em canais abertos, incluindo o caso de leitos fixos com rugosidade artificial. Simons e Richardson (1966) discutiram o tópico de resistência ao fluxo em canais com leito de areia e introduziram alguns aspectos como a resistência adicional da forma ao fluxo em canais com leito de

sedimentos. Kellerhals (1967), Charlton *et al.* (1978), Bathurst (1978) e Hey (1979) trataram especificamente do caso de escoamento em canais com leito de cascalho.

Canais com leito de cascalho incluem aqueles para o qual a sub-superfície do leito de sedimentos é coberta de pedras e é geralmente caracterizado por uma distribuição de tamanho unimodal de grãos variando de 16 a 128 mm. O material da sub-superfície normalmente tem uma distribuição bimodal de tamanho dos grãos, um dos quais está na faixa da areia.

2.3.3.1 Abordagem para estudo da resistência ao fluxo sobre cascalho

Existem basicamente duas abordagens, as quais podem ser levadas em conta quando se faz um aprofundamento no estudo da resistência ao fluxo em canais abertos. A primeira considera que a extensão do rio com leito natural de cascalho consiste de um canal prismático reto, o qual é caracterizado pelas propriedades médias de geometria e escoamento. Neste caso, o escoamento é considerado uni-dimensional (ou em alguns casos, bi-dimensional), permanente e uniforme. Nenhuma tentativa é feita para avaliar o detalhamento da estrutura do fluxo. As equações de resistência para canais prismáticos com escoamento uniforme são admitidas como válidas.

A segunda abordagem considera o detalhamento das características do escoamento e turbulência do fluido. Estas abordagens têm, quase sempre, sido restringidas a laboratório. Jackson (1978) investigou as implicações do fenômeno da turbulência repentina do escoamento em canais abertos, e Nowell e Church (1979) apresentaram os resultados de alguns trabalhos, nos quais avaliaram a ocorrência das pequenas estruturas em canais abertos com escoamento turbulento. Embora essa segunda abordagem para o estudo da resistência ao fluxo em canais naturais leva, sem dúvida, a um entendimento mais claro do fenômeno do escoamento em canais abertos, é geralmente difícil e trabalhosa sua aplicação no campo.

2.3.3.2 Fatores que afetam a resistência ao fluxo

Segundo Bray (1980), os escoamentos em rios naturais com leito de cascalho devem ser classificados de modo a assegurar que a equação de resistência mais

apropriada seja aplicada e que as limitações resultantes da adoção de uma equação específica sejam bem compreendidas.

Os fatores que afetam a resistência ao fluxo, podem ser identificados como a seguir.

1) Variação da rugosidade do leito a partir da rugosidade de leitos planos

Os rios naturais com leito de cascalho apresentam deformações na forma do seu leito que os tornam diferentes dos canais experimentais também com leito de cascalhos, pois estes normalmente possuem leito plano. Vanoni (1975) resumiu métodos usados para separar a resistência ao fluxo em componentes devido à rugosidade do grão num leito plano e à rugosidade efetiva da forma do leito. As abordagens usuais resultam em uma divisão da declividade ou do raio hidráulico em duas componentes. Einstein (1950) adotou o método de divisão do raio hidráulico em duas componentes: uma associada com a rugosidade do grão e outra componente associada com a rugosidade das formas do leito.

2) Variação no alinhamento do canal

Em uma extensão selecionada de um rio, a seção transversal do canal pode, a qualquer tempo, variar ao longo do seu comprimento, e o alinhamento não é normalmente reto (Hey, 1985). Segundo Chow (1959) com relação ao alinhamento do canal, raios grandes com curvaturas suaves darão um valor relativamente baixo de n , enquanto que meandros com curvaturas mais acentuadas aumentarão o valor de n .

3) Tamanho e forma do canal

Não existem evidências de que o tamanho e forma de um canal são fatores que afetam significativamente o valor de n . Um aumento no raio hidráulico pode aumentar ou diminuir a rugosidade n dependendo das condições do canal. (Chow, 1959).

4) Material em suspensão e carga do leito

O material em suspensão e a carga do leito, movimentando-se ou não, consome energia e causa perda ou aumenta a rugosidade aparente do canal (Chow, 1959).

Milhous e Klingeman (1973) descreveram as prováveis mudanças que ocorrem na superfície de um rio com leito de cascalho durante a passagem de uma cheia. Uma vez que o escoamento é bastante intenso resultando na remoção da superfície encaroçada (*armouring*) ou pavimentada (*paving*) do leito do canal (esses termos serão explicados mais a diante), fica extremamente difícil caracterizar a natureza de variação do fator de rugosidade n

5) Variações com o tempo

Os limites de um canal com leito de cascalho podem mudar com o tempo devido à ocorrência de um cobrimento de gelo em altitudes elevadas, ao movimento periódico de barreiras de cascalho através da sua extensão, ao ciclo de crescimento anual da vegetação dentro do canal em alguns casos, e devido a outros fenômenos, tais como problemas com obstruções (lixo, detritos, etc.) no canal (Hey, 1985). Com relação à vegetação, esta poderia ser considerada de certo modo superfície rugosa, mas também reduz visivelmente a capacidade do canal e retarda o escoamento. Estes efeitos dependem principalmente da altura, densidade, distribuição e tipo de vegetação e é muito importante em projetos de canais de pequena drenagem. Com relação as obstruções, estas tendem a aumentar o valor de n . Esse aumento depende da natureza das obstruções, seu tamanho, forma, número e distribuição (Chow, 1959).

6) Cota e vazão

De acordo com Chow (1959), o valor de n em muitos rios diminui com o aumento na cota e na vazão. Quando a água é superficial, as irregularidades do fundo do canal são expostas e seus efeitos tornam-se evidentes. Contudo, o valor de n pode ser grande em cotas altas se as margens são rugosas e com vegetação.

2.3.3.3 *Análise da resistência de cursos com leito de cascalho*

Nos rios íngremes e com leito de cascalho, o fluxo normalmente ocorre através dos vazios entre os cascalhos. No entanto, na época de cheias, a superfície da água pode elevar-se, tornando o escoamento com superfície livre. Portanto, se faz necessário para a

avaliação da resistência, a consideração de dois casos distintos: dentro da camada de cascalho e sobre a camada de cascalho.

A) Resistência ao fluxo para escoamento em meio poroso

A maioria das relações encontradas na literatura referente à perda de carga em um meio poroso é estruturada sobre bases empíricas, a exemplo dos trabalhos feitos por Ahmed e Sunada (1969), Cerdegren (1967), Soni *et al.* (1978) e Volker (1969). Muitas das equações deste tipo (empíricas) de análise são dimensionais e, portanto tem aplicabilidade limitada.

Stephenson (1979) relata que muitas pesquisas sobre escoamento através de cascalhos têm sido conduzidas para números de Reynolds inferiores aos que normalmente ocorrem na prática. Percebe-se que a hidrodinâmica básica do escoamento através de um meio granular grosso, tal como rochas, têm recebido pouca atenção. Sendo assim, Stephenson desenvolveu um importante trabalho nessa área investigando uma correlação entre a vazão e a perda de carga para o escoamento em meio granular poroso sobre uma larga variação do número de Reynolds (10^{-4} a 10^4). Posteriormente, foram conduzidos testes com números de Reynolds superiores a 10^4 e estes testes revelaram que a perda de carga é proporcional ao quadrado da velocidade do escoamento. Em pesquisas onde o número de Reynolds era inferior a 10^4 , observou-se que a perda de carga era proporcional à velocidade elevada a um expoente de aproximadamente 1,85.

As equações de perda de carga resultante da lei do quadrado da velocidade desenvolvida para escoamento turbulento mostram soluções analíticas boas para muitos casos.

A.1) Escoamento através de um meio poroso

Para um bom entendimento do escoamento através da camada de cascalho e das equações de perdas de carga para esse caso, faz-se necessário uma análise do escoamento em um meio poroso. Muitos pesquisadores têm procurado uma relação entre as características do meio poroso e a relação escoamento/carga. Sabe-se que o gradiente da perda de carga S_0 através de aquíferos finos é linearmente proporcional à velocidade aparente V .

Darcy propôs a seguinte equação:

$$V = kS_0 \quad (2.4)$$

onde k = a condutividade hidráulica (cm/s).

A condutibilidade k exprime a capacidade de percolação do meio e é um termo dimensional. A Tabela 2.1 a seguir mostra os valores de k para alguns tipos de solo.

Tabela 2.1- Condutividade hidráulica e porosidade

Material	Condutividade Hidráulica k (cm/s)	Porosidade λ (%)
Cascalho	10^{-1} a 10^2	25-40
Areia	10^{-5} a 1	25-50
Silte	10^{-7} a 10^{-3}	25-50
Argila	10^{-9} a 10^{-5}	25-70

Uma analogia pode ser feita entre o escoamento através de tubos estreitos e o escoamento através de poros de um aquífero. O gradiente da perda de carga S_0 através de um tubo de acordo com a lei de Darcy é representado por:

$$S_0 = \frac{\lambda V^2}{2Dg} \quad (2.5)$$

onde

$$\lambda = \frac{64}{R} = \frac{64\nu}{VD} \quad (2.6)$$

para condições lineares.

Logo, substituindo a Equação (2.6) na Equação (2.5), tem-se:

$$S_0 = \frac{32\nu V}{D^2g} \quad (2.7)$$

onde: D = o diâmetro interno do tubo (m);

V = velocidade média real (m/s);

g = aceleração da gravidade (m/s^2);

R = número de Reynolds;

ν = viscosidade cinemática do fluido (m^2/s).

Similarmente para o escoamento laminar através do meio poroso, o perímetro molhado é uma função do tamanho das partículas. Logo, pode-se reescrever a Equação (2.5) como:

$$S_0 = \frac{C_1 \nu V}{D_m^2 g n_p} \quad (2.8)$$

onde: D_m = tamanho representativo da partícula (m);

C_1 = constante adimensional;

ν = viscosidade cinemática do fluido (m^2/s);

n_p = porosidade do meio.

Nota-se que V é a velocidade aparente dada por Q/A e que a velocidade real do fluxo aproxima-se da relação V/n_p onde n_p é a porosidade do meio (volume de vazios por unidade de volume do meio poroso). De fato, a velocidade real também dependerá do tamanho, da forma e da área da superfície molhada do meio por unidade de volume.

Bakmeteff (1937) expressou a velocidade nos vazios V_v como:

$$V_v = \frac{V}{n_p^{2/3}} \quad (2.9)$$

O fator $2/3$ é justificado com um modelo cúbico do solo. Os vazios são assumidos como ocupando um cubo de volume n_p por unidade total de volume. Esse cubo tem uma área da face de $n_p^{2/3}$ (Figura 2.9a) e não existe continuidade entre cubos e vazios. Um modelo contínuo, semelhante à Figura 2.9b, foi criado onde o vazio é assumido ser todo o comprimento da matriz, com área da seção transversal igual à n_p . De fato, os vazios são interligados, mas não em linha reta, visto que a área exposta é algo entre n_p e $n_p^{2/3}$ (Figura 2.9c).

Portanto, a verdadeira velocidade nos vazios está entre V/n_p e $V/n_p^{2/3}$, mas esta velocidade não acompanha a direção geral do escoamento. O caminho percorrido pelo escoamento é sinuoso e conseqüentemente a perda de carga é mais elevada que a indicada por uma velocidade de $V/n_p^{2/3}$. Logo, a perda de carga é melhor representada quando utiliza-se a velocidade de V/n_p . Na prática, no entanto, é difícil obter uma relação para o cálculo da velocidade devido às variadas formas encontradas nas rochas. Stephenson (1979) adotou, portanto a relação V/n_p como representativa da velocidade efetiva nos vazios.

Porém, para material grosso, a condição laminar é inválida e a perda de carga é proporcional a velocidade elevada a um expoente maior que 1.

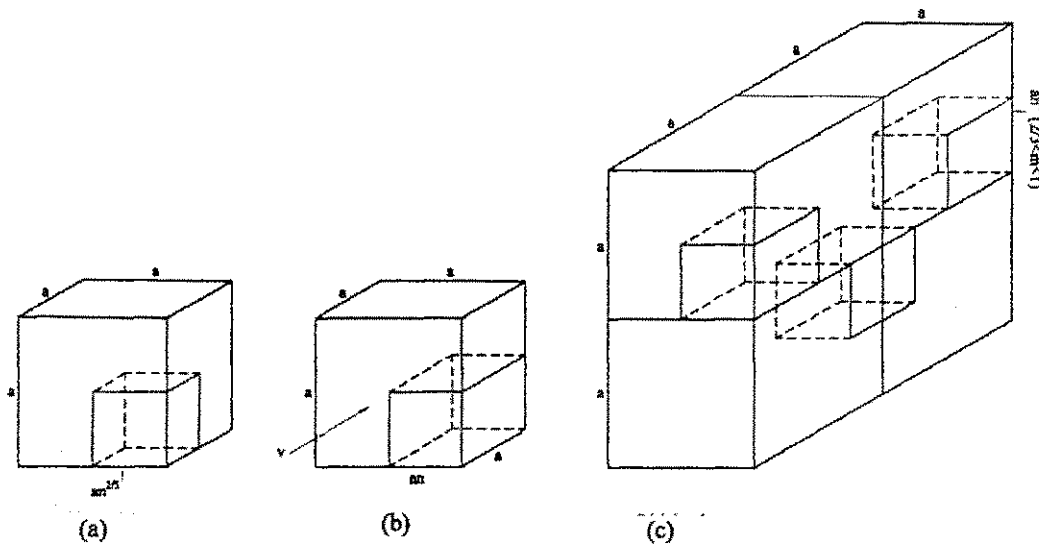


Figura 2.9 - Modelos de porosidade média com vazios

A.2) Equações de perda de carga

Embora muitos pesquisadores como Dudgeon (1966), Johnson (1971), Leps (1973), Parkin *et al.* (1966), Soni *et al.* (1978), Volker (1969) e Wiekins (1956), têm preferido uma relação da forma $V = b_1 S_0^{b_2}$ para materiais granulares, onde b_1 e b_2 são constantes, este tipo de equação é dependente das unidades usadas e das características do meio. Sabe-se que o expoente b_2 é unitário para escoamento laminar em um meio de material fino, e que este expoente é uma função do número de Reynolds. Além disso, o valor máximo do expoente citado é aproximadamente 1,85.

Por analogia com escoamento em canais, parece lógico considerar que esse valor aproxime-se de 2 para o fluxo totalmente turbulento, onde a perda de carga deve ser proporcional à carga da velocidade ($V^2/2g$).

Tentativas para correlacionar a perda de carga com V^2 têm encontrado sucesso limitado (Almed e Sunada, 1969 e Dudgeon, 1966) e não foram feitas tentativas para correlacionar a perda de carga com a velocidade "real" V/n_p , no entanto. Por analogia com o fluxo em condutos, o gradiente de perda de carga pode ser relacionado na forma:

$$S_0 \alpha \frac{V^2}{n_p^2 g R_m} \quad (2.10)$$

Em que, o raio hidráulico médio, R_m , é proporcional ao tamanho da rocha (Leps, 1973), logo o gradiente de energia pode ser escrito como:

$$S_0 = \frac{KV^2}{n_p^2 gD} \quad (2.11)$$

onde: K = fator de atrito e é uma função do número de Reynolds e da forma do cascalho.

Para um número de Reynolds grande, Stephenson (1979) admitiu que K é somente uma função da forma e tamanho do elemento rugoso e pode ser expresso por:

$$K = \frac{800}{R} = 800 \frac{n_p V}{VD} \quad (2.12)$$

Uma equação empírica geral foi sugerida por Stephenson a partir de dados obtidos para diferentes tipos de escoamento como:

$$K = \frac{800}{R} + K' \quad (2.13)$$

O valor de K torna-se praticamente independente de R para valores superiores a 10^4 e os estudos experimentais mostraram que o valor de K aproxima-se de 1 para mármores esféricos e lisos, de 2 para cascalhos semi-arredondados e de 4 para pedras esmagadas.

Algumas discrepâncias foram observadas devido ao uso de D_{50} para representar o tamanho. Este é razoável apenas quando se tem uma variação limitada do tamanho das pedras.

Comparando a Equação (2.14) com a Equação (2.4), conclui-se que a condutividade hidráulica pode ser expressa por:

$$k = \frac{gD^2 n_p}{800\nu} \quad (2.14)$$

A constante de proporcionalidade C_1 na Equação (2.8) é então igual a 800.

Para um fluxo turbulento onde o número de Reynolds é grande, considera-se $K = K'$ visto que a relação $800/R$ aproxima-se de zero. Logo, a Equação (2.11) de atrito torna-se:

$$S_0 = \frac{K'V^2}{gDn_p^2} \quad (2.15)$$

Tendo a relação básica da perda de carga estabelecida, é possível a determinação do perfil da superfície livre no meio poroso. Esta equação é útil para o projeto de barragens construídas em rochas.

A.3) escoamento através da camada de cascalho

Para o cálculo específico da velocidade média V do escoamento através de uma camada de cascalho, a Equação (2.15) torna-se:

$$V = n_p \left(\frac{S_0 g D_m}{K'} \right)^{1/2} \quad (2.16)$$

onde: D_m = diâmetro representativo do cascalho (m)

V = velocidade do fluxo em (m/s);

S_0 = declividade do canal

g = aceleração devido à gravidade.

Abt *et al.* (1987) indicaram que os valores de n_p variam entre 0,44 e 0,46 e então Stephenson assumiu $n_p = 0,45$ para rochas soltas em declividades íngremes.

Codell *et al.* (1990) utilizaram as equações (2.11) e (2.13) para calcular a vazão através da camada de revestimento ("riprap") de pedras e cascalho com tamanhos médios variando entre 26 mm e 157 mm, sobre barrancos com declividades variando entre 1% e 20%. No uso das equações de Stephenson (1979), eles utilizaram valores inteiros de K de acordo com a natureza das pedras. Foi concluído que a velocidade média indicada pela Equação (2.16) não seria constante para uma dada declividade e leito de cascalho, mas seria uma função da profundidade do fluxo dentro da camada.

B) Resistência ao fluxo para escoamento superficial

B.1) Relações empíricas baseadas no coeficiente de rugosidade de Manning

A resistência ao fluxo sobre a camada de cascalho pode ser discutida a partir do cálculo do coeficiente de Manning. Para canais de grande largura este pode ser expresso na forma:

$$n = \frac{d^{5/3} S_0^{1/2}}{q_s} \quad (2.17)$$

Anderson *et al.* (1970), usando dados de canais de laboratório e de rios naturais com pedras arredondadas e angulares de diâmetro variando de 0,015 cm até próximo de 30 cm e canais com declividade menores que 0,01, propuseram a seguinte relação para determinação do coeficiente de Manning:

$$n = 0,0395(D_{50})^{1/6} \quad (2.18)$$

onde D_{50} – o diâmetro do qual 50% do material é mais fino – em ft é independente da declividade e da profundidade do escoamento.

Jarret (1984) propôs a Equação (2.19) a partir de dados de 77 medições em 21 rios observados com grande declividade (0,002 – 0,039) e tamanho do material do leito D_{84} (84% do material do rio com diâmetro inferior a este) variando de 0,3 até 2,6 ft (9,1 – 80 cm). Os dados indicaram que n varia inversamente com o raio hidráulico ou profundidade, e diretamente com a declividade, na forma:

$$n = 0,039S_f^{0,38} R_h^{-0,16} \quad (2.19)$$

onde S_f = gradiente da linha de energia devido ao atrito e;

R_h = Raio hidráulico.

A equação é aplicada para canais naturais com o leito estável. Foi observado que o uso da Equação (2.19) fora da faixa da declividade de 0,002 – 0,039 e do raio hidráulico de 15 – 210 cm deve ser feito com cautela, e ela não pode ter aplicabilidade para canais artificiais.

Abt *et al.* (1987, 1988) relataram sobre testes em canais artificiais para determinar a resistência ao fluxo em canais íngremes com pedras de forma angular. O experimento, com um resumo dos dados, foi apresentado por Codell *et al.* (1990). Testes foram conduzidos usando escoamento permanente em canais com largura de 240 cm e 360 cm e declividades variando de 0,01 a 0,02. Abt *et al.* (1987) determinaram os coeficientes de Manning e Darcy-Weisbach. A relação obtida para o coeficiente de Manning é:

$$n = 0,0456(D_{50}S_0)^{0,159} \quad (2.20)$$

onde D_{50} está expresso em polegadas (in).

Codell *et al.* (1990) concluíram que o escoamento através da camada de cascalho era aproximadamente proporcional à porosidade da camada, ao quadrado da declividade e ao diâmetro médio do cascalho. Mostraram que a resistência diminuía e o transporte aumentava consideravelmente quando a elevação do rio superava a da profundidade da camada de cascalho. Uma análise comparativa das relações publicadas na literatura para

o modelo de escoamento em rios com leito de cascalho e rios em montanhas foi feita utilizando dados coletados no campo. Concluiu-se que a relação elevação do rio-vazão é razoavelmente boa para a faixa das variáveis testadas.

Ugarte e Madrid (1994) desenvolveram também uma expressão de n para o escoamento com rugosidade de grande escala ($R_r/D_{84} > 1$) usando os dados de Bathurst (1985) e de Jarret (1984) em que as declividades variaram de 0,005 a 0,100. A equação de n proposta por Ugarte e Madrid é:

$$n = 0,183 + \ln\left(\frac{1,7462S_f^{0,1581}}{F_r^{0,2631}}\right)\left(\frac{D_{84}^{1/6}}{\sqrt{g}}\right) \quad (2.21)$$

onde S_f = gradiente de atrito;

F_r = número de Froude e;

D_{84} = diâmetro representativo do leito.

B.2) Relações empíricas baseadas no fator de atrito de Darcy-Weisbach

Com relação ao fator de atrito f de Darcy-Weisbach, algumas equações empíricas têm sido propostas:

Keulegan (1938), partindo da lei de Prandtl-Von Karman, derivou uma expressão para velocidade média do fluxo turbulento e uniforme em canais rugosos com limites rígidos definindo o gradiente de velocidade perpendicular à superfície:

$$\frac{V}{V_*} = E + \frac{1}{\kappa} \ln\left(\frac{R}{D}\right) \quad (2.22)$$

onde: V = velocidade média em (m/s);

V_* = velocidade de cisalhamento, dada por \sqrt{gRS} , em (m/s);

κ = constante universal de Von Karman;

E = uma constante que depende do tipo de rugosidade e geometria do canal; e

D = altura da rugosidade da superfície em (m).

Pela relação:

$$\frac{V}{V_*} = \sqrt{\frac{8}{f}}$$

a Equação (2.22) torna-se:

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = \frac{E}{\sqrt{8}} + \frac{2,30}{\kappa\sqrt{8}} \log\left(\frac{R}{D}\right) \quad (2.23)$$

ou, em termos gerais,

$$\frac{1}{\sqrt{f}} = c \log\left(\frac{a_1 R}{D}\right) \quad (2.24)$$

onde $a_1 = \text{antlog}(E\kappa/2,30)$; e

$$c = 2,30/(\kappa\sqrt{8})$$

Sayre e Albertson (1963) desenvolveram uma equação semilogarítmica para rugosidades artificiais em canais de laboratório. Esta equação tem a forma:

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = m_1 \log\left(\frac{d}{a_2}\right) + c \quad (2.25)$$

onde d = profundidade do fluxo,

a_2 = parâmetro de comprimento para a rugosidade,

m e c são coeficientes numéricos.

A equação pode ser estendida para rugosidades de grande escala com um razoável grau de ajustamento.

Leopold *et al.* (1964), usando dados de Wolman (1954), e Limerinos (1970) desenvolveram equações para definir a resistência ao fluxo em canais com material grosso no leito e suas equações são respectivamente:

$$\sqrt{\frac{1}{f}} = 2,03 \log\left(\frac{3,11d}{D_{84}}\right) \quad (2.26)$$

e,

$$\sqrt{\frac{1}{f}} = 2,03 \log\left(\frac{3,72R}{D_{84}}\right) \quad (2.27)$$

Os valores 3,72 e 3,11 nas Equações (2.26) e (2.27) indicam que D_{84} subestima a altura da rugosidade para o cascalho não uniforme visto que o coeficiente a na Equação (2.24) deve ficar entre 11,1 e 13,46 (Colebrook e White, 1937). Assumindo que os canais pesquisados por eles tinham um valor médio de a_1 igual a 11,75, representativo de um canal retangular com a razão entre a largura e profundidade média de 15, a Equação (2.26) torna-se:

$$\sqrt{\frac{1}{f}} = 2,03 \log \left(\frac{11,75d}{3,78D_{84}} \right) \quad (2.28)$$

e a Equação (2.27)

$$\sqrt{\frac{1}{f}} = 2,03 \log \left(\frac{11,75R}{3,16D_{84}} \right) \quad (2.29)$$

Essas equações sugerem que a altura da rugosidade para cascalho grosso e pedras é aproximadamente 3,5 vezes o tamanho D_{84} do material do leito. Este fato foi confirmado por Burkham e Dawdy (1976). Para cascalhos naturais, este valor aproxima-se do tamanho D_{99} ; material que é dificilmente representativo do leito do canal.

Uma conclusão similar foi apresentada por Burkham e Dawdy (1976) pela extrapolação dos resultados de Limerinos (1970) sobre o efeito da variação de D_{16} e D_{84} na estimativa de erro padrão da resistência ao fluxo. Contudo, erros associados com a medição são provavelmente grandes e isto sugere que $3,5D_{84}$ deve ser usado para definir a altura de rugosidade do leito com tamanhos não uniformes de cascalhos.

Observa-se que estudos teóricos e evidências empíricas demonstram a possível influência do efeito da forma da seção transversal, da variação da rugosidade do leito e dos bancos, e da não uniformidade dos sedimentos sobre a resistência ao fluxo em rios com leito de cascalhos. Isto sugere que uma forma mais geral da equação de resistência ao fluxo para este tipo de rio pode ser dada por (Hey, 1979):

$$\sqrt{\frac{1}{f}} = 2,03 \log \left(\frac{aR'}{3,5D_{84}} \right) \quad (2.30)$$

onde $R' = A/P'$ e P' = soma dos perímetros molhados do leito e dos bancos e R' = raio hidráulico referente a este perímetro.

Porém, existem duas limitações práticas para esta equação. A Primeira é que esta equação não pode ser usada para uma distribuição não uniforme de rugosidades, pois não é suficiente conhecer a altura de rugosidade de uma superfície com vegetação. Ainda, a maioria dos canais naturais tem a razão da largura/profundidade média do fluxo superior a 15 e, portanto a suposição de uma altura de rugosidade uniforme baseada no tamanho do material do leito é sujeito a outros efeitos e erros. Conseqüentemente, Hey (1979) definiu a equação de resistência ao fluxo para o escoamento turbulento nos canais retos e rugosos de material uniforme como:

$$\sqrt{\frac{1}{f}} = 2,03 \log \left(\frac{a_1 R}{3,5 D_{84}} \right) \quad (2.31)$$

A Segunda limitação é o problema da escolha do tamanho certo do sedimento visto que a Equação (2.31) é estritamente aplicável para condições de fluxo uniforme.

Bathurst (1985), usando dados coletados de rios britânicos em montanhas com declividade de 0,004 até 0,04, desenvolveu uma relação para estimar o fator de atrito de Darcy-Weisbach, dada por:

$$\sqrt{\frac{8}{f}} = 5,62 \log \left(\frac{d}{D_{84}} \right) + 4 \quad (2.32)$$

onde d/D_{84} é a profundidade relativa.

Bathurst notou que diferenças na resistência ao fluxo entre rios em montanhas e em planícies são bastante aparentes. O estudo mostrou que a conhecida relação semilogarítmica da resistência superestima significativamente a resistência em grandes escoamentos. E concluiu que o desenvolvimento de uma relação geral para a resistência ao fluxo necessitará de uma quantidade considerável de dados sobre a variação da resistência para um dado local.

2.4 Formação da camada não erodível no leito

Depósitos aluviais possuem, em sua maioria, uma variada distribuição granulométrica. O desvio padrão dos diâmetros para rios com cascalho frequentemente atinge valores superiores a 3,5. Um escoamento sobre tais leitos pode transformar a superfície original, através do reagrupamento dos grãos, em uma superfície mais estável, na qual é observada uma diminuição da erosão. Esse processo é conhecido como armadura de proteção (*armour coat*) ou também pavimentação (*paving*) devido ao fato de que a nova camada comporta-se como uma proteção ou como uma pavimentação sobre as camadas inferiores. Tal processo tem sido o objeto de estudo por aproximadamente meio século. Müller (1943) observou que camadas de proteção são formadas sobre leito de cascalho pelo completo desenvolvimento do transporte de sedimentos. Um dos primeiros investigadores deste fenômeno parece ser Harrison (1950). Desde então, vários estudos têm sido realizados por Gessler (1965, 1970, 1971 e 1973), Kellerhals (1967), Günter (1971), Kellerhals e Bray (1971), Little e Mayer (1972, 1976), Parker e Klingeman (1982), e outros.

Em escoamentos sobre leito com mistura de tamanhos de grãos, algumas partículas começam a se mover. As pequenas partículas movem-se mais rapidamente que as de maiores diâmetros e outras ainda maiores podem permanecer imóveis. Gradualmente, as partículas mais finas são agrupadas entre as mais grossas. O aumento do transporte de sedimentos e a agregação das partículas levam à formação de grupos sobre o leito do rio. Esses grupos são freqüentemente descritos como microformas, no entanto, podem crescer até cobrir uma área semelhante a um pequeno banco de cascalho.

A formação da camada de proteção é também fortemente influenciada pela presença de grandes pedras individuais e estáveis no leito. Uma partícula resistente pelo tamanho pode atuar como uma âncora e dar suporte para outras menores. Devido à formação dessas estruturas, o leito torna-se mais resistente à erosão. Conseqüentemente, a tensão de cisalhamento crítica, para o movimento inicial, aumenta com a formação da armadura.

A formação de grupos explica também porquê partículas de todos os tamanhos do material do leito estão presentes na superfície da camada de armação e na carga do leito.

2.4.1 O processo de armação do leito

Para entender o processo de armação do leito e desenvolver relações analíticas referentes a este processo, é necessário considerar os diversos aspectos referentes ao movimento de grãos individuais, cargas uniforme e não uniforme no leito do rio, a flutuação do leito, entre outros.

2.4.2 Movimento individual dos sedimentos

Yamano e Daido (1985) descreveram a segregação vertical e a lei da resistência de um escoamento granular de partículas de diâmetros variados sob o ponto de vista que o movimento de cada partícula no escoamento granular é estocástico. Dois modos de classificação podem ser considerados. No primeiro, a quantidade de maiores sedimentos na mistura é maior que a de pequenos e no segundo, a quantidade de pequenos sedimentos é maior que a quantidade de grandes. Se a porcentagem de grandes partículas é maior que a das pequenas partículas no escoamento, estas podem não ser

suportadas pelas grandes e caíam dentro dos espaços vazios entre as grandes partículas. Esta penetração resulta num ordenamento dos tamanhos de misturas de areia perto da superfície do leito. No caso de uma mistura de areia com a quantidade de menores partículas bem maior do que a quantidade de partículas de grande tamanho, essas grandes serão suportadas pelas pequenas e “empurradas” verticalmente para cima pela camada de pequenas partículas ativas abaixo das grandes, causando também um ordenamento das grandes e pequenas partículas perto da superfície do leito.

2.4.3 Carga do leito para tamanhos uniformes de grãos

Diferentes linhas de investigações são encontradas no estudo do transporte de sedimentos e muitas equações são propostas para quantificar a carga média do leito em rios.

Uma relação da carga do leito para tamanhos uniformes de grãos dada por Meyer-Peter e Muller (1948) é expressa como:

$$q_{s*} = \frac{q_s}{(sgD^3)^{1/2}} = K_1(\mu\tau_* - \tau_{*c})^m \quad (2.33)$$

onde q_s = descarga de sedimentos por unidade de largura (m^2/s);

D = diâmetro da areia (m)

$s = (\sigma/\rho) - 1$; σ = massa específica, ρ = densidade da água e (s = densidade relativa do sedimento na água;

μ = fator de ondulação, $\mu = 1$ para leito plano, $\mu < 1$ para leito com ondas de areia ou formas do leito;

g = aceleração devido à gravidade (m/s^2);

τ_* = força trativa adimensional dada por V_*^2/sgd (N/m^2);

τ_{*c} = força trativa adimensional crítica dada por V_{*c}^2/sgd e igual a 0,047; e

K_1 e m são constantes iguais a 8 e 3/2 respectivamente.

2.4.4 Carga do leito para cada tamanho de grão em movimento

A carga média do leito para cada tamanho de grão é convenientemente estimada modificando uma função de carga do leito para um tamanho de areia uniforme. Einstein (1950) modificou a força trativa sobre cada tamanho de grão de acordo com a exposição

de cada grão no fluxo. Por outro lado, Hirano (1971), e Ashida e Michiue (1972) modificaram a força trativa crítica de cada tamanho de grãos baseados na teoria de Egiazaroff (1965) na qual a tensão de cisalhamento crítica de cada tamanho de grão depende da razão entre o tamanho do grão D_i e o diâmetro médio.

Ikeda, (1984) e Ikeda e Iseya (1985) reportaram, baseados em experimentos com misturas de cascalho e areia, que a mobilidade do cascalho na mistura aumenta consideravelmente devido ao efeito da grande exposição do cascalho ao fluxo e à redução do ângulo de repouso do cascalho sobre a areia na mistura. A Figura 2.10 ilustra como o cascalho entra em movimento libertando as areias que antes estavam presas e assim, facilitando também o movimento destas partículas finas.

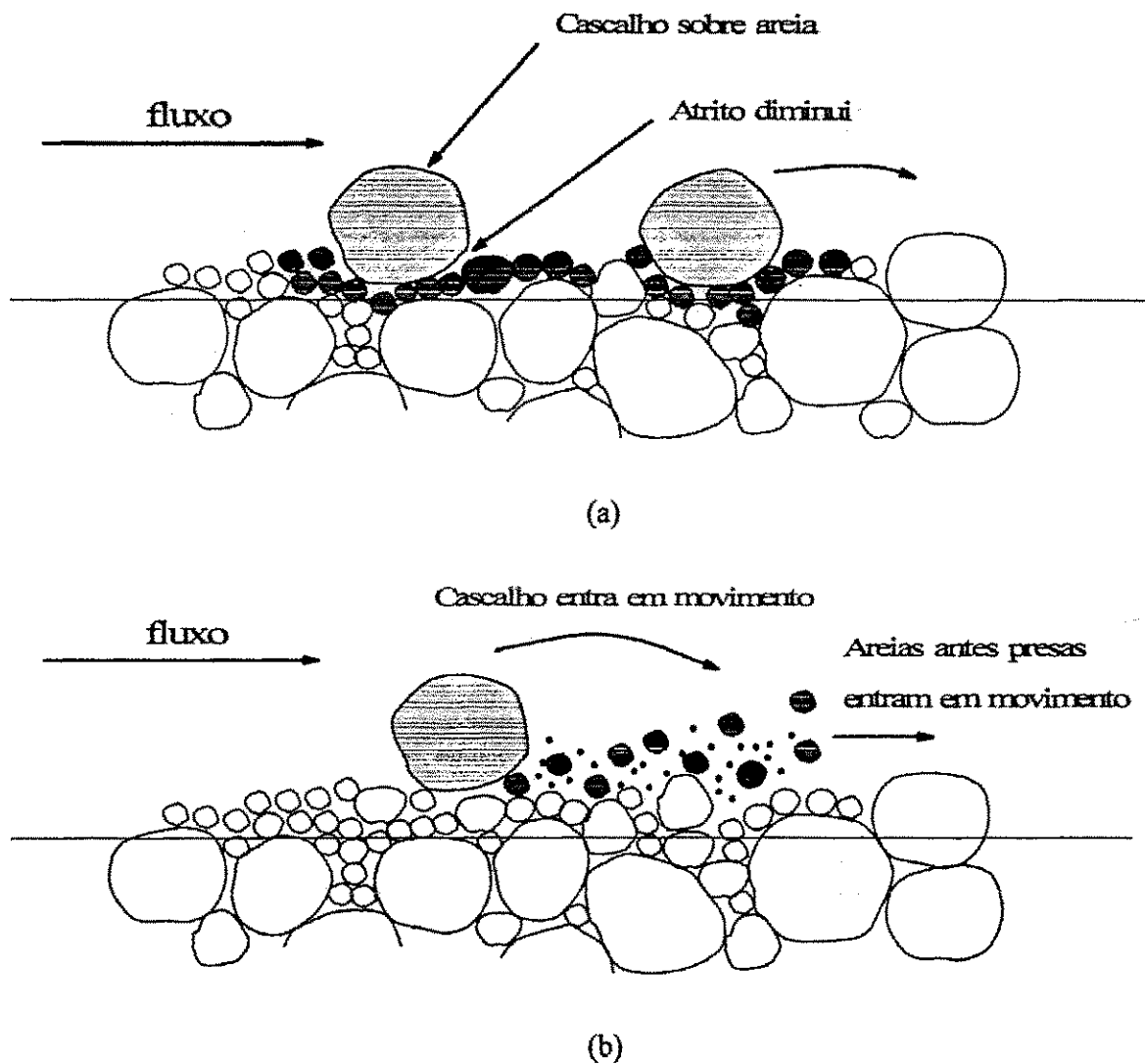


Figura 2.10 - Leito com mistura de cascalho (a) antes do movimento (b) depois do movimento.

Hirano (1971), e Ashida e Michiue (1972) modificaram a tensão de cisalhamento crítica adimensional τ_{*c} na Equação (2.4) de Meyer-Peter e Müller para cada tamanho de grão seguindo a equação de Egiazaroff. A modificação proposta por eles é:

$$\tau_{*ci} = \left\{ \frac{\log_{10} 19}{\log_{10} (19D_i/D_m)} \right\}^2 \tau_{*c} \quad (2.34)$$

onde τ_{*c} é alterado para ser igual a 0,06, em vez de 0,047.

Eles concluíram que para valores de D_i/D_m muito maiores que a unidade, a equação não dá bons resultados. Porém, percebe-se que nas modificações feitas em equações com tamanho uniforme de grãos para uso no caso de grãos de tamanho variado, somente a tensão de cisalhamento crítica para cada tamanho de grão é corrigida. Sabe-se que cascalhos maiores que o tamanho médio do grão sobre a superfície do leito suportam grande força de arrasto, e eles se tornam menos estáveis do que o cascalho de tamanho uniforme por causa da redução do ângulo de atrito com as menores partículas de areia.

Suzuki *et al.* (1994) propuseram que não somente a tensão de cisalhamento crítica, mas também, a força trativa na função de carga do leito (de tamanho uniforme) de sedimentos precisava ser modificada para cada tamanho de grão sobre a superfície da mistura para obter uma função de carga do leito para cada tamanho de grão. Utilizando a equação de carga do leito de Meyer-Peter e Müller para tamanho uniforme, a função modificada para cada tamanho de grão na mistura é dada por:

$$q_{si*} = K_1 (\varepsilon_1 \mu \tau_{*i} - \varepsilon_2 \tau_{*c})^m \quad (2.35)$$

onde q_{si*} = carga adimensional do leito e dada por $q_{si*} = q_{si}/i_b \sqrt{sgD_i^3}$;

D_i = tamanho do grão (m);

q_{si} = carga do leito para o tamanho D_i (m^2/s);

i_b = frequência ou a fração de área ocupada pelo grão D_i na superfície do leito da mistura;

ε_1 e ε_2 = fatores modificadores para τ_{*i} e τ_{*c} , respectivamente.

2.4.4.1 Fator de modificação ε_1

O coeficiente modificador da força trativa sobre os grãos em movimento perto do leito, maior que para grãos de tamanho médio ($D_i/D_m > 1$), é assumido por Egiazaroff (1965) como sendo ε_1 e expresso por:

$$D_i/D_m > 1: \quad \varepsilon_1 = \left[\frac{\log_{10} 19(D_i/D_m)}{\log_{10} 19} \right]^2 \quad (2.36)$$

Para o diâmetro D_i menor que o diâmetro médio D_m ($D_i/D_m < 1$), a força trativa sobre o grão é assumida ser a força trativa média, porque os menores tamanhos de grãos podem ser transportados somente quando são levantados para a superfície média do leito.

Então, ε_1 para pequenos grãos ($D_i/D_m < 1$) é unitário, ou

$$D_i/D_m < 1: \quad \varepsilon_1 = 1 \quad (2.37)$$

2.4.4.2 Fator de modificação ε_2

No estado crítico de iniciação do movimento, a tensão de cisalhamento crítica é proporcional ao coeficiente de atrito $\tan\phi_1$ quando o grão é uniforme, e proporcional a $\tan\phi_2$ quando o grão D_i é localizado sobre grãos de tamanho médio. A Figura 2.11 mostra a forma de deposição de grãos sobre outros de mesmo tamanho e de tamanhos diferentes. Os coeficientes $\tan\phi_1$ e $\tan\phi_2$ são dados por (Suzuki *et al.*, 1994):

$$\tan\phi_1 = \frac{1}{\sqrt{3}}; \quad \tan\phi_2 = \frac{1}{\sqrt{\left(\frac{D_i}{D_s} + 1\right)^2 - 1}} \quad (2.38)$$

Grãos menores que o tamanho médio ($D_i/D_m < 1$), são frequentemente alojados nos espaços abaixo de grandes cascalhos e são normalmente suspensos no início do movimento. A força de levantamento sobre os pequenos grãos é assumida ser igual a diferença Δp de pressão entre o topo e a parte mais baixa do grão a qual é causada pela diferença de velocidade V_b dada por:

$$\frac{V_b}{V_*} = 5,75 \log \frac{30,2D_i}{D_m} \quad (2.39)$$

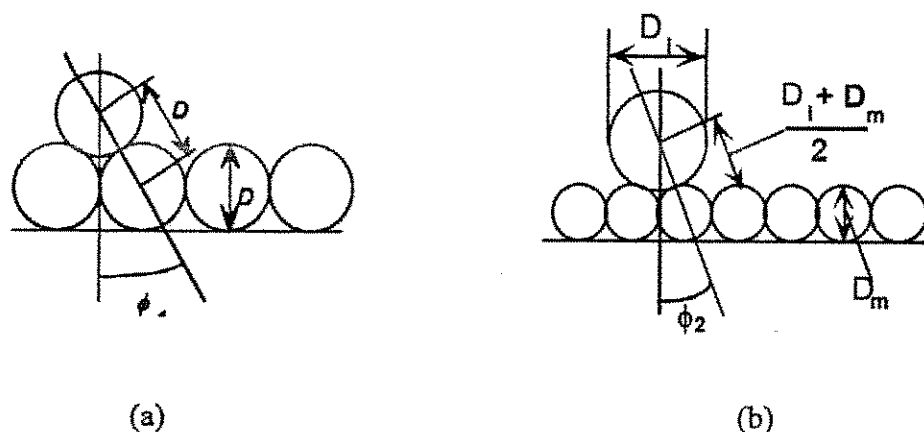


Figura 2.11 – Disposição de grãos sobre outros (a) de mesmo tamanho e (b) de tamanhos diferentes.

Na iniciação do movimento de pequenos grãos, a força de levantamento F_L é igual ao peso submerso w do grão dado por:

$$F_L = w = \Delta p k_2 D^2 = (\sigma - \rho) k_3 D^3 g \tag{2.40}$$

onde $\Delta p = \alpha \rho u_b^2$, $k_2 \approx \pi/4$, $k_3 \approx \pi/6$ e α é o coeficiente de proporcionalidade. Logo, substituindo Δp e V_b da Equação (2.39) na Equação (2.40) e fazendo $V_* = V_{*cr}$ obtém-se:

$$\tau_{*cm} = \frac{V_{*cr}^2}{sgD_i} = \frac{(k_3/k_2)}{\alpha [5,75 \log(30,2D_i/D_m)]^2} \tag{2.41}$$

Isolando α da Equação (2.41) temos:

$$\alpha = \frac{1}{\tau_{*cm}} \frac{(k_3/k_2)}{[5,75 \log(30,2d_i/d_m)]^2} \tag{2.42}$$

Substituindo $D_i = D_m$ e $\tau_{*cm} = 0,047$ na Equação (2.41), o coeficiente $\alpha = 0,20$ é obtido. Então, sabendo que a tensão de cisalhamento crítica adimensional para $D_i/D_m < 1$ é dado por $\varepsilon_2 = (\tau_{*c} / \tau_{*cm})$, ou

$$D_i/D_m < 1: \quad \varepsilon_2 = \left[\frac{\log_{10}(30,2)}{\log(30,2D_i/D_m)} \right]^2 \tag{2.43}$$

O aumento da tensão de cisalhamento crítica devido à grande exposição do cascalho ao fluxo foi também verificado por Chin *et al.* (1993). Embora o coeficiente ε_2 dado pela Equação (2.42) pode ser correto quando o cascalho sobre a areia está isolado como mostra a Figura 2.12a, o mesmo não é aplicável quando o cascalho não está isolado e o movimento do cascalho é afetado pelos cascalhos vizinhos (Figura 2.12b). O

efeito desta interferência entre cascalhos reduz o valor efetivo do ângulo de repouso e o coeficiente ε_2 deve ser modificado para (Suzuki *et al.*, 1998):

$$\varepsilon_2 = \left(\frac{\tan \phi_2}{\tan \phi_1} \right) f \left(\frac{f_L}{f_s} \right) \tag{2.44}$$

onde: f = função de f_L/f_s ;

f_L = porcentagem de cascalho da mistura; e

f_s = porcentagem de areia da mistura.

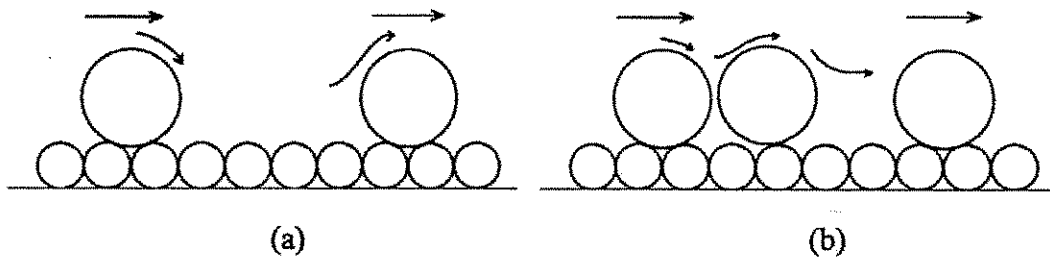


Figura 2.12 – Disposição de grãos: (a) Cascalhos isolados, (b) Cascalhos agrupados.

A função f deve ser unitária ($\varepsilon_2 = \tan \phi_2 / \tan \phi_1, f=1$) quando f_L for pequeno, mas o efeito da redução do ângulo de repouso desaparecerá ($\varepsilon_2 = 1, f = \tan \phi_2 / \tan \phi_1$) quando f_L tornar-se maior que um certo valor, $(f_L/f_s)_{limite}$.

Um outro caso importante a ser analisado é quando ao redor do cascalho forma-se pequeno amontoado de areia como mostra a Figura 2.13. Quando isto acontece a $\tan \phi_2$ da Equação (2.43) deve ser substituída pela $\tan \phi_3$, a qual pode depender da escala do amontoado de areia e do tamanho do cascalho.

Este último caso (interferência de um acúmulo de areia atrás do cascalho) ainda precisa ser analisado com maiores detalhes.

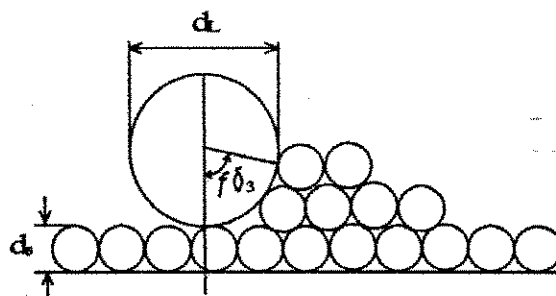


Figura 2.13 – Ângulo de repouso do cascalho quando atrás de outros de menor tamanho.

2.4.5 A variação da carga do leito

2.4.5.1 Formação e destruição da camada de superfície

A variação da carga do leito é resultado da formação e destruição da camada de superfície como é mostrado na Figura 2.14. A taxa de carga do leito é maior no caso (a) da figura onde o leito está plano e o cascalho é transportado separadamente sobre um leito de areia em movimento. A taxa de carga do leito é menor no caso (b) onde a acumulação de cascalho na superfície se inicia. Devido às sucessivas formações de acumulações e varreduras de cascalho a jusante, indicadas na Figura 2.14 (c), a forma do leito é parcialmente ondulada e a carga do leito torna-se ainda menor. A forma do leito torna-se plana e a taxa de carga do leito aumenta com a varredura das acumulações de cascalho como está mostrada nas Figuras 2.14 (d) e 2.14 (e).

Estes cinco tipos de formação do leito surgem normalmente em seqüência, mas algumas vezes podem ocorrer individualmente.

2.4.5.2 Processo de oscilação da carga do leito

A oscilação da carga do leito é dependente da formação e destruição da camada de superfície com acumulações de cascalhos.

É observado que quando a concentração de cascalhos alcança a seção de medição (a jusante do canal) a taxa de descarga de sedimentos do leito torna-se muito pequena. O desvio padrão da oscilação da carga do leito σ_t é expresso por:

$$\sigma_t = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (q_{si} - \bar{q}_{si})^2}{n}} \quad (2.45)$$

onde \bar{q}_{si} e q_{si} são a carga do leito média e temporária de tamanho de grão D_i no tempo t , respectivamente.

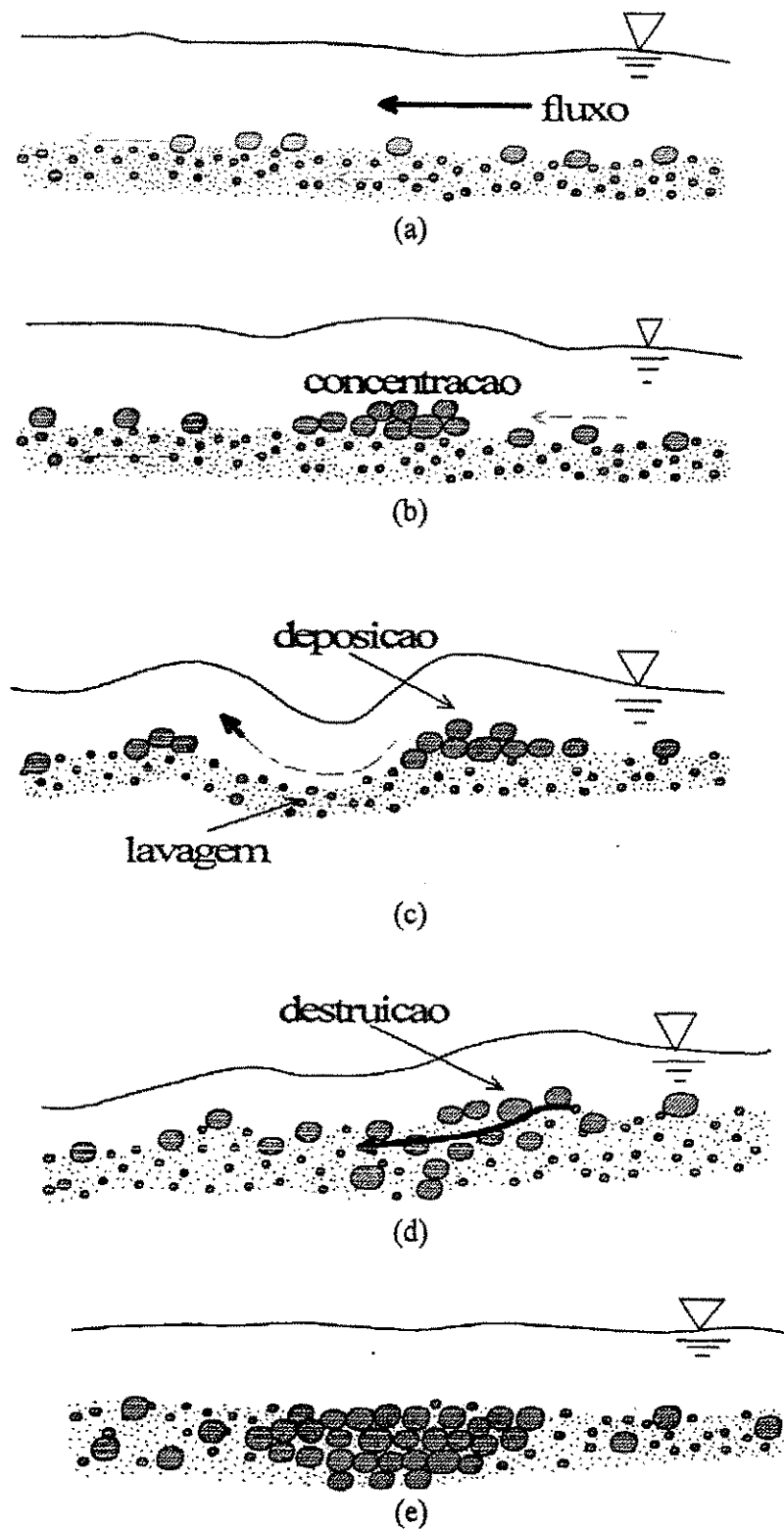


Figura 2.14 – Formação da carga do leito. a) Passagem do fluxo; b) concentração de sedimentos; c) deposição dos menores e lavagem dos maiores sedimentos; d) transporte de sedimentos menores; e) formação de camada de grossos sedimentos.

2.4.6 Equações utilizadas para a quantificação da descarga de sedimentos no leito

O desprendimento ou a reorganização de sedimentos pode gerar o fenômeno de armação do leito que é obtido através de um processo estático ou dinâmico como discutido anteriormente. Para o estudo do fenômeno de armação dinâmica ou pavimentação do leito, o processo físico proposto por Suzuki *et al.* (1994) é analisado aqui. Partindo da hipótese de que a descarga de sedimentos dada por Meyer-Peter e Müller pode ser modificada para cada tamanho de grão e considerando uma função de probabilidade para as partículas entrem em movimento a partir da posição inicial em que se encontravam, da distância média de movimento pela partícula até sua deposição e do diâmetro do sedimento foi proposta a relação:

$$q_{st} = K_1 (\varepsilon_1 \mu \tau_{1*} - \varepsilon_2 \tau_{*c})^m = p_{st}(x) A D_i L \quad (2.46)$$

onde $p_{st}(x)$ = probabilidade do sedimento mover-se saindo de sua posição inicial;

D_i = tamanho do sedimento que se move;

A = constante dada por 2/3; e

L = distância deslocada pela partícula em movimento e igual a $100D_i$.

A Figura 2.15a ilustra o processo de movimento da partícula sobre o leito de sedimentos num canal. Para um trecho elementar Δx , mostrado na Figura 2.15b, pode-se estimar a quantidade de sedimentos erodida e depositada nesta seção como sendo, respectivamente:

$$q_{pick} = i_b(x) A D_i p_{st}(x) \Delta x \quad (2.47)$$

e

$$q_{dep} = \int_0^x i_b(x - \xi) p_{st}(x - \xi) A D_i f(\xi) d\xi \Delta x \quad (2.48)$$

onde $f(\xi)$ é uma a função de densidade de probabilidade de comprimento (ξ) dada por Yano *et al.* (1993) como sendo:

$$f(\xi) = (1/L) \exp(-\xi/L) \quad (2.49)$$

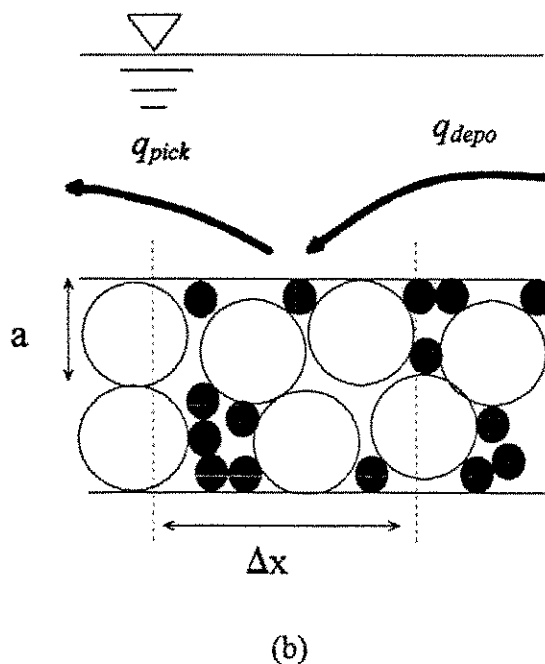
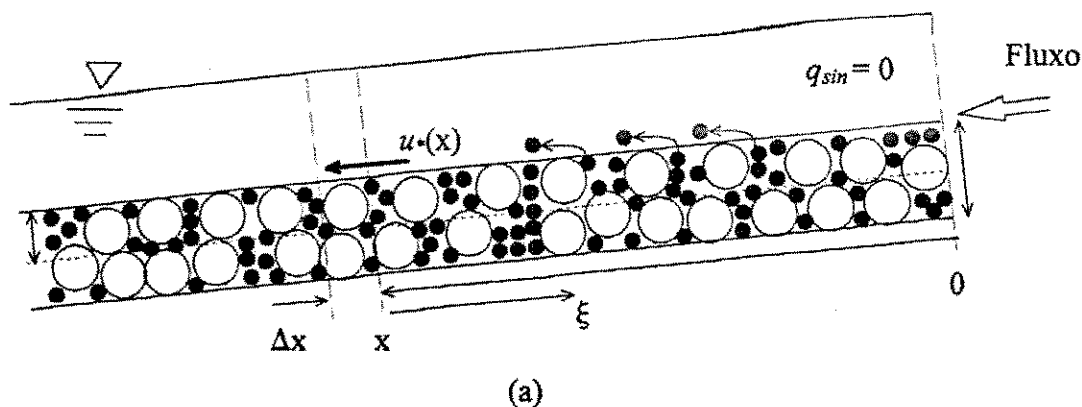


Figura 2.15 – Modelos utilizados: (a) movimento das partículas no canal e (b) área considerada para o estudo.

Hirano (1971) introduziu o conceito da camada de troca com espessura “ a ” da ordem do maior tamanho do grão na superfície do leito, onde os grãos transportados podem ser substituídos por outros na superfície. A equação para a mudança de cada tamanho de grão do sedimento presente na camada de troca para um leito sem recarga de sedimento a montante ($\partial z_s / \partial t < 0$) é dada por:

$$\frac{\partial i_b}{\partial t} + \frac{1}{a(1-\lambda)} \left\{ \frac{\partial(i_b q_B)}{\partial x} - i_{b0} \frac{\partial q_B}{\partial x} \right\} \quad (2.50)$$

onde a = espessura da camada de troca;

i_B = a composição volumétrica de D_i na carga do leito;

i_b = a fração da área ocupada pelos sedimentos de tamanho D_i na camada de troca;

i_{b0} = i_b do leito original sob a camada de troca;

z_s = a altura do leito do rio; e

λ = porosidade da camada.

Logo, sabendo que:

$$q_B = \sum i_B q_B \quad (2.51)$$

e,

$$\frac{\partial q_B}{\partial x} = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \left[\frac{(\Delta q_{pick} - \Delta q_{dep})}{\Delta x} \right] \quad (2.52)$$

temos:

$$\frac{\partial(i_B q_B)}{\partial x} = AD_i \left\{ p_{si}(x) i_b(x) - \int_0^{\infty} p_{si}(x-\xi) i_b(x-\xi) f(\xi) d\xi \right\} \quad (2.53)$$

e,

$$\frac{\partial q_B}{\partial x} = \sum_{i=1}^2 AD_i \left\{ p_{si}(x) i_b(x) - \int_0^{\infty} p_{si}(x-\xi) i_b(x-\xi) f(\xi) d\xi \right\} \quad (2.54)$$

Finalmente, substituindo as Equações (2.53) e (2.54) na Equação (2.50) obtém-se:

$$\frac{\partial i_b(x)}{\partial t} = -\frac{1}{a(1-\lambda)} \{ AD_i [p_{si}(x) i_b - I_1] - i_b \sum_{i=1}^n AD_i [p_{si}(x) i_{b1} - I_2] \} \quad (2.55)$$

onde: $I_1 = \int_0^x i_b(x-\xi) p_{si}(x-\xi) f(\xi) d\xi$ e $I_2 = \int_0^x i_{b1}(x-\xi) p_{si}(x-\xi) f(\xi) d\xi$

Logo, a Equação (2.55) apresenta uma estimativa da quantidade de sedimentos que se movimenta de um ponto para outro e que é depositada. A partir da quantificação desses valores, pode-se realizar um estudo da formação da camada de resistência na superfície do leito visto que a mesma está diretamente relacionada com a descarga de sedimentos do leito.

2.5 Considerações Finais

No estudo da resistência, evidências comprovam que as mais conhecidas e aplicadas equações para canais ainda mostram-se pouco adequadas para o caso de

canais ou cursos íngremes com cascalhos no leito. Segundo pesquisadores do assunto, este fato se dá devido às grandes diferenças existentes neste tipo de rio em comparação com os rios localizados em áreas planas.

A formação de armaduras de proteção ou da camada grossa é observada como sendo uma característica bem particular desse tipo de rio e sendo este um fator de grande importância para a compreensão dos processos que ocorrem no mesmo.

Portanto, pretende-se, realizar neste estudo a caracterização dos aspectos de resistência e formação da camada resistente através de uma investigação experimental realizada num canal de laboratório.

3. Investigações Experimentais

3.1 Considerações gerais

Com o intuito de verificar a natureza da variação da resistência ao fluxo nos canais de alta declividade com leito de cascalho e a formação da armadura de proteção em leito com mais de um tamanho de sedimento representativo do cascalho, foi utilizada uma metodologia experimental para obter os dados básicos indispensáveis para a realização deste estudo.

Para uma melhor organização dos experimentos, esses foram divididos em dois grupos distintos: estudo da resistência e estudo do processo de armação do leito.

No primeiro grupo de experimentos selecionou-se os cascalhos de modo que estes tivessem tamanhos uniformes de sedimentos em cada ensaio. Já para o segundo grupo de experimentos foram utilizados dois tamanhos diferentes de cascalhos sendo estes misturados formando um leito não estratificado.

O segundo passo consistiu na realização de uma longa série de ensaios controlados num canal de recirculação. No estudo da resistência foram realizados ensaios para a coleta de dados da profundidade do fluxo quase uniforme no canal, onde era pré-estabelecida a vazão líquida e a declividade do canal. No estudo do processo de

armação do leito, fotografias tiradas e volumes medidos serviram como registros para obtenção de dados. Neste caso também foi pré-estabelecida a vazão líquida e a declividade do canal.

Para alcançar os objetivos, foi utilizado um canal de recirculação montado no Laboratório de Hidráulica do Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Ehime, Japão.

Através dos ensaios, realizou-se o estudo da resistência para escoamento dentro da camada de cascalho. Uma análise dos coeficientes de Manning e Darcy-Weisbach bem como a observação do processo de armação do leito para misturas dos cascalhos foram realizados para escoamentos com a superfície livre acima do leito de cascalho.

3.2 Instalações experimentais

Para realização dos experimentos em laboratório foi utilizado um canal com 7 metros de comprimento, 30 cm de largura, 30 cm de profundidade e com declividade variável partindo da horizontal até uma inclinação máxima de 10% ($S_0 = 1/10$)

O canal é construído em aço e possui laterais de vidro temperado (Figura 3.1), o que permite uma visualização do perfil do escoamento e da camada de cascalho. Além disso, possui como partes componentes um reservatório de concreto para armazenamento de água, um tanque receptor de sedimentos na saída do canal, sistema de bombeamento contendo uma bomba que mantém a recirculação da água, um reservatório para armazenamento e descarga manual de sedimentos na parte montante do canal e um sistema computadorizado do controle de vazão verificado por um medidor eletromagnético. A vazão máxima permissível pelo sistema era de 40 l/s. Com o intuito de evitar um perfil tridimensional do leito formado pelo fluxo quando utilizada a largura natural do canal, paredes internas feitas de acrílico foram inseridas no canal para reduzir sua largura para 15 cm, mantendo assim um escoamento quase uniforme na seção transversal do canal.

O fluxo entrava no canal a partir da montante e sua profundidade foi registrada através de réguas linimétricas coladas nas paredes de acrílico e distribuídas ao longo de todo o seu comprimento (Figura 3.2).

As paredes de vidro além de permitir a visualização do fluxo, possibilitavam a leitura da profundidade do mesmo e a verificação do fenômeno de armação do leito. Uma esquematização do canal como um todo é mostrada na Figura 3.3.



Figura 3.1 - Canal experimental de aço e com paredes de vidro temperado.



Figura 3.2 – Régua limimétrica distribuídas ao longo do canal.

3.3 Planejamento dos ensaios

Os ensaios consistiram basicamente das seguintes etapas:

- a) Coleta dos dados de profundidade e vazão para diferentes declividades e tamanhos variados de sedimentos.
- b) Utilização destes dados para determinar a resistência ao fluxo quando o escoamento foi dentro dos vazios existentes no leito de cascalho, e

determinar os coeficientes de Manning e Darcy-Weisbach para a parte do escoamento com a superfície da água acima da camada de cascalho (escoamento superficial);

- c) Registro da formação do processo de armação do leito através de acompanhamento fotográfico ao longo do tempo para duas misturas pré-selecionadas de cascalhos.

Para a estimativa da profundidade representativa do fluxo, nos ensaios de resistência, foram feitas leituras de profundidade em várias seções ao longo do canal, e a média foi determinada.

Para simular o processo de armação do leito, foram utilizadas duas misturas diferentes de sedimentos do leito e uma declividade do canal pré-fixada. Por ser um experimento sem um prévio conhecimento das condições favoráveis para a formação de armadura no leito, muitas tentativas e testes preliminares foram feitos até que se adquirisse uma boa experiência de modo a aproximar-se, o máximo possível, das condições semelhantes encontradas nos rios com uma camada resistente no leito.

Ao todo foram dez diferentes ensaios finais realizados e que serão descritos mais adiante.

3.4 Coleta de dados

3.4.1 Resistência ao fluxo

a) Tamanhos dos cascalhos

Primeiramente, selecionou-se tamanhos de cascalhos com diâmetros médios de aproximadamente 4,5 cm, 3,5 cm, 2,5 cm e 1,5 cm com formas que variaram entre arredondadas e angulares. A Figura 3.4 apresenta uma amostra do tamanho 4,5 cm utilizado no estudo.

Os cascalhos foram uniformemente colocados ao longo de 6 m de comprimento partindo do fim do canal, de modo que a espessura da camada atingisse aproximadamente 15 cm de altura.

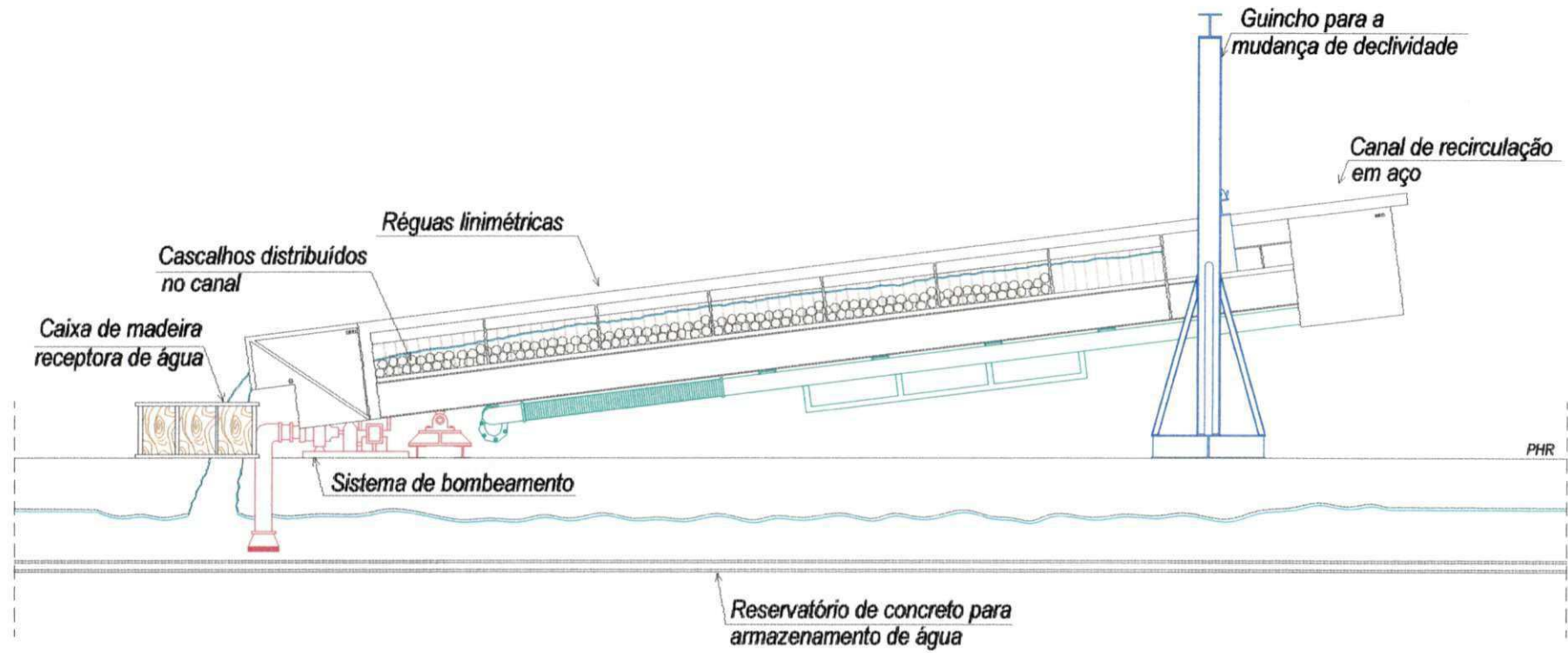


Figura 3.3 – Canal de recirculação utilizado nos experimentos.



Figura 3.4 - Exemplo do cascalho de diâmetro 4.5 cm utilizado nos experimentos.

Para evitar a queda dos cascalhos no tanque receptor de sedimentos, foi ajustada uma tela de proteção na saída do canal. A tela foi feita de arame e madeira, assemelhando-se a uma grade, não bloqueando, assim, a passagem do fluxo de água (Figura 3.5).



Figura 3.5 – Saída do canal com tela de arame e madeira.

b) Declividade do canal

Com o objetivo de ter a maior amplitude de variação possível na investigação, utilizou-se uma larga faixa de onze declividades consideradas suficientemente elevadas para os fins do presente estudo.

As declividades utilizadas foram 1/200, 1/100, 1/90, 1/80, 1/70, 1/60, 1/50, 1/40, 1/30, 1/20 e 1/10. Antes do início de cada ensaio, a declividade do canal foi ajustada para o valor escolhido.

c) Controle da vazão líquida

O controle da vazão no canal foi feito utilizando um sistema computadorizado que fornecia a vazão desejada. Um motor elétrico de rotação variável facilitava o ajuste entre a vazão escolhida e a vazão real registrada por um medidor do tipo eletromagnético. Como a vazão mínima permitida pelo programa era de 1 l/s, vazões inferiores a esta foram obtidas, no presente estudo, pelo ajuste manual da frequência direta da rotação do motor e a medição de vazão foi feita pela coleta do volume de água com o auxílio de um balde durante um intervalo de tempo pré-fixado. A coleta foi repetida três vezes para cada ensaio, utilizando-se a média dos valores.

As vazões máximas utilizadas variaram para diferentes declividades e tamanhos de cascalho, sendo limitadas principalmente pela altura das paredes do canal, ou seja, a vazão era gradativamente aumentada até um limite máximo, evitando o transbordamento.

d) Profundidade do fluxo

Para a determinação da profundidade normal média do fluxo correspondente às diferentes vazões pré-estabelecidas, utilizou-se 50 réguas linimétricas colocadas com um espaçamento de 10 cm. A primeira régua foi instalada no extremo jusante do canal.

A medição foi feita através da leitura da altura da superfície do fluxo em cada local. Dos cinquenta pontos disponíveis para a leitura, apenas vinte deles num trecho central do canal correspondente a 1,9 m, foram utilizados para o cálculo da média da profundidade, sendo desprezados os quinze últimos e os quinze primeiros pontos com o

intuito de minimizar os efeitos de entrada e saída do escoamento no canal. Entretanto, estes valores serviram para a verificação da condição quase uniforme do fluxo no canal.

3.4.2 Formação da camada resistente no leito

Os ensaios que tinham a finalidade de avaliar as condições físicas dos processos de formação das armaduras estática e dinâmica no leito com dois tamanhos de sedimentos, eles foram divididos em duas partes. As diferenças básicas entre essas duas partes encontravam-se no tamanho dos sedimentos utilizados e no movimento desses sedimentos, visto que para o processo estático (primeira parte) os sedimentos de maiores tamanhos não são transportados e para o processo dinâmico (segunda parte) todos os tamanhos existente no leito eram transportados.

a) Tamanhos dos cascalhos

Com relação ao primeiro grupo, escolheu-se tamanhos de cascalhos para serem utilizados no experimento com diâmetros de 3,5 cm e 0,4 cm. Essa escolha não se deu de forma arbitrária, pois se pretendia que os cascalhos maiores permanecessem imóveis e os menores se movimentassem pela influência do fluxo (processo estático) Esses cascalhos foram distribuídos no canal da seguinte forma: preencheu-se 3 metros do comprimento partindo de jusante com uma camada homogênea de sedimentos de tamanho 3,5 cm, e mais 2,5 metros seguintes com uma mistura dos dois diâmetros (3,5 e 0,4 cm) totalizando um comprimento de 5,50 m.

Para o segundo grupo, foi utilizado a combinação de diâmetros 1,5 cm e 0,4 cm com a finalidade de que ambos os tamanhos se movimentassem devido ao fluxo (processo dinâmico). Nestes ensaios os cascalhos foram misturados sempre em igual proporção e distribuídos uniformemente sobre o canal partindo também de jusante.

b) Declividade do canal

Em cursos d'água naturais, a formação de armadura ou camada resistente, é bem visível. Porém, no laboratório é difícil criar uma estrutura ideal que venha retratar tudo o que se observa na natureza. Com o intuito de obter uma situação semelhante à

existente nos rios naturais, a declividade utilizada em ambas as séries de experimentos foi de 1/50, ou seja, 2,00 %; exceto em um ensaio em que foi utilizada uma declividade de 1/30 (3,33 %).

Obteve-se o controle da vazão líquida da mesma forma que para os ensaios de resistência ao fluxo. Porém, as vazões utilizadas variaram entre 1,5 l/s e 16 l/s, capaz de transportar desde os menores sedimentos de 0,4 cm na menor vazão, e também de produzir a condição da armadura dinâmica com o transporte de cascalho de 1,5 cm.

3.5 Procedimento experimental

3.5.1 Ensaio para o estudo da resistência

Inicialmente, as experiências foram conduzidas a partir de pequenas vazões onde a água escoava através dos espaços vazios entre os cascalhos. Essas vazões foram gradativamente aumentadas até que atingisse uma profundidade de aproximadamente 15 cm acima da camada de cascalho. Após o fluxo tornar-se estável, eram feitas as medições da profundidade do escoamento ao longo do canal. O procedimento foi repetido para todos os diâmetros e declividades e depois de concluídos os ensaios referentes a um tamanho de pedras, os cascalhos eram trocados. Os ensaios foram realizados em condições de temperaturas ambientes.

3.5.2 Ensaio para o estudo do processo de armação do leito

Muitas tentativas foram feitas para registrar o processo de formação da camada resistente no leito nas duas formas até verificar as condições de suas ocorrências (Tabela 3.1).

Para os ensaios de armação estática, inicialmente inseriu-se uma vazão de 8 l/s que permitia o movimento dos menores sedimentos existentes no leito. Após 15 minutos, a vazão era cortada e recolhia-se amostra do material da superfície da camada de cascalho com o auxílio de uma pequena pá. Com essa amostra, calculava-se o volume ocupado pelos menores sedimentos e conseqüentemente comparava-se a variação desse volume ao longo do tempo para 30, 45 e 60 minutos. Nesta fase do experimento, foram testadas duas novas condições: a mudança da vazão para 10 l/s e o

uso de uma barreira separando o leito da mistura de cascalho do leito com o tamanho único na parte jusante, com a finalidade de reduzir o transporte dos sedimentos menores nos espaços vazios entre os cascalhos de tamanho único maior. Apesar das variações e tentativas, chegou-se à conclusão que a coleta das amostras na camada superficial não gerava resultados confiáveis devido ao possível erro na amostragem das diversas partes do leito. Assim, procurou-se uma outra maneira de observar o movimento e disposição dos sedimentos menores da camada ao longo do tempo. Adotou-se, então o procedimento de fotografar a superfície da camada de cascalho ao longo do canal e, através de um planímetro, calcular a área ocupada pelos sedimentos de tamanhos menores para determinar a porcentagem da área da superfície ocupada por estes sedimentos (Figura 3.6).

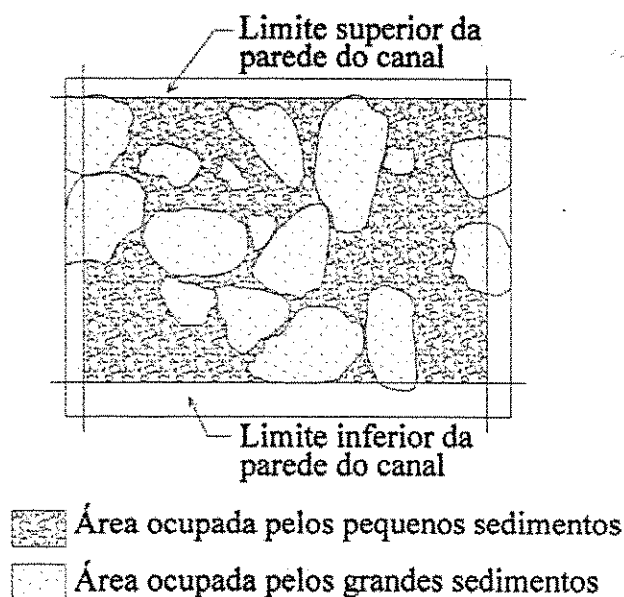


Figura 3.6 – Processo de determinação da área ocupada pelos grandes e pequenos sedimentos na superfície do leito.

Assim, seguiu-se com os novos ensaios iniciando com uma vazão de 1,5 l/s e utilizando outras vazões progressivamente maiores. Para cada vazão, as mudanças na superfície do leito foram fotografadas em diversos intervalos de tempo, até 120 minutos.

Os ensaios eram finalizados quando se observava que a condição de equilíbrio havia sido alcançada, ou seja, quando o transporte de sedimentos era cessado.

Para os ensaios de armação dinâmica do leito, em que procurava observar a formação de uma camada resistente como uma pavimentação, foram inseridas vazões

mais altas que nos outros ensaios com o objetivo de permitir o movimento dos dois tamanhos de cascalhos, que no presente estudo foi conseguido com diâmetros 1,5 cm e 0,4 cm. Desse modo, seguindo os mesmos procedimentos descritos anteriormente, ou seja, inseria-se a vazão desejada, cessava-se esta vazão após um tempo pré-estabelecido, e fotografava-se a superfície do leito em vários pontos ao longo do canal, para avaliar as condições da superfície. Então, depois de finalizadas as fotografias, aplicava-se uma nova vazão, e repetindo-se assim o mesmo procedimento, foi possível fazer uma documentação fotográfica do processo de pavimentação do leito. Os ensaios e as observações do leito duraram até 180 minutos nesta série, devido ao fato que a estabilidade dinâmica do leito ocorre mais lentamente do que na condição estática.

3.6 Apresentação dos Dados Coletados

Os dados correspondentes aos ensaios de resistência para os quatro diferentes tamanhos de cascalhos, 4,5, 3,5, 2,5 e 1,5 cm, são mostrados respectivamente nas Tabelas A-1, A-2, A-3 e A-4 no Apêndice A. Estas tabelas contêm as profundidades médias do fluxo, observadas nos 20 pontos centrais do canal, as vazões correspondentes em l/s e as vazões por unidade de comprimento em $m^3/s/m$ para as várias declividades estudadas (0,1, 0,05, 0,033, 0,025, 0,02, 0,017, 0,014, 0,013, 0,011, 0,01, 0,005). No caso de cascalhos de 4,5 cm, a profundidade média variou de 0,94 cm até 26,88 cm e a vazão variou de 0,03 l/s até 15,00 l/s. Para o cascalho de 3,5 cm, a profundidade média variou de 1,56 cm até 26,53 cm e a vazão variou de 0,02 l/s até 14,00 l/s. Para cascalhos de 2,5 cm, a profundidade média variou de 1,65 cm até 26,82 cm e a vazão variou de 0,03 l/s até 14,00 l/s. Finalmente, para o tamanho de 1,5 cm, a profundidade média variou de 2,35 cm até 25,73 cm e a vazão variou de 0,04 l/s até 12,00 l/s.

A análise dos dados coletados está apresentada no capítulo a seguir.

Tabela 3.1 - Resumo dos experimentos para o estudo da formação do leito não erodível.

Número do experimento	Objetivo	Tamanho do cascalho		Comprimento da camada (cm)	Altura da camada (cm)	Condições utilizadas	Q (l/s)	S _c	Tempo (min)	Uso de barreira	Procedimento para cálculo da média dos sedimentos transportados	Conclusão
		d ₁ (cm)	d ₂ (cm)									
1	Estudar o processo de formação de armadura no leito	0,4	3,5	550	15	Distribuiu-se cascalhos de 3,5 cm ao longo de 3 m do canal partindo de jusante e nos próximos 2,5 m misturou-se 2 diâmetros na proporção de 1:1.	8	1/50	60		Remoção apenas da camada superior e medição do volume	Cálculo do volume incorreto porque a quantidade do volume retirado da camada não era fixa.
2		0,4	3,5	550	15		10	1/50	120			
3		0,4	3,5	550	15	Igual aos anteriores acrescentando apenas uma barreira para separar as camadas	10	1/50	120	sim		
4	colocando dois tamanhos de cascalhos na camada, onde apenas o menor deles deve mover-se com a vazão inserida.	0,4	3,5	550	10	Distribuiu-se cascalhos de 3,5 cm ao longo de 3 m do canal partindo de jusante e nos próximos 2,5 m misturou-se 2 diâmetros na proporção de 1:1.	4	1/50	35		Medição da área ocupada pelos maiores sedimentos (A ₂) e da área total (A ₁ + A ₂ , onde A ₁ é a área ocupada pelos sedimentos menores) através das fotos com a ajuda de um planímetro, seguindo-se o cálculo da razão $[(A_1)/(A_1 + A_2)] * 100$	A vazão inserida foi grande, dificultando a formação e visualização da armadura de proteção.
5		0,4	3,5	550	10		1,5	1/50	120			d ₁ não moveu-se porque a vazão inserida era pequena
6		0,4	3,5	550	10		2	1/50	120			A vazão foi boa, porém não se usou barreira, portanto os dados obtidos não foram bons.
7		0,4	3,5	550	10	Igual aos anteriores acrescentando apenas uma barreira para separar as camadas	2	1/50	120	sim		Vazão boa e bons resultados.
8	Uso de dois diâmetros de pequeno tamanho com o intuito que ambos movimentem-se.	0,4	1,5	450	10	Distribuiu-se os cascalhos ao longo de 4,5 m na proporção de 1:1	4	1/30	120			Barreira da parte jusante muita alta acumulando sedimentos neste ponto
9		0,4	1,5	400	10		8	1/50	180			Reduziu-se a barreira para um tamanho ideal, porém a vazão utilizada foi muito pequena.
10		0,4	1,5	400	10	Distribuiu-se os cascalhos ao longo de 4,0 m na proporção de 1:1	16	1/50	180			Boa altura da barreira, boa vazão e bons resultados.

4. Análise dos Dados e Discussão dos Resultados

4.1 Considerações Iniciais

Os dados experimentais apresentados no Apêndice A, obtidos através das séries de ensaios, representam as informações básicas que caracterizam as condições de fluxo e foram utilizados nos cálculos dos demais parâmetros necessários para a análise da resistência em canais de alta declividade com o leito de cascalho. Neste capítulo será apresentada uma análise dos dados e discussão dos resultados obtidos.

4.2 Resultados dos ensaios de resistência ao fluxo para escoamento em meio poroso

Os valores numéricos do fator de condutividade hidráulica k obtidos usando a Equação (2.4) para os quatro tipos de cascalhos (1,5; 2,5; 3,5 e 4,5 cm) utilizados neste estudo estão mostrados na Tabela 4.1 e a diferença básica entre um meio poroso formado pelo material fino como areia e o grosso como cascalho pode ser visto na Figura 4.1. A mesma mostra a variação da condutividade hidráulica (k) calculada pela Equação (2.4) em função do tamanho e da declividade (S_0), o que significa a não aplicabilidade da equação de Darcy para fluxo entre os cascalhos, e a velocidade aparente não é proporcional ao gradiente hidráulico.

Tabela 4.1 - Cálculo da permeabilidade para diferentes diâmetros e declividades

D_m (cm)	S_0	V (cm/s)	k (cm/s)
4,5	0,100	6,68557	66,86
3,5	0,100	5,89612	58,96
4,5	0,050	4,72741	94,55
3,5	0,050	4,16918	83,38
2,5	0,050	3,52360	70,47
1,5	0,050	2,72937	54,59
4,5	0,033	3,85991	115,80
3,5	0,033	3,40412	102,12
2,5	0,033	2,87701	86,31
1,5	0,033	2,22852	66,86
4,5	0,025	3,34278	133,71
3,5	0,025	2,94806	117,92
2,5	0,025	2,49156	99,66
1,5	0,025	1,92996	77,20
4,5	0,020	2,98988	149,49
3,5	0,020	2,63682	131,84
2,5	0,020	2,22852	111,43
1,5	0,020	1,72621	86,31
4,5	0,017	2,72937	163,76
3,5	0,017	2,40708	144,42
2,5	0,017	2,03435	122,06
1,5	0,017	1,57580	94,55
4,5	0,014	2,52691	176,88
3,5	0,014	2,22852	156,00
2,5	0,014	1,88345	131,84
1,5	0,014	1,45891	102,12
4,5	0,013	2,36371	189,10
3,5	0,013	2,08459	166,77
2,5	0,013	1,76180	140,94
1,5	0,013	1,36469	109,17
4,5	0,011	2,22852	200,57
3,5	0,011	1,96537	176,88
2,5	0,011	1,66104	149,49
1,5	0,011	1,28664	115,80
4,5	0,010	2,11416	211,42
3,5	0,010	1,86452	186,45
2,5	0,010	1,57580	157,58
1,5	0,010	1,22061	122,06
4,5	0,005	1,49494	298,99
3,5	0,005	1,31841	263,68
2,5	0,005	1,11426	222,85
1,5	0,005	0,86310	172,62

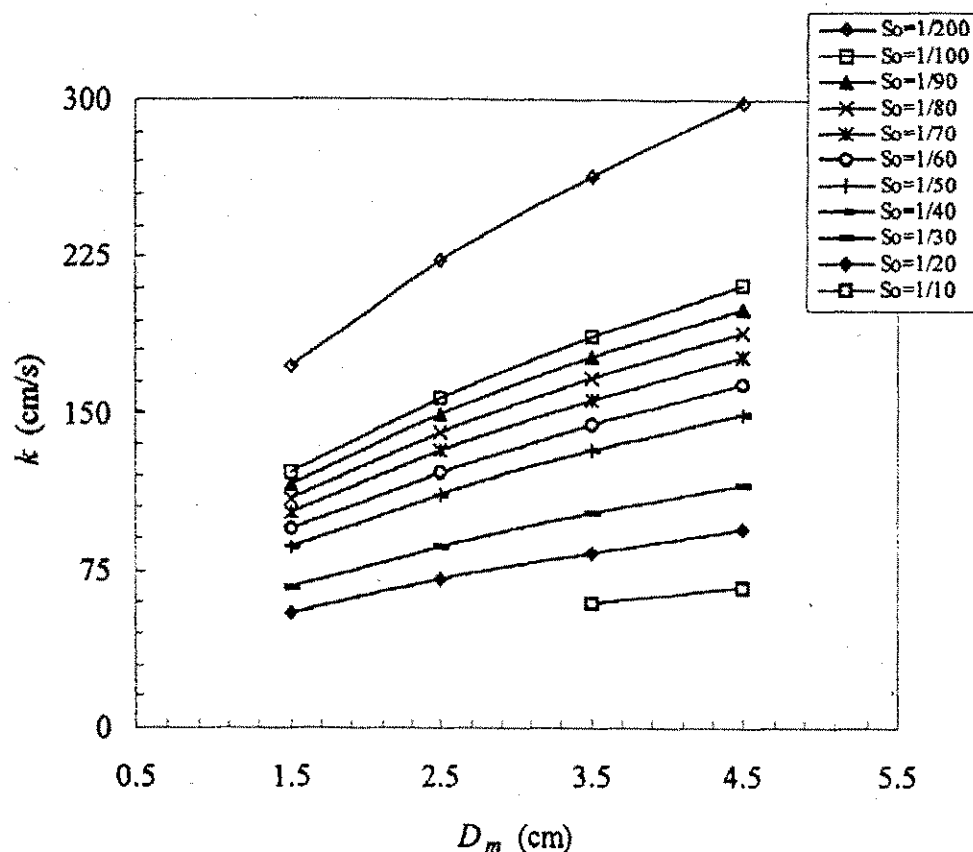


Figura 4.1 - Relação entre a condutividade hidráulica e o diâmetro do material

Codell *et al.* (1990) afirmam que nos ensaios realizados por eles, o escoamento através da camada de cascalhos era “aproximadamente proporcional à porosidade da camada de pedras, à raiz quadrada da declividade e ao diâmetro médio do cascalho e fracamente proporcional ao estágio (profundidade) do fluxo.”

A Equação (2.16) que indica a proporcionalidade da velocidade com a raiz quadrada do tamanho médio dos cascalhos difere da conclusão de Codell *et al.* (1990). Devido a esta discrepância, a vazão observada nos ensaios deles foi menor do que o previsto pela equação de Stephenson (1979). Entretanto, existe uma diferença básica entre os ensaios de Stephenson e Codell *et al.* Enquanto os ensaios de Stephenson eram apenas com leito de cascalhos ou pedras, os ensaios de Codell *et al.* foram sobre uma camada de filtro composto de material bem mais fino do que no leito de cascalhos.

No cálculo do fator de atrito adimensional K na Equação (2.13), Codell *et al.* admitiram os valores inteiros para K sugeridos pelo Stephenson (1979) com base na forma ou a origem dos cascalhos. Na realidade, não há fortes motivos para que esses

valores sejam apenas inteiros. Como os cascalhos geralmente apresentam uma certa heterogeneidade, seria razoável assumir que cada lote de cascalhos terá um valor representativo. Este valor não sendo necessariamente um valor inteiro, pode ser determinado através de melhor ajuste a vazão medida e calculada. Nas Tabelas B-1, B-2, B-3 e B-4 no Apêndice B para os cascalhos de 4,5 cm, 3,5 cm, 2,5 cm e 1,5 cm respectivamente, estão mostrados os valores das velocidades e vazões calculadas com os quatro valores inteiros e com o melhor valor fracionário de K , pela Equação (2.16). Estas tabelas foram utilizadas para obter a relação entre a profundidade e a vazão.

As Figuras 4.2A, 4.2B, 4.3A, 4.3B, 4.4A, 4.4B, 4.5A e 4.5B para os diâmetros de 4,5, 3,5, 2,5 e 1,5 cm respectivamente, descrevem o comportamento da vazão por unidade de comprimento ($m^3/s/m$) versus a profundidade do fluxo (m). Esses dados foram usados no estudo da resistência tanto para o escoamento entre cascalhos como para o escoamento superficial, separados por uma reta localizada na altura de 15 cm. Para a parte do escoamento superficial foi feita a correção das paredes laterais pelo método de Vanoni-Brooks que será tratado mais adiante.

As Figuras 4.6, 4.7, 4.8 e 4.9 apresentam uma comparação entre as vazões calculadas e medidas com o fluxo abaixo da camada de cascalho, para os diâmetros de 4,5, 3,5, 2,5 e 1,5 cm. Pode-se observar que, para valores inteiros de K propostos por Stephenson, a melhor concordância entre os dados observados e calculados acontece para $K = 2$ para tamanhos de 4,5 cm, 3,5 cm e 2,5 cm. Observa-se também que os valores calculados, em geral, são maiores que os observados para $K = 1$ e menores que os observados para $K = 3$ e 4, com exceção do caso de $D_m = 1,5$ cm, para qual o valor de $K = 4$ fornece o melhor resultado. Porém, se atribuímos valores fracionários entre 1 e 4 ao coeficiente K , nota-se que uma melhor concordância entre os valores calculados e medidos se dá quando $K = 1,81$ para $D_m = 4,5$ cm, $K = 2,15$ para $D_m = 3,5$ cm e $K = 1,69$ para $D_m = 2,5$ cm. Para $D_m = 1,5$ cm o valor inteiro 4 é o que fornece melhor resultado.

Portanto, adotar valores contínuos e não apenas inteiros para o coeficiente K minimiza os erros e aumenta a precisão dos resultados. Entretanto, é importante notar que esses valores foram obtidos tomando $n_p = 0,45$, admitido por Stephenson (1979) e para valores do número de Reynolds grandes. Em situações diferentes, os valores de K teriam que ser revistos. Assim, conclui-se que a equação de Stephenson estima de maneira satisfatória a vazão do escoamento quando a superfície da água está abaixo da

superfície da camada de cascalho, desde que o parâmetro K tenha o valor apropriado correspondente a forma e tamanho do material existente no leito.

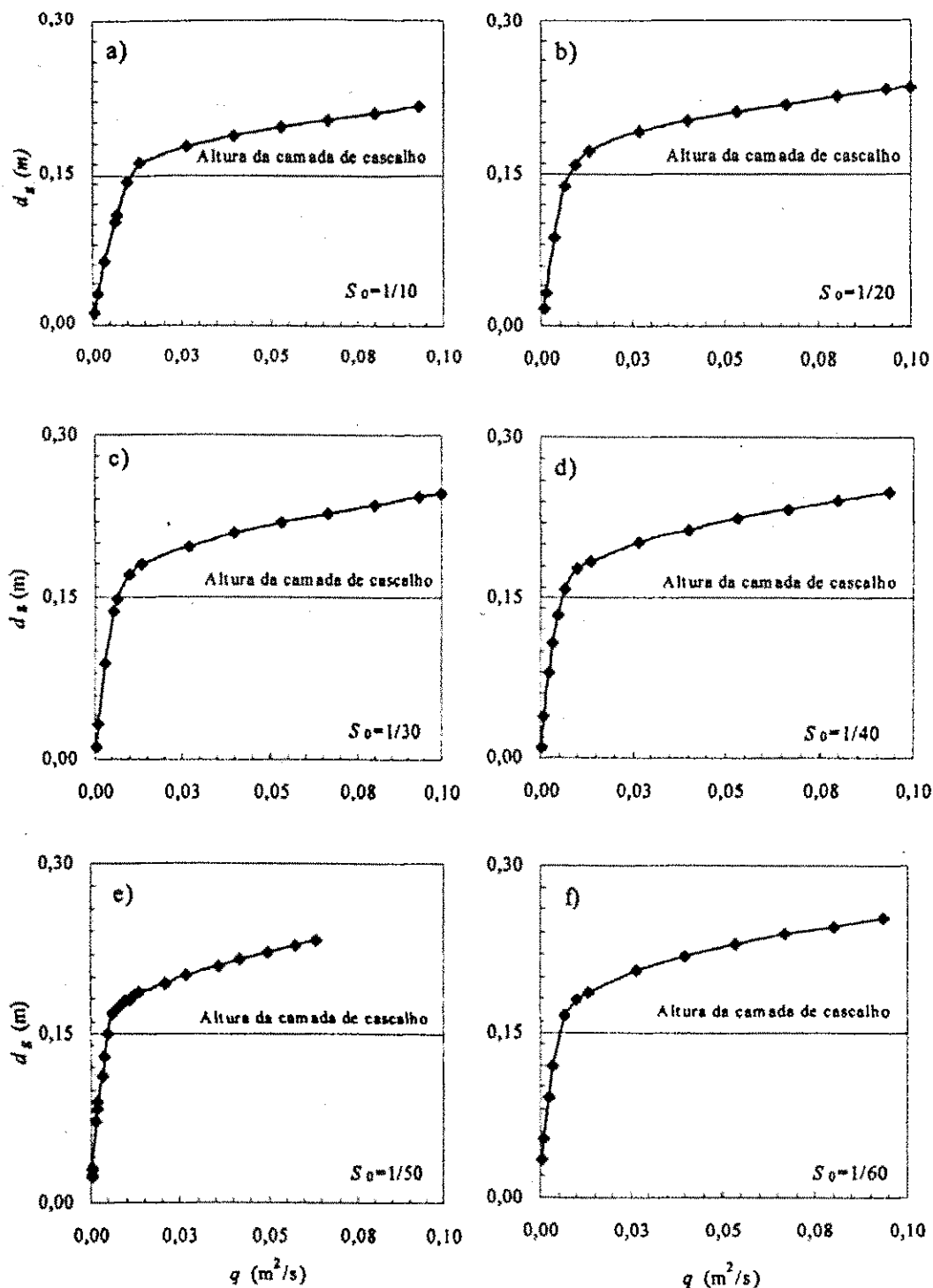


Figura 4.2A - Relação entre vazão q e profundidade do fluxo d_g com diâmetro médio D_m de 4,5 cm para as declividades: (a) $S_0 = 1/10$, (b) $S_0 = 1/20$, (c) $S_0 = 1/30$, (d) $S_0 = 1/40$, (e) $S_0 = 1/50$ e (f) $S_0 = 1/60$.

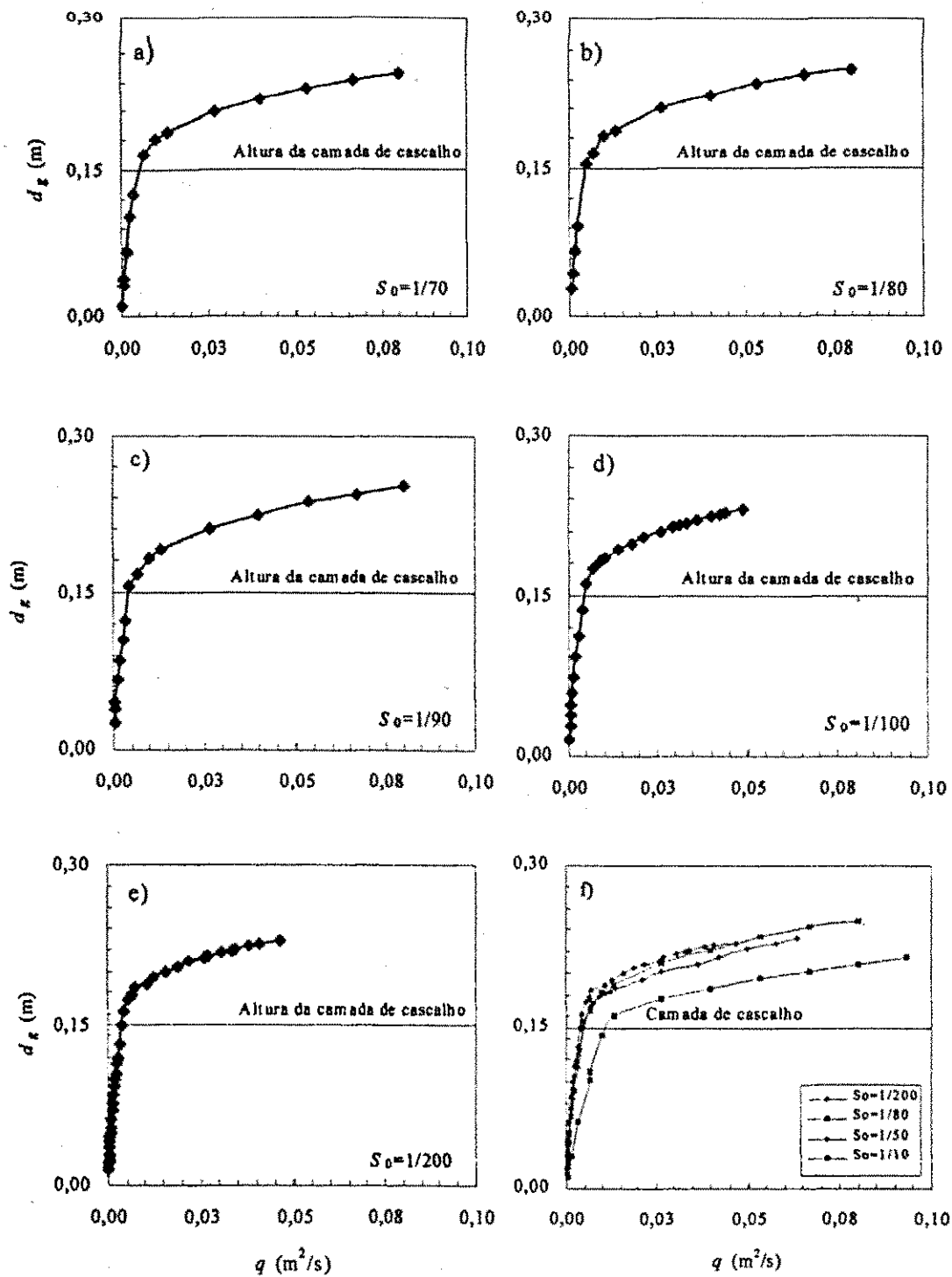


Figura 4.2B – Relação entre vazão q e profundidade do fluxo d_g com diâmetro médio D_m de 4,5 cm para as declividades: (a) $S_0 = 1/70$, (b) $S_0 = 1/80$, (c) $S_0 = 1/90$, (d) $S_0 = 1/100$, (e) $S_0 = 1/200$ e (f) as declividades $S_0 = 1/10$, $1/50$, $1/80$ e $1/200$ juntas.

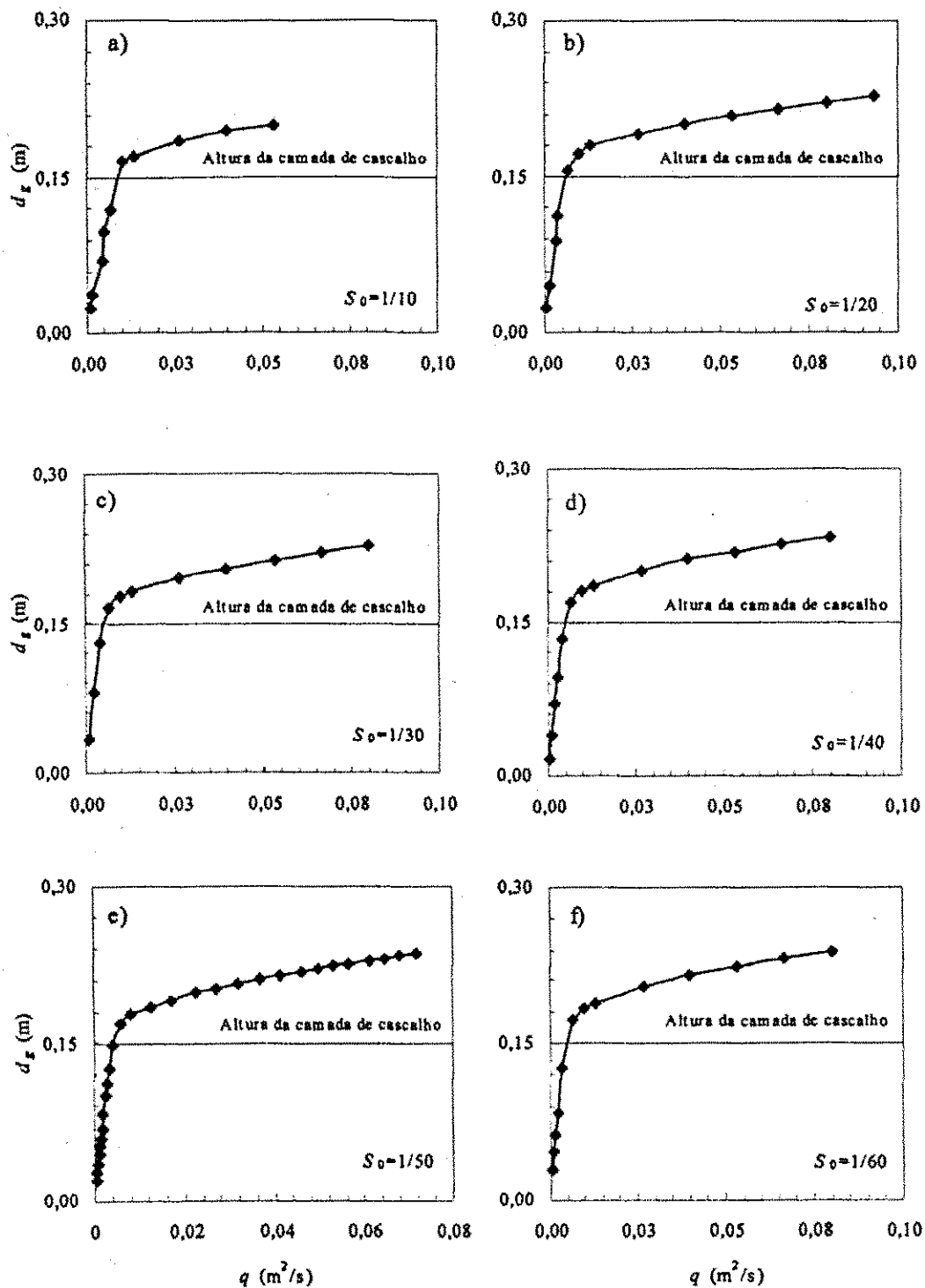


Figura 4.3A - Relação entre vazão q e profundidade do fluxo d_g com diâmetro médio D_m de 3,5 cm para as declividades: (a) $S_0 = 1/10$, (b) $S_0 = 1/20$, (c) $S_0 = 1/30$, (d) $S_0 = 1/40$, (e) $S_0 = 1/50$ e (f) $S_0 = 1/60$.

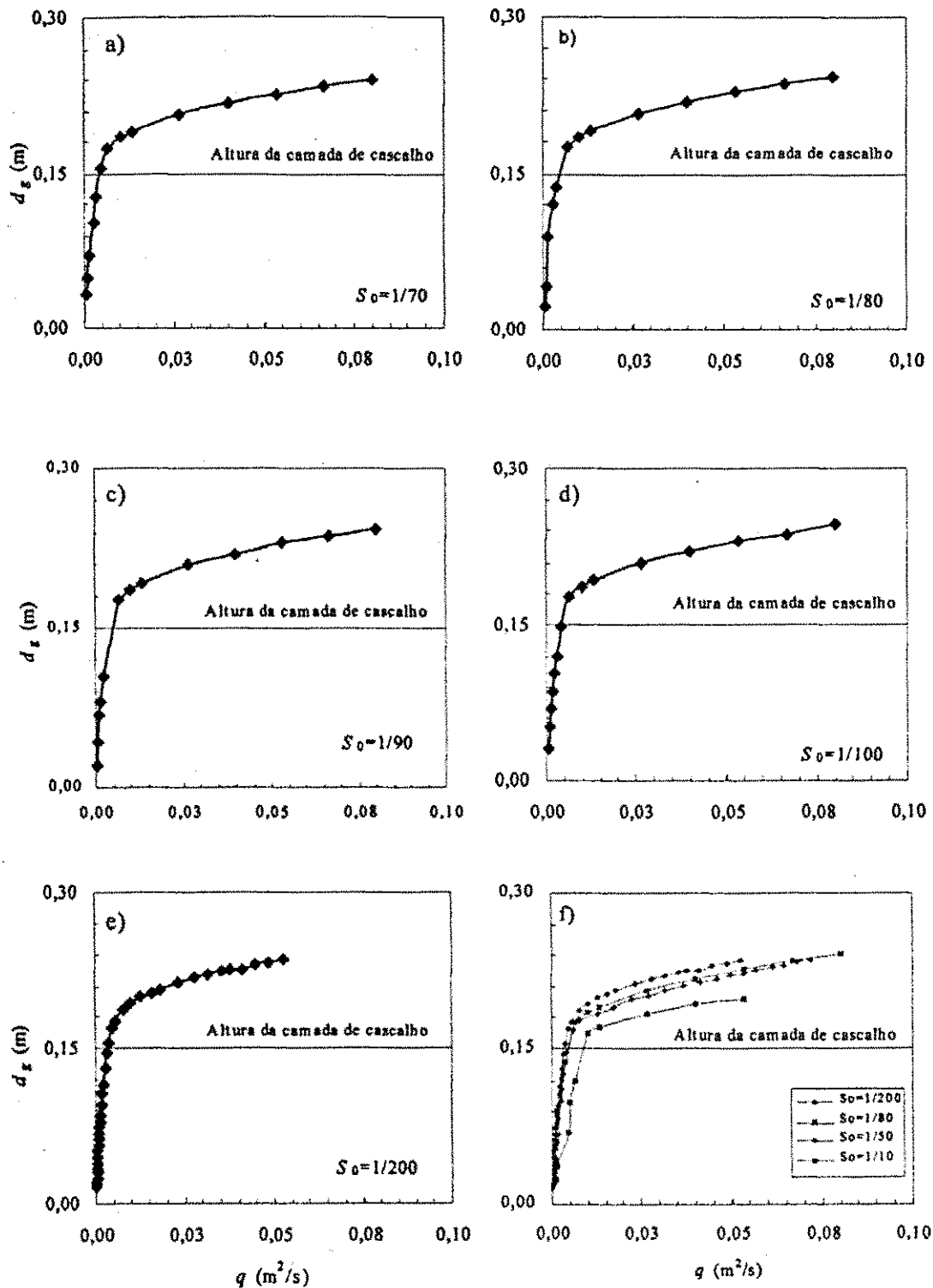


Figura 4.3B – Relação entre vazão q e profundidade do fluxo d_g com diâmetro médio D_m de 3,5 cm para as declividades: (a) $S_0 = 1/70$, (b) $S_0 = 1/80$, (c) $S_0 = 1/90$, (d) $S_0 = 1/100$, (e) $S_0 = 1/200$ e (f) as declividades $S_0 = 1/10, 1/50, 1/80$ e $1/200$ juntas.

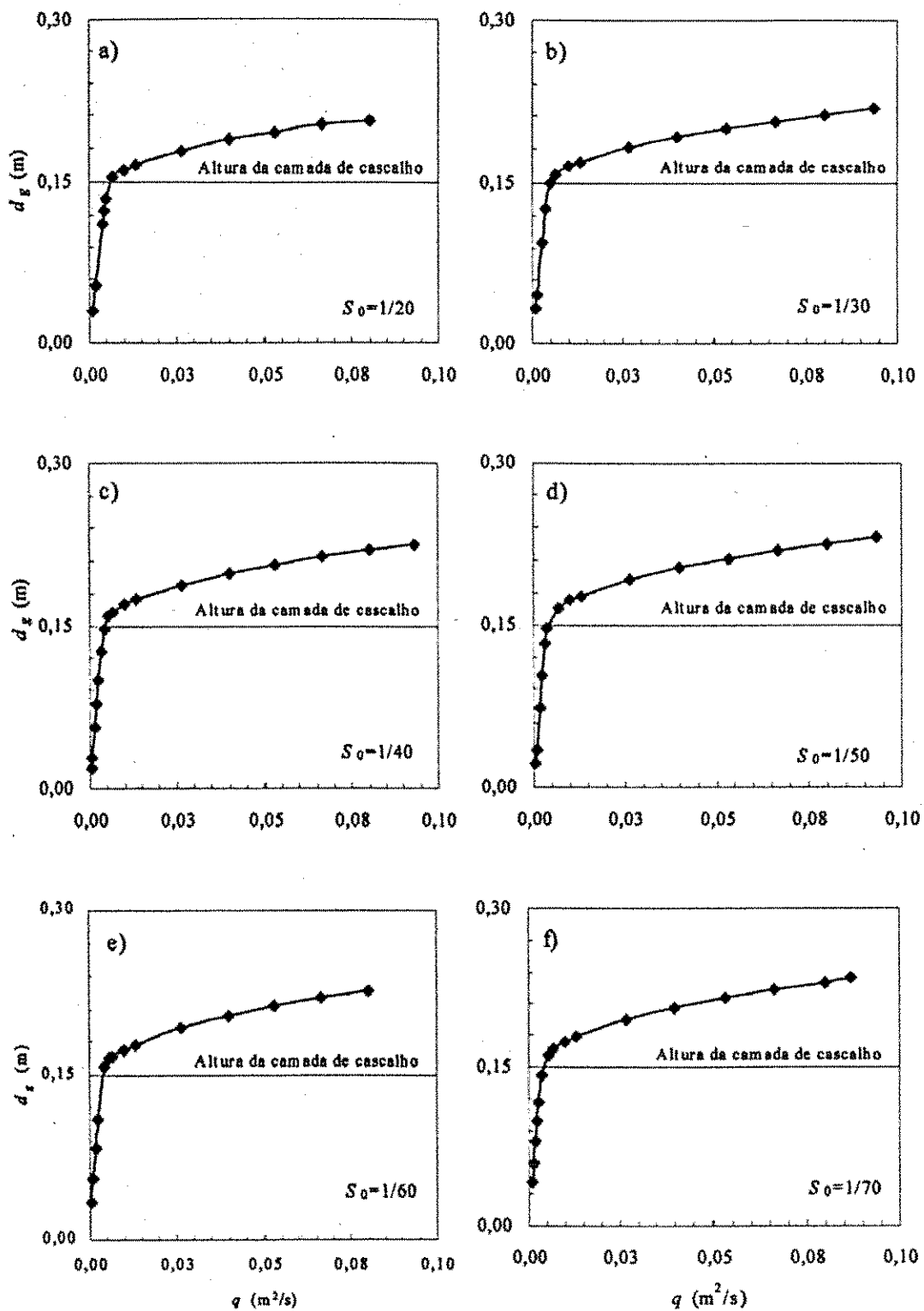


Figura 4.4A – Relação entre vazão q e profundidade do fluxo d_g com diâmetro médio D_m de 2,5 cm para as declividades: (a) $S_0 = 1/20$, (b) $S_0 = 1/30$, (c) $S_0 = 1/40$, (d) $S_0 = 1/50$, (e) $S_0 = 1/60$ e (f) $S_0 = 1/70$.

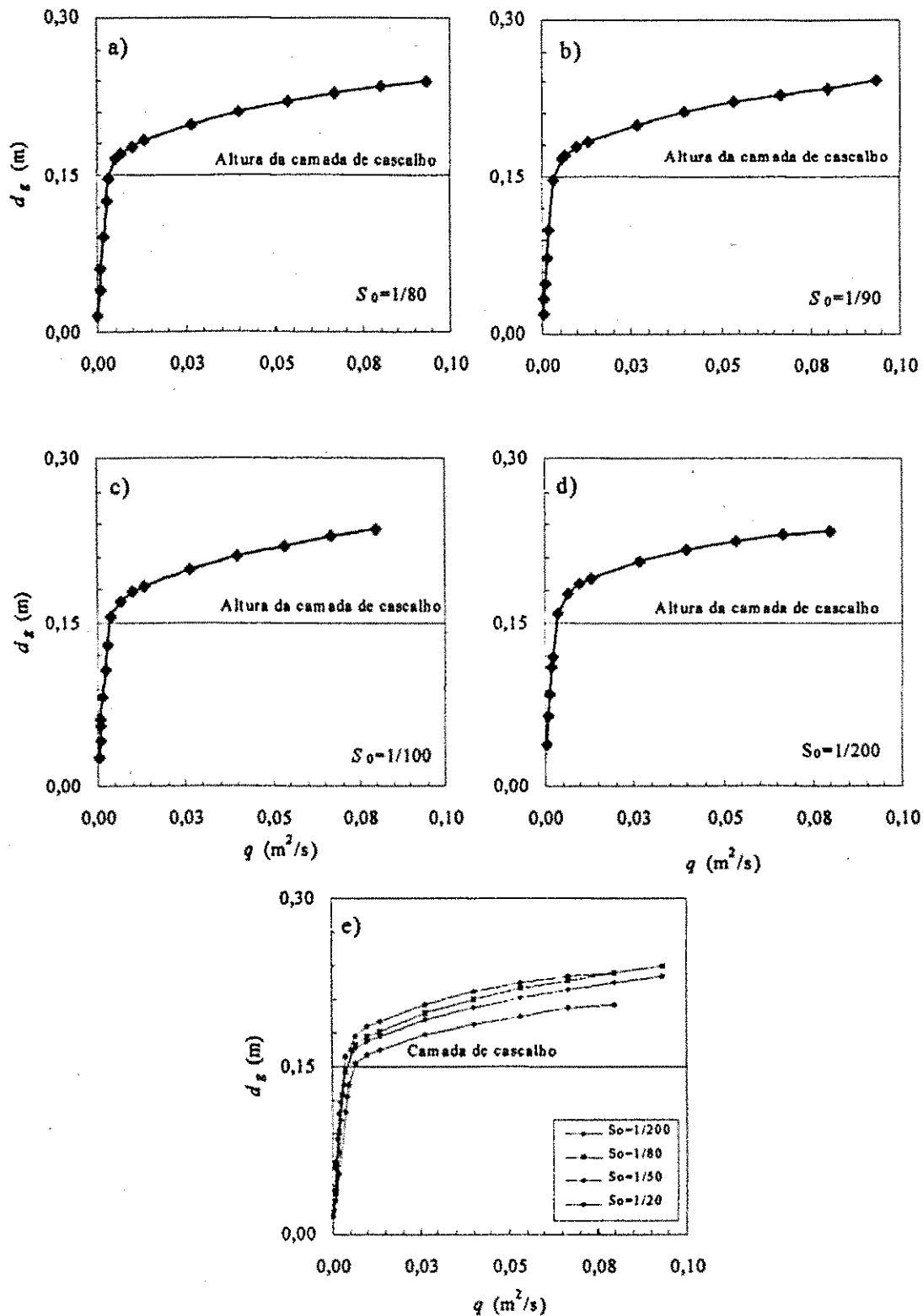


Figura 4.3B – Relação entre vazão q e profundidade do fluxo d_g com diâmetro médio D_m de 2,5 cm para as declividades: (a) $S_0 = 1/80$, (b) $S_0 = 1/90$, (c) $S_0 = 1/100$, (d) $S_0 = 1/200$, e (e) as declividades $S_0 = 1/10, 1/50, 1/80$ e $1/200$ juntas.

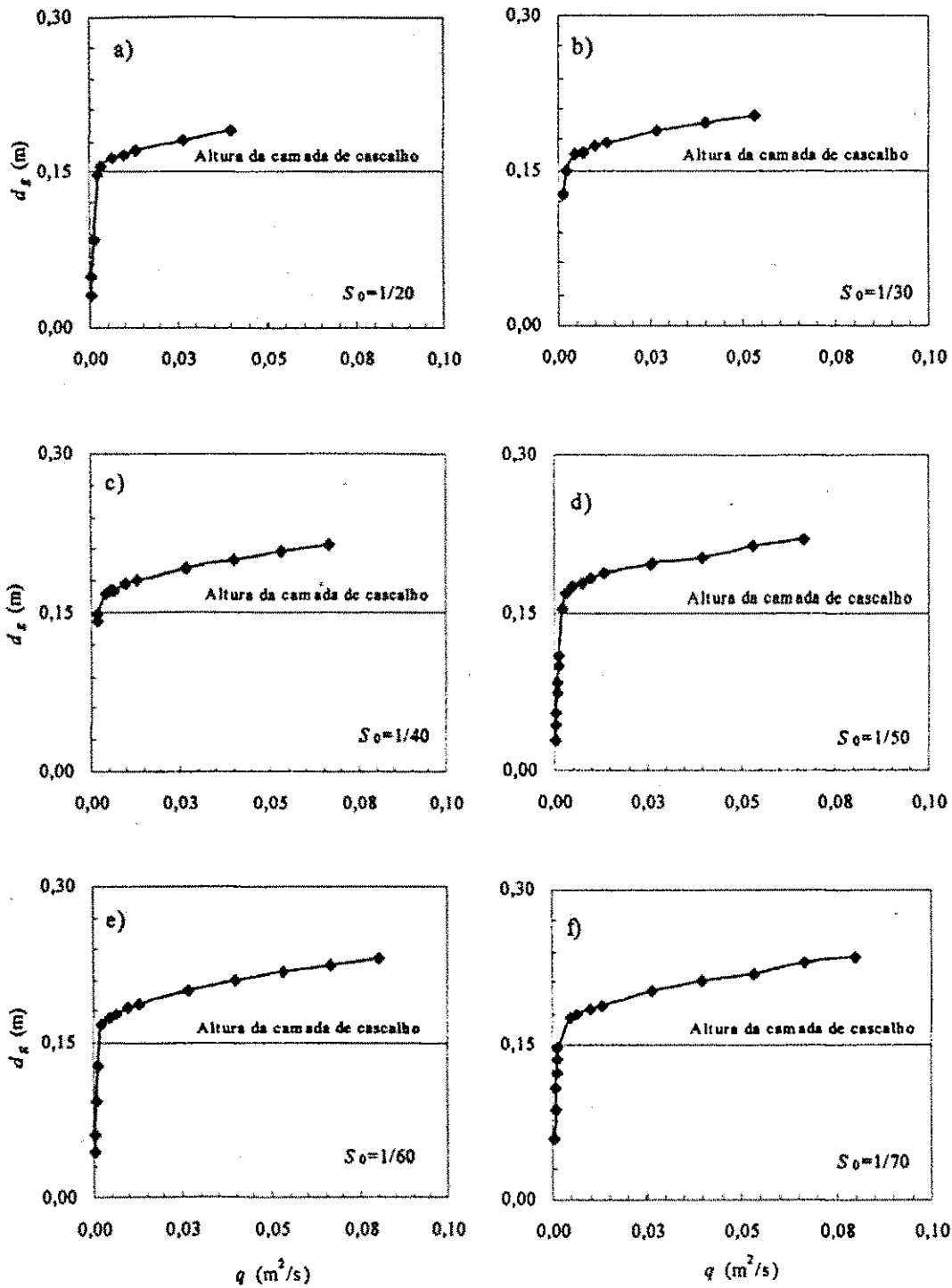


Figura 4.4A – Relação entre vazão q e profundidade do fluxo d_g com diâmetro médio D_m de 1,5 cm para as declividades: (a) $S_0 = 1/20$, (b) $S_0 = 1/30$, (c) $S_0 = 1/40$, (d) $S_0 = 1/50$, (e) $S_0 = 1/60$ e (f) $S_0 = 1/70$.

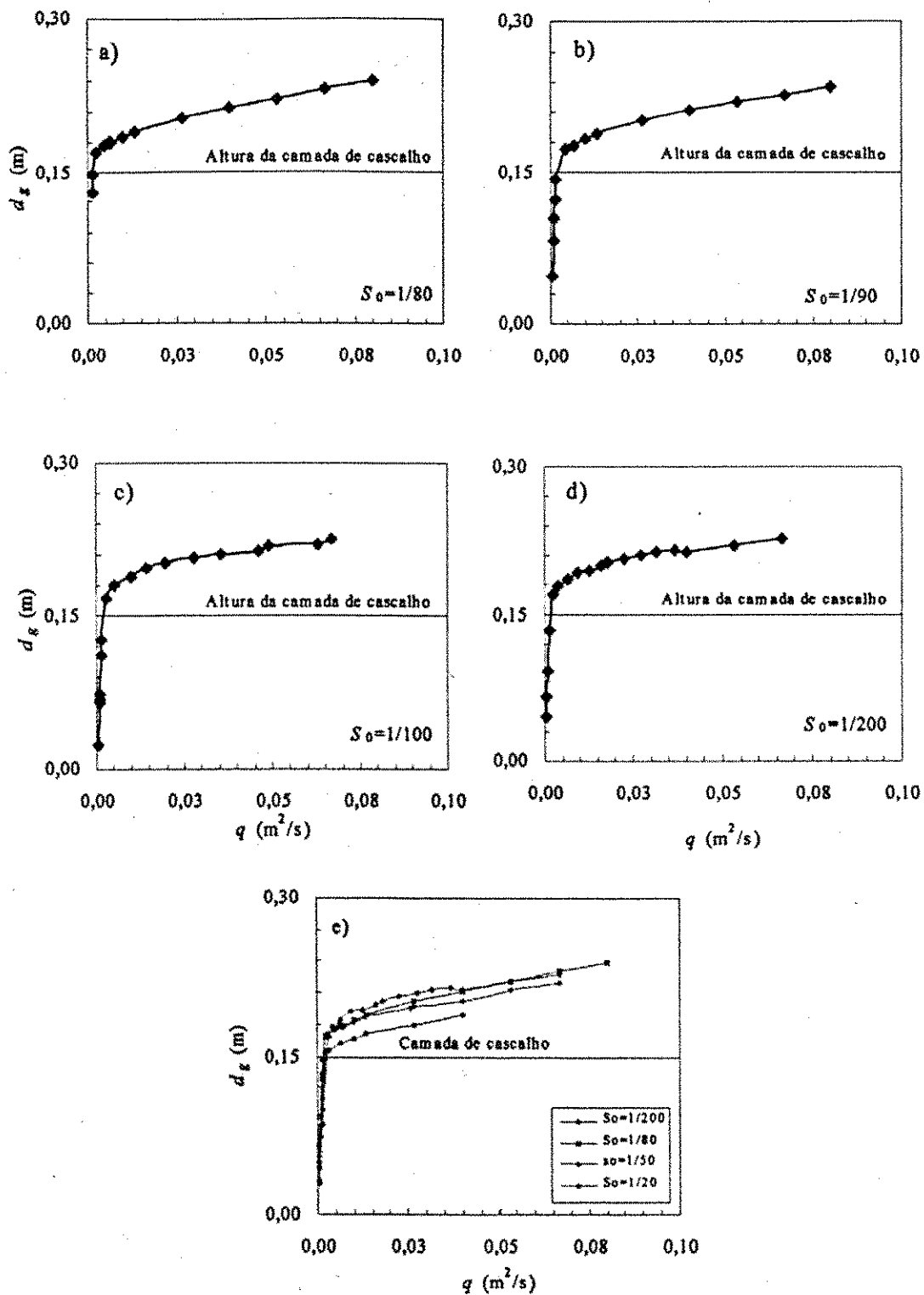


Figura 4.4B – Relação entre vazão q e profundidade do fluxo d_g com diâmetro médio D_m de 1,5 cm para as declividades: (a) $S_0 = 1/80$, (b) $S_0 = 1/90$, (c) $S_0 = 1/100$, (d) $S_0 = 1/200$, e (e) as declividades $S_0 = 1/10, 1/50, 1/80$ e $1/200$ juntas.

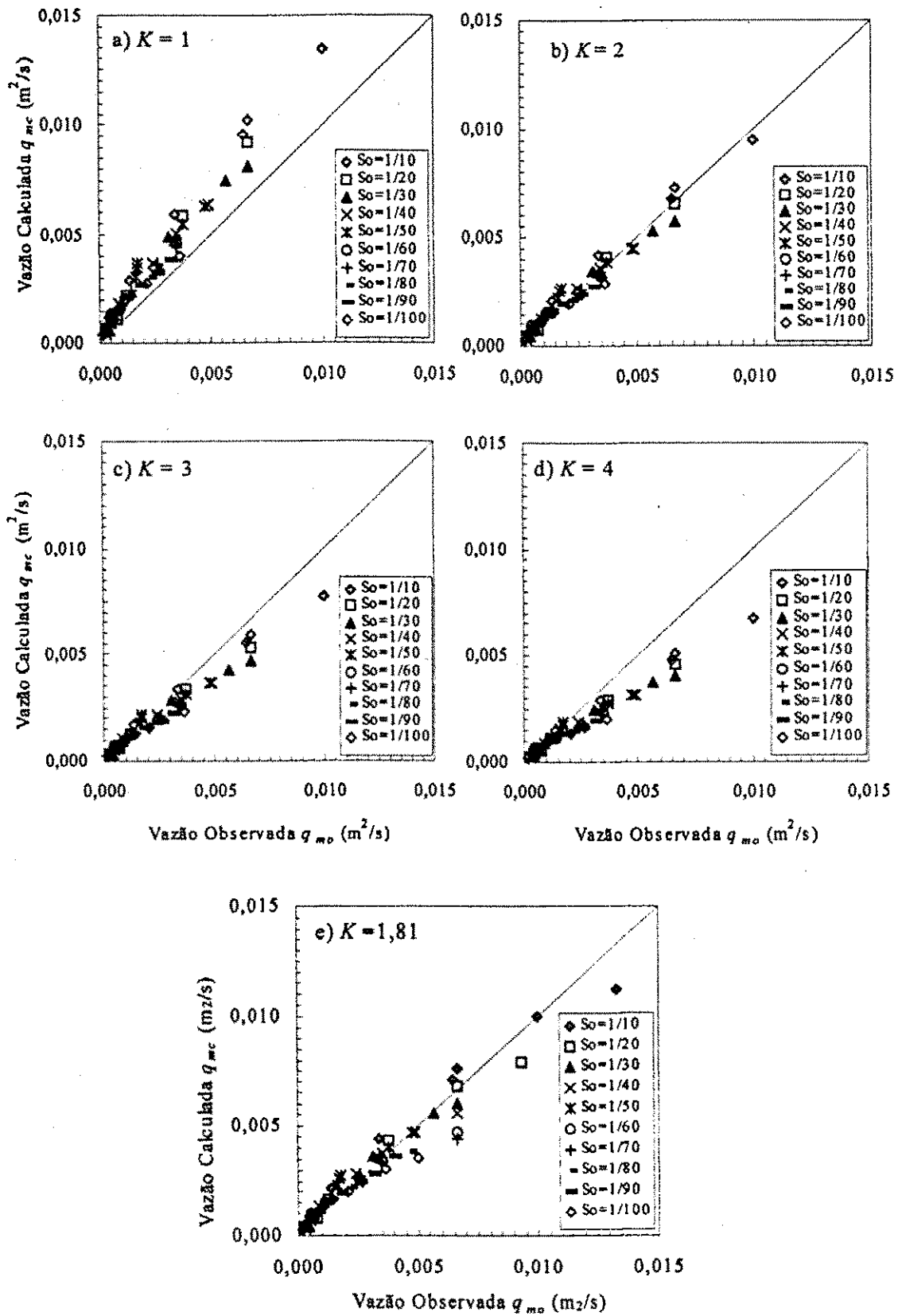


Figura 4.6 – Vazão calculada e medida entre a camada de cascalho para valores de K variando de 1 até 4 e diâmetro médio $D_m = 4,5$ cm.

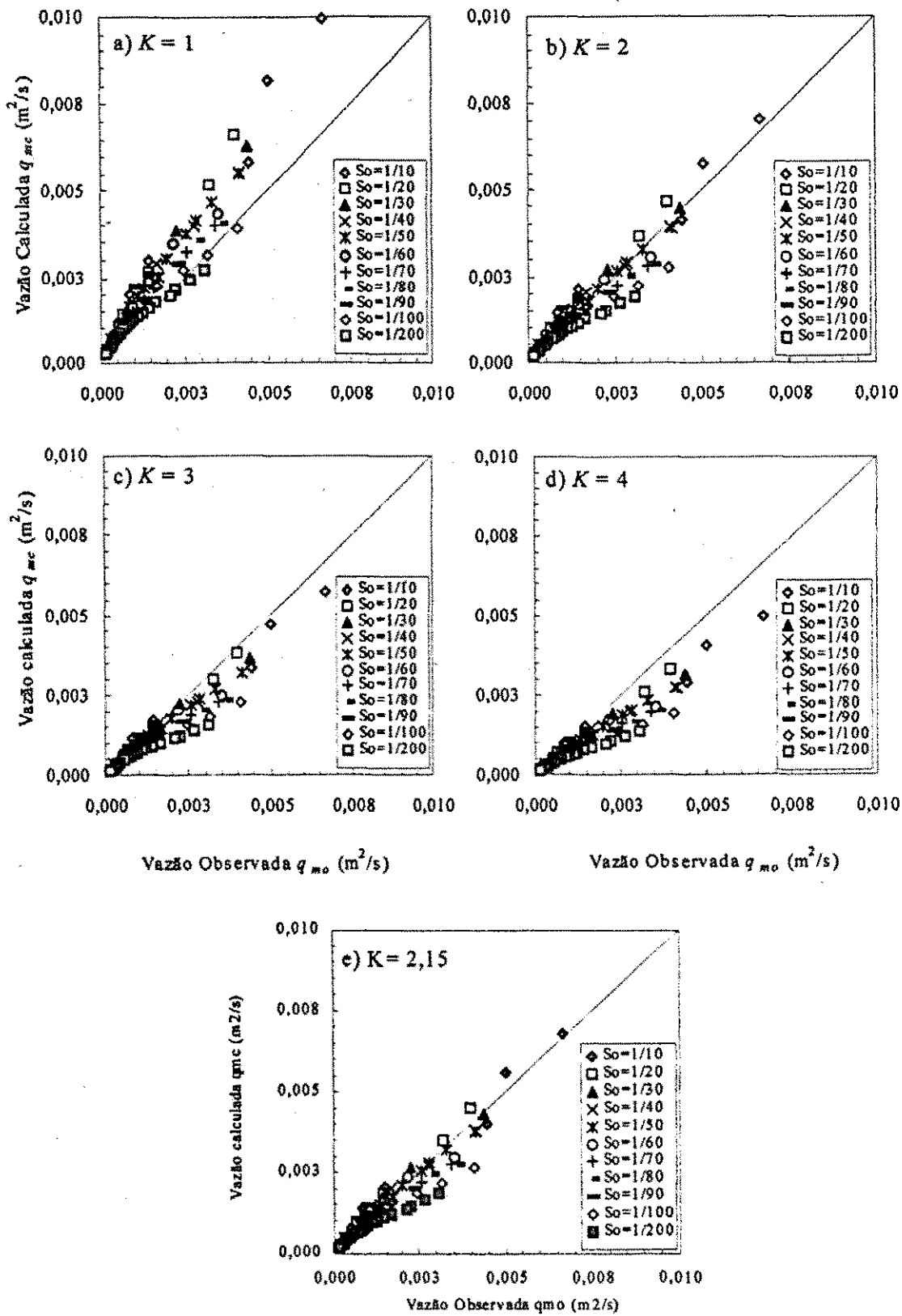


Figura 4.7 – Vazão calculada e medida entre a camada de cascalho para valores de K variando de 1 até 4 e diâmetro médio $D_m = 3,5$ cm.

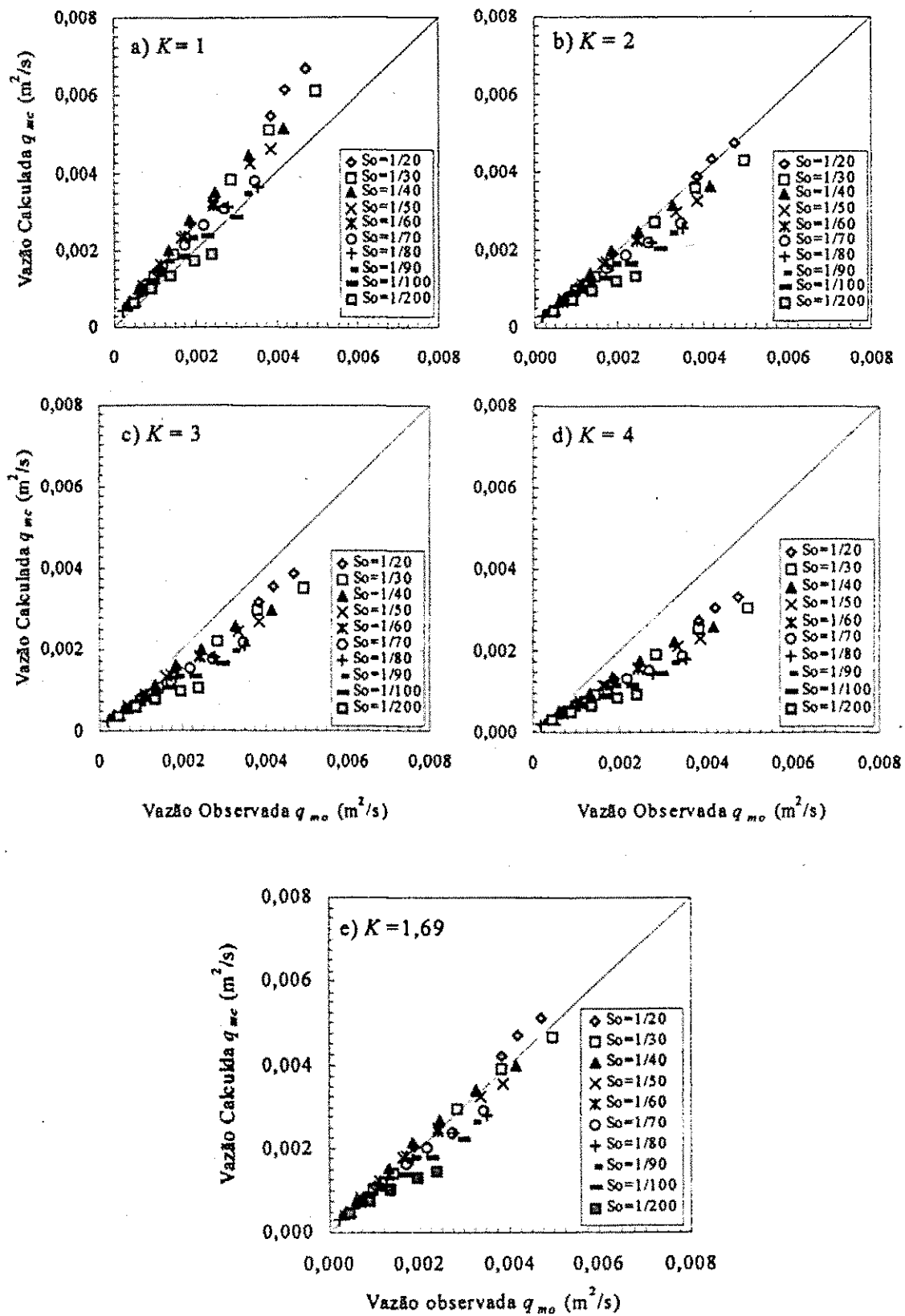


Figura 4.8 – Vazão calculada e medida entre a camada de cascalho para valores de K variando de 1 até 4 e diâmetro médio $D_m = 2,5$ cm.

4.3 Resultados dos ensaios de resistência ao fluxo para escoamento superficial

Nota-se na literatura, duas formas de análise da resistência ao fluxo acima da camada de cascalho nos rios íngremes. A primeira apresenta relações baseadas no coeficiente de rugosidade de Manning n e a segunda, no coeficiente de atrito de Darcy-Weisbach. Estas relações não são, entretanto, universais porque foram desenvolvidas para condições específicas, tais como o diâmetro do material do leito, declividade e características do escoamento em cursos d'água de montanhas. Os dados coletados no presente estudo foram utilizados para verificar as condições de aplicabilidade das equações empíricas citadas no Capítulo 2.

Os dados brutos, porém, necessitaram de correções devido às condições utilizadas nos experimentos não serem totalmente compatíveis com o que se observa no campo. Tendo o canal com paredes laterais de acrílico e leito de cascalho, a rugosidade do canal como um todo seria menor que do leito de cascalho, o que implica em influências distintas sobre o escoamento. Esta condição deve ser diferenciada de uma situação real em que o canal tem leito e margens erodíveis, ou um canal muito largo em que a influência da rugosidade das margens seria desprezível. Partindo da última situação, adotou-se um método de correção recomendado e adaptado para paredes lisas por Vanoni e Brooks [Rêgo (1981), Srinivasan (1969)]. Os parâmetros hidráulicos relacionados ao leito foram obtidos através deste procedimento. Uma descrição detalhada do Método de Vanoni e Brooks é apresentada no Apêndice C.

As Tabelas D-1, D-2, D-3 e D-4 no Apêndice D apresentam valores obtidos para o fator de atrito de Darcy-Weisbach através da relação $V/V_* = \sqrt{8/f}$ onde V = velocidade do fluxo e V_* a velocidade de cisalhamento e o coeficiente n de Manning pela Equação (2.1) para os tamanhos de cascalho 4,5, 3,5, 2,5 e 1,5 cm respectivamente. Nestas tabelas os cálculos foram feitos a partir os dados experimentais para o canal e, portanto incluem os efeitos das paredes laterais.

Os dados gerados com a correção para efeito das paredes laterais usando o Método de Vanoni e Brooks são mostrados nas Tabelas D-5, D-6, D-7 e D-8 no Apêndice D para os diâmetros de 4,5, 3,5, 2,5 e 1,5 cm respectivamente. Nestas Tabelas estão apresentados os novos valores do fator de atrito de Darcy-Weisbach (f_b) e os coeficientes de Manning relativos ao leito (n_b) e (n_c) dados pela Equação (2.17) e pela

Equação (2.21) de Ugarte e Madrid (1994) respectivamente, além dos valores de profundidade relativa (R_b/D_m), o número de Reynolds ($R_b V/\nu$) e a velocidade de cisalhamento do leito (V_{*b}).

As Figuras 4.10 e 4.11 apresentam a variação do coeficiente de Manning relativo ao leito (n_b) com a profundidade relativa ao leito R_b/D_m para o escoamento sobre a camada de cascalho. Observa-se que o coeficiente de Manning tem valores iniciais altos e a medida que a profundidade R_b/D_m aumenta esses valores diminuem tendendo a um valor mínimo e constante. Para profundidade altas, o valor de n_b torna-se constante, ou seja, o efeito da rugosidade é independente do número de Reynolds.

Para $D_m = 4,5$ cm, os dados correspondentes às declividades de 1/10 e 1/200 apresentam tendências diferentes do resto. No primeiro caso, o escoamento foi supercrítico e o efeito do número de Froude parece ter uma influência notável. Não há uma explicação no caso da menor declividade que precisa ser mais investigada.

A grande dispersão observada com o leito com cascalhos de 1,5 cm é talvez devido ao efeito da mobilidade do leito e conseqüente deformação do mesmo que provocaria uma resistência adicional dependendo da condição do fluxo.

As Figuras 4.12 e 4.13 mostram uma comparação entre o valor calculado do coeficiente n de Manning pela Equação (2.17) utilizando o raio hidráulico do leito e pela Equação (2.21) de Ugarte e Madrid. Observa-se que o valor calculado de n a partir da Equação (2.21) aproxima-se bem dos valores de n pela Equação (2.17) para números superiores a 0,04 especialmente para os dois maiores diâmetros (4,5 e 3,5 cm). A Figura 4.14 mostra a mesma relação para os dois tamanhos de cascalhos conjuntamente e pode se observar o mesmo comportamento dos dois tamanhos. Nos demais tamanhos (2,5 e 1,5 cm) nota-se uma ligeira diferença entre os resultados. Na maioria dos casos os valores de Manning calculados pela Equações (2.21) de Ugarte e Madrid prevê resistência menor que o observado. Apesar disso, pode observar na Figura 4.15 que a tendência geral de todos os tamanhos é razoavelmente próxima.

A variação da resistência do leito pode ser expressa na forma do coeficiente de atrito f de Darcy-Weisbach, que tem uma fundamentação teórica melhor do que o fator empírico n de Manning. Várias tentativas foram feitas para estabelecer uma relação satisfatória entre o fator de atrito do leito f_b , o número de Reynolds e outros fatores. A Figura 4.16 mostra uma dessas tentativas: a relação entre o fator de atrito f_b e o número de Reynolds Re para o tamanho 4,5 cm. Nota-se uma grande dispersão dos pontos sem

uma tendência única. Entretanto, a influência da declividade ficou evidente pela tendência dos pontos para cada declividade e a semelhança das condições para outros tamanhos. Então, procurou-se uma relação entre f_b e Re levando em conta a declividade do canal e a melhor relação foi obtida quando f_b foi relacionado ao fator $Re(\ln S)^2$, que unificou todos os pontos correspondentes a cada tamanho de cascalho.

A relação entre o fator de atrito f_b e $Re(\ln S)^2$ é apresentada na Figura 4.17. Na Figura 4.17a observa-se a variação de f_b para os 4 tamanhos de cascalhos para o escoamento subcrítico ($F_r < 1$). A variação de f_b no escoamento supercrítico ($F_r > 1$), é mostrado na Figura 4.17b para $D_m = 4,5, 2,5$ e $1,5$ cm. Para tamanho de $3,5$ cm não foram encontrados dados suficientes. Pode-se concluir que o valor de f é afetado tanto pela declividade quanto pelo tamanho do cascalho além do número de Reynolds.

Com relação ao fator de atrito ainda na Figura 4.17a, os valores para o tamanho do sedimento $1,5$ cm são maiores do que para o tamanho $2,5$ cm. Isto pode ser explicado pelo efeito do movimento fácil deste tamanho em relação aos demais e por consequência, produzir deformação do leito. Essas discretas formas do leito geram uma resistência adicional da forma.

Com o intuito de avaliar a aplicabilidade das diversas equações de resistência citadas anteriormente, a relação entre o fator de atrito e a profundidade relativa foi analisada nas Figuras 4.18, 4.19, 4.20 e 4.21 que incluem também a Equação da lei logarítmica (2.2a), a Equação (2.31) de Hey com $a = 11,10$ e $13,46$ e a Equação (2.32) de Bathurst.

Fazendo uma análise das figuras com relação as declividades e considerando valores da profundidade relativa R_b/D_m maiores que a unidade e excluindo o diâmetro $1,5$ cm, pode-se concluir que em canais íngremes com declividade variando de $1/20$ até $1/100$ os resultados obtidos no presente estudo, em sua maioria, encontram-se entre as equações de Hey e Bathurst. Portanto, essas equações podem ser consideradas satisfatórias para a previsão de resistência dos leitos com cascalhos grossos. Especialmente para o diâmetro de $4,5$ cm os resultados obtidos tendem, de uma forma geral, a seguir a equação de Bathurst, porém tendem para a lei logarítmica quando a declividade aumenta. No caso de ensaios com cascalhos de $2,5$ cm os resultados não concordam muito com essas equações para declividades superiores a $1/40$.

Reorganizando os dados, desta vez por tamanho de cascalhos, obtém-se a Figura 4.22. Observa-se que a maioria dos dados correspondentes aos diâmetros de $4,5$ e $3,5$

cm encontram-se entre as equações de Hey e Bathurst. O mesmo não pode ser dito com relação aos diâmetros de 2,5 e 1,5 cm.

Portanto, conclui-se que aparentemente as Equações (2.31) e (2.32) têm limitações da faixa de declividade do leito e de tamanho de cascalho nas aplicações práticas.

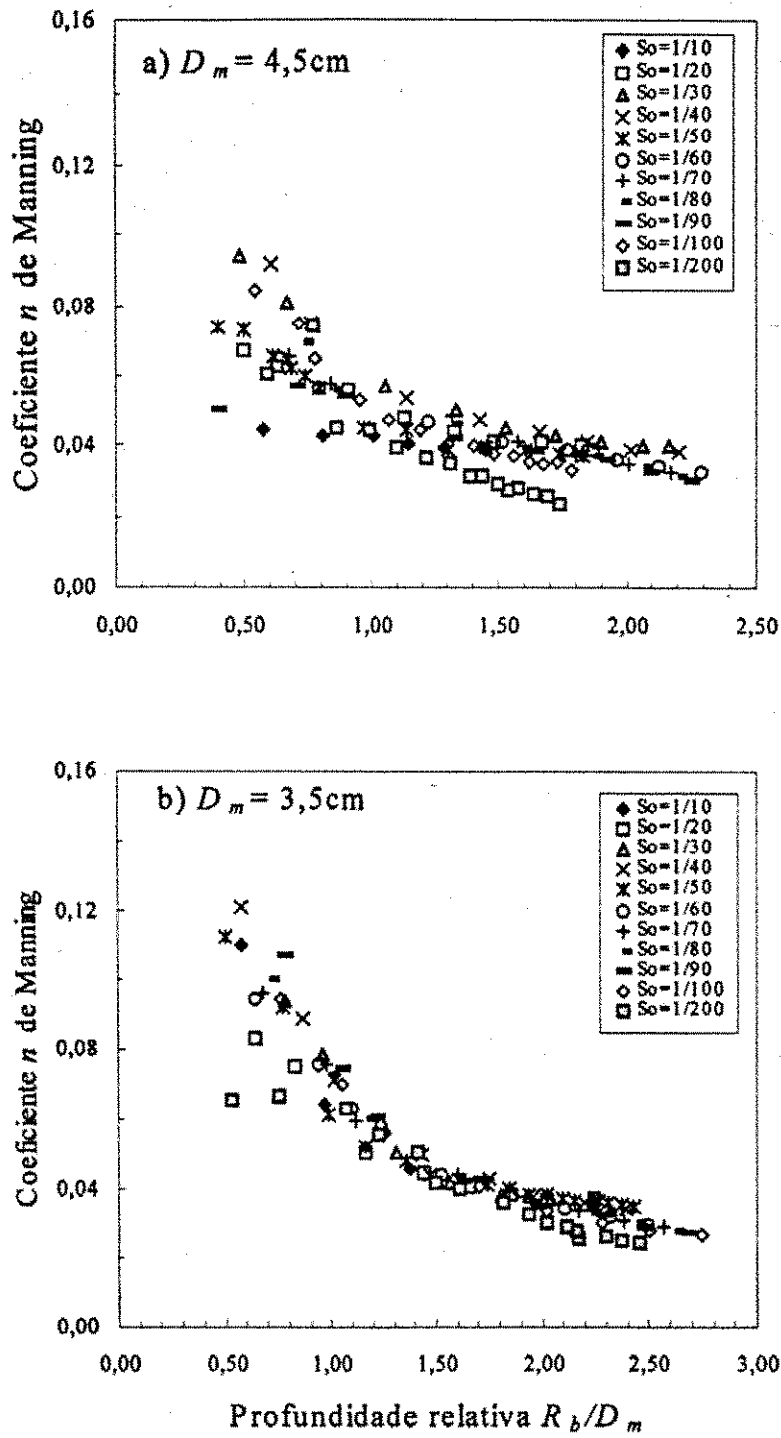


Figura 4.10 – Coeficiente n de Manning versus a profundidade relativa R_b/D_m para os diâmetros D_m de 4,5 cm e 3,5 cm.

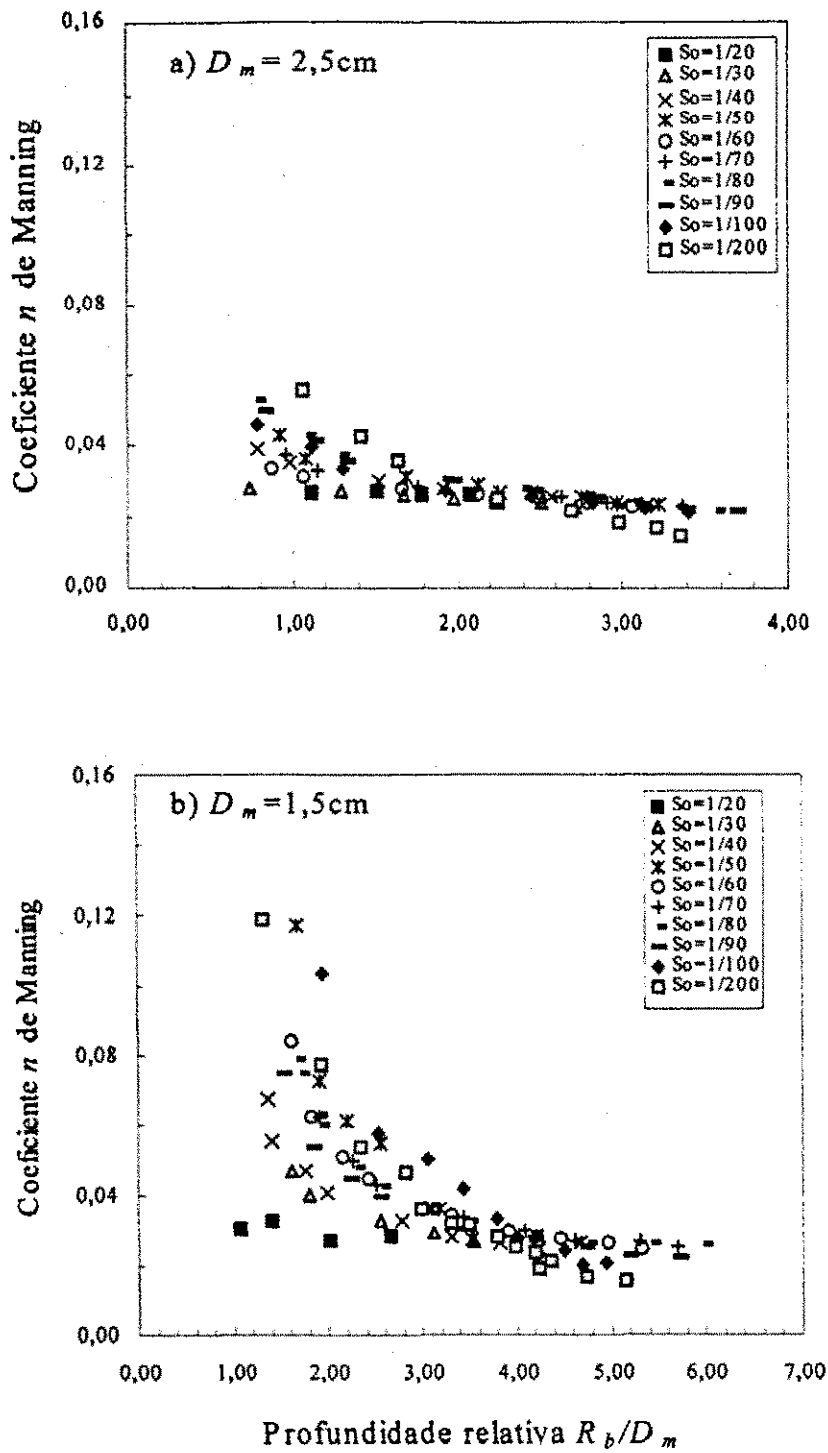


Figura 4.11 – Coeficiente n de Manning versus a profundidade relativa R_b/D_m para os diâmetros D_m de 2,5 cm e 1,5 cm.

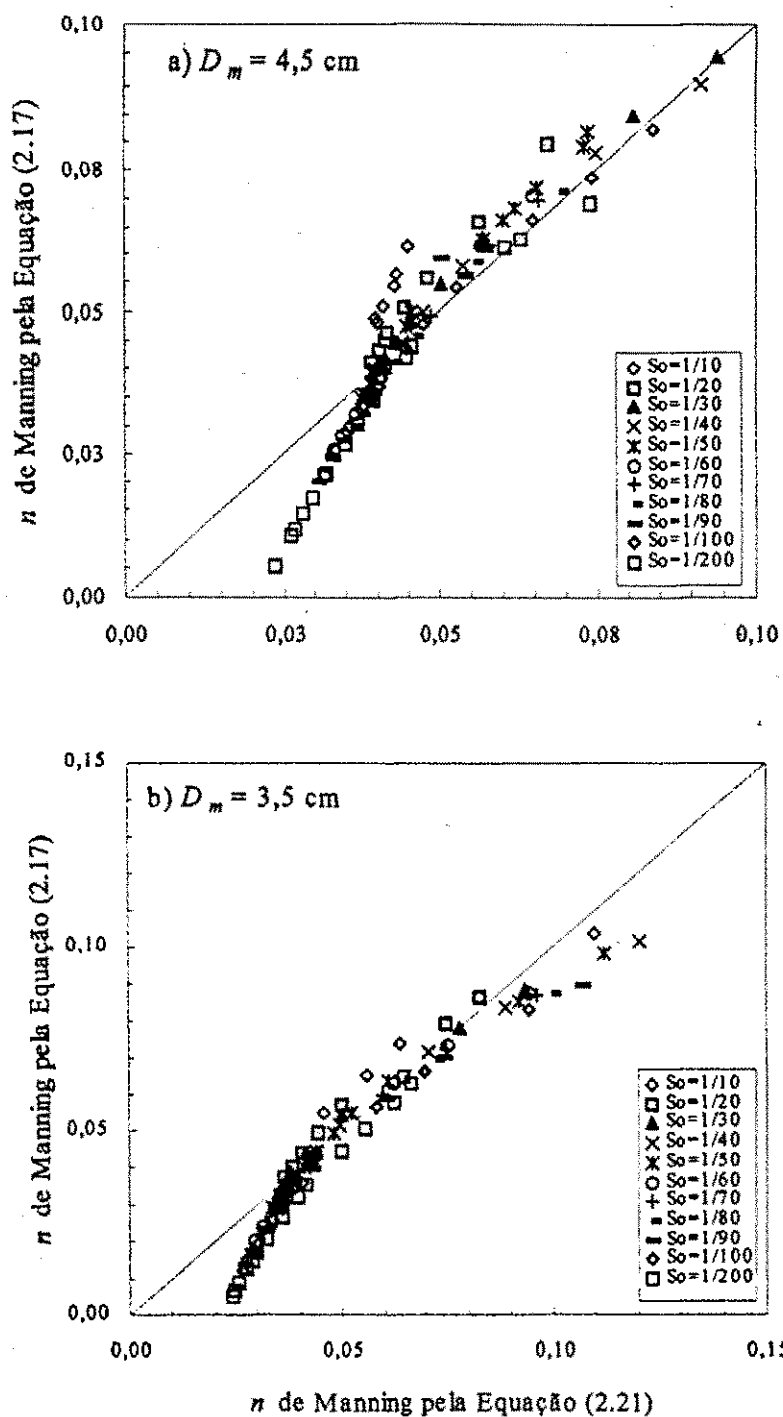


Figura 4.12 – Comparação entre os coeficientes de Manning para as Equações (2.17) e (2.21) para os diâmetros D_m de 4,5 cm e 3,5 cm.

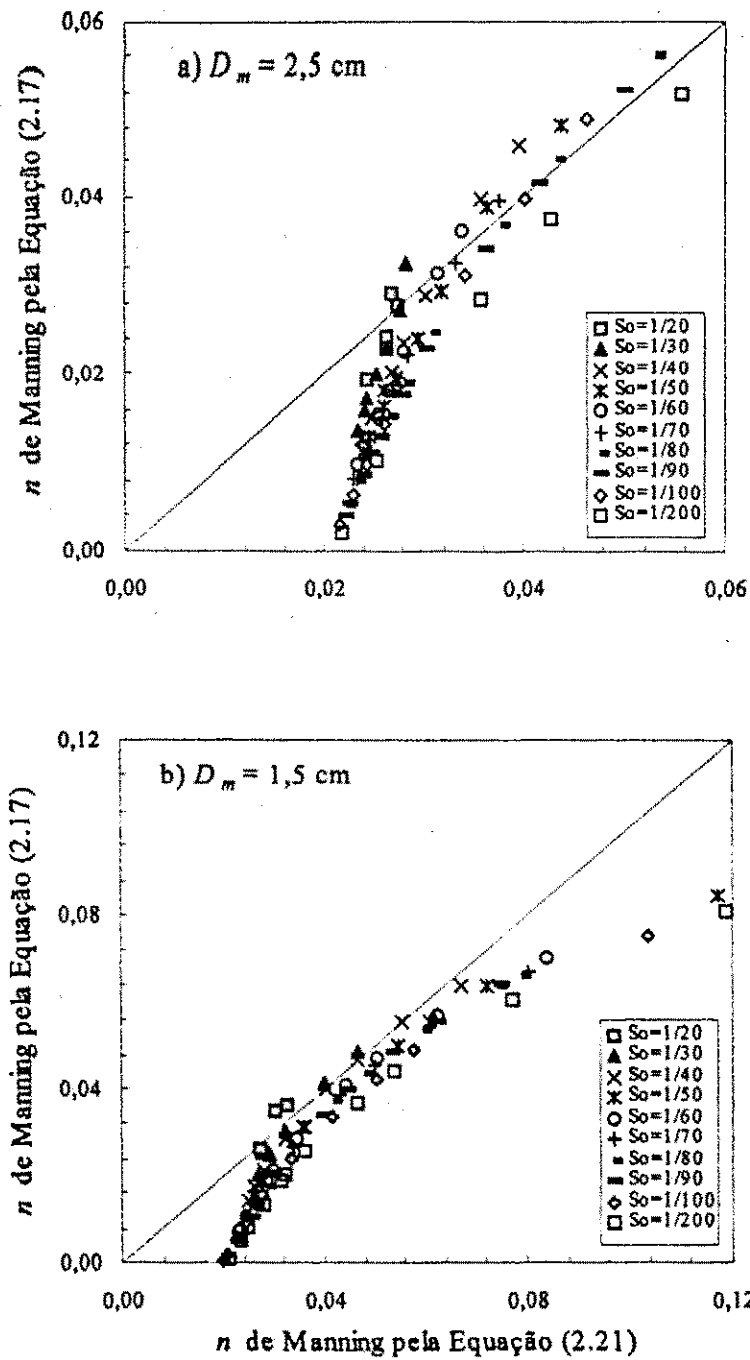


Figura 4.13 – Comparação entre os coeficientes de Manning para as Equações (2.17) e (2.21) para os diâmetros D_m de 2,5 cm e 1,5 cm.

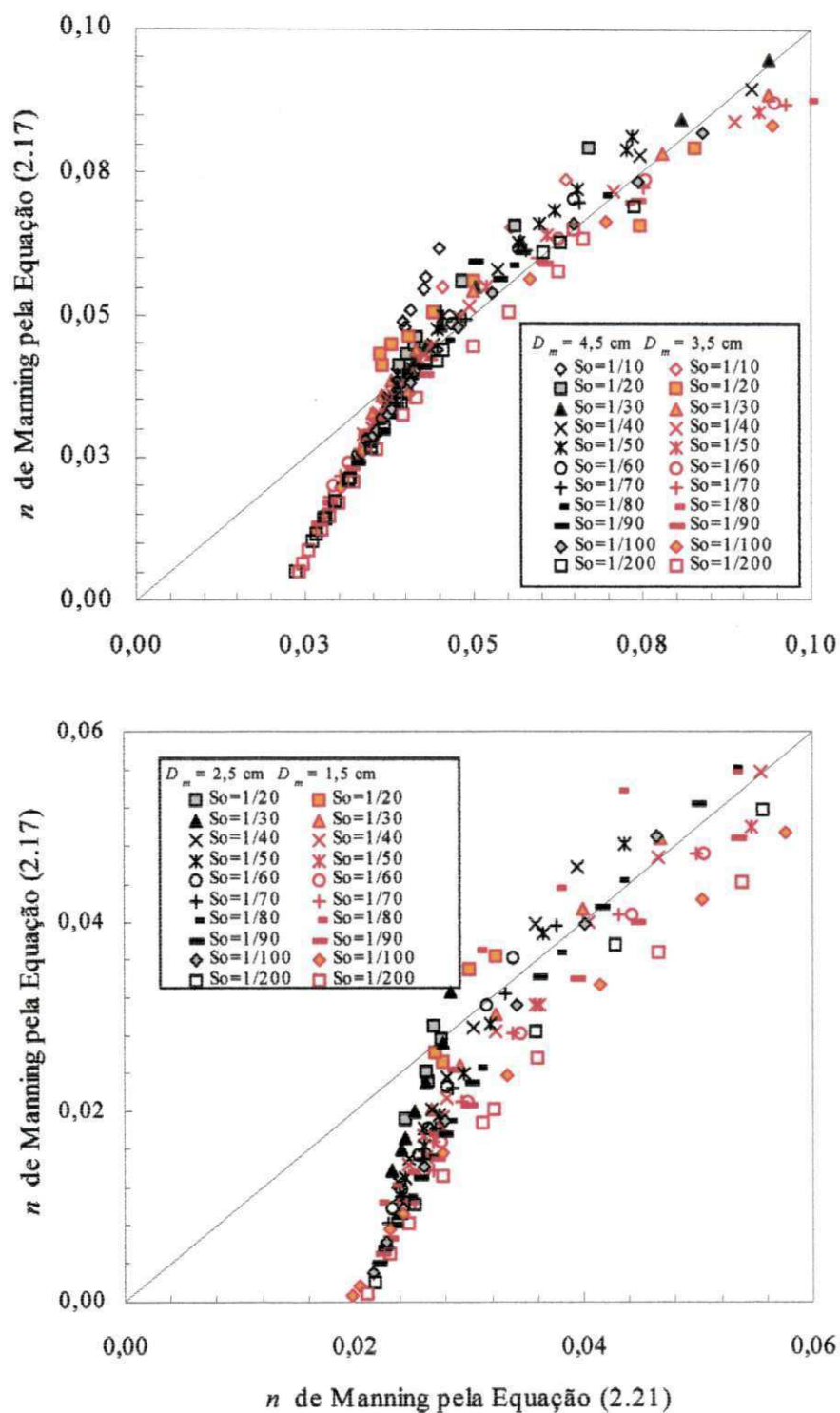


Figura 4.14 – Comparação entre os coeficientes de Manning para as Equações (2.17) e (2.21) para os diâmetros D_m de 4,5 cm e 3,5 cm juntos e 2,5 e 1,5 cm juntos.

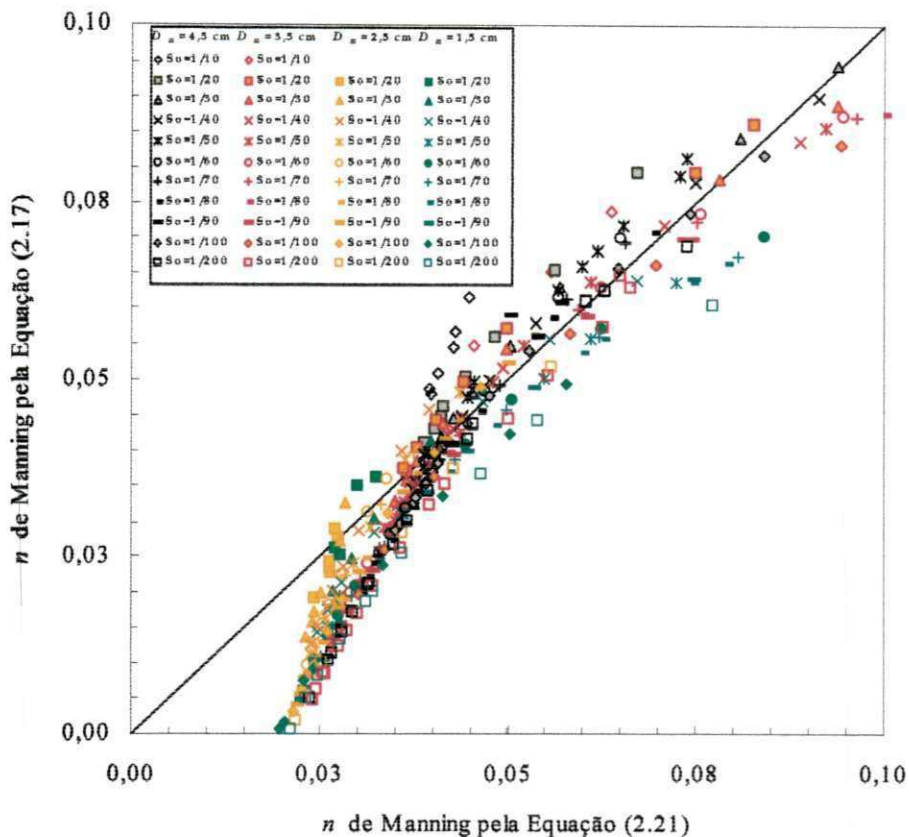


Figura 4.15 – Comparação entre os coeficientes de Manning para as Equações (2.17) e (2.21) para todos os diâmetros juntos.

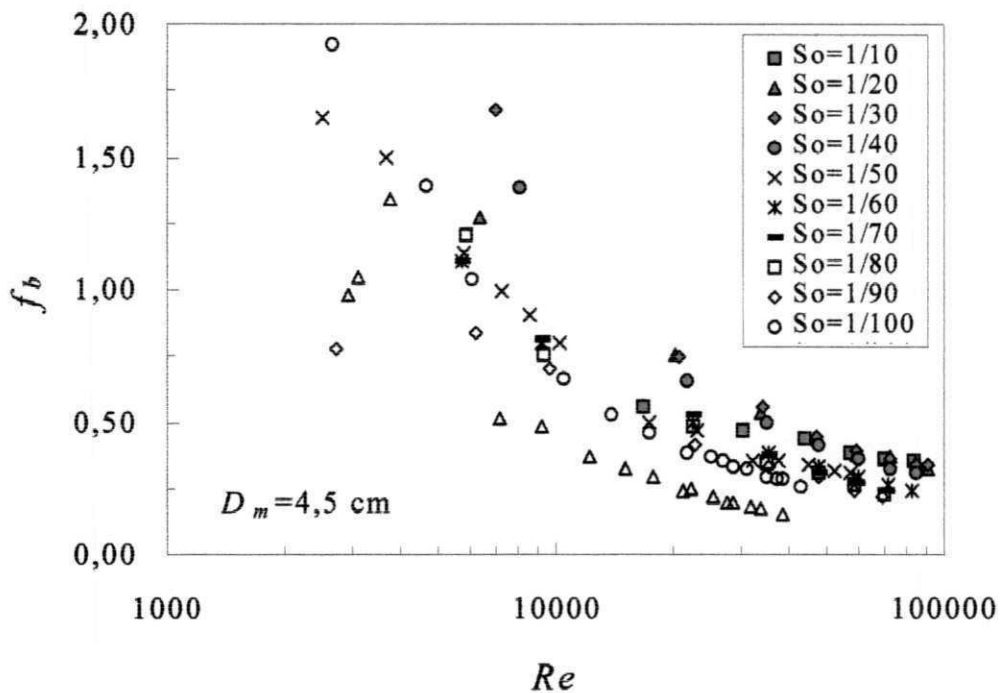


Figura 4.16 – Relação entre o fator de atrito f_b e o número de Reynolds (Re) para o diâmetro D_m de 4,5 cm.

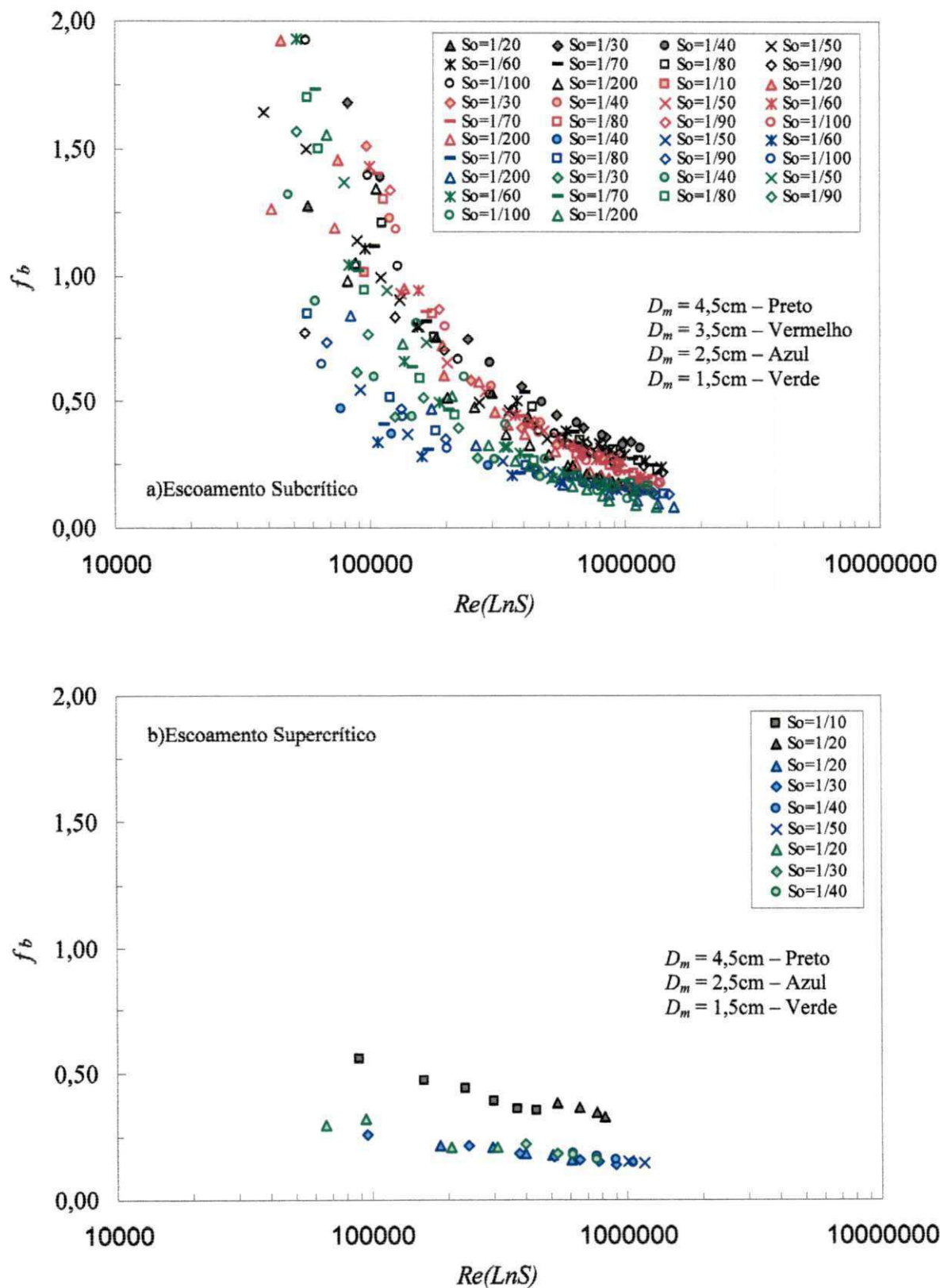


Figura 4.17 – Relação entre o fator de atrito f_b e a relação $Re (lnS)^2$ para: (a) Escoamento subcrítico e (b) Escoamento supercrítico.

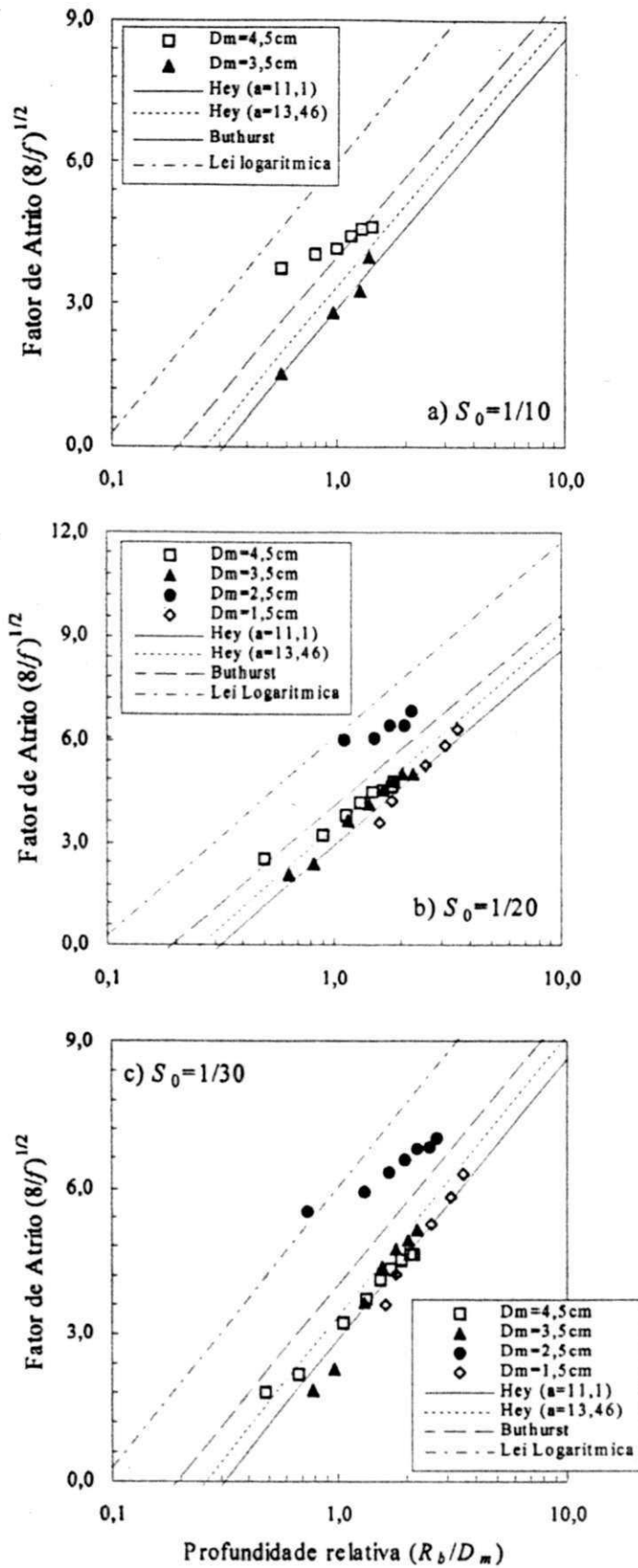


Figura 4.18 – Comparação do fator de atrito de Darcy-Wiesbach $(8/f)^2$ com as equações de Hey (1979), Bathurst (1987) e a Lei logarítmica para as declividades: (a) 1/10, (b) 1/20 e (c) 1/30

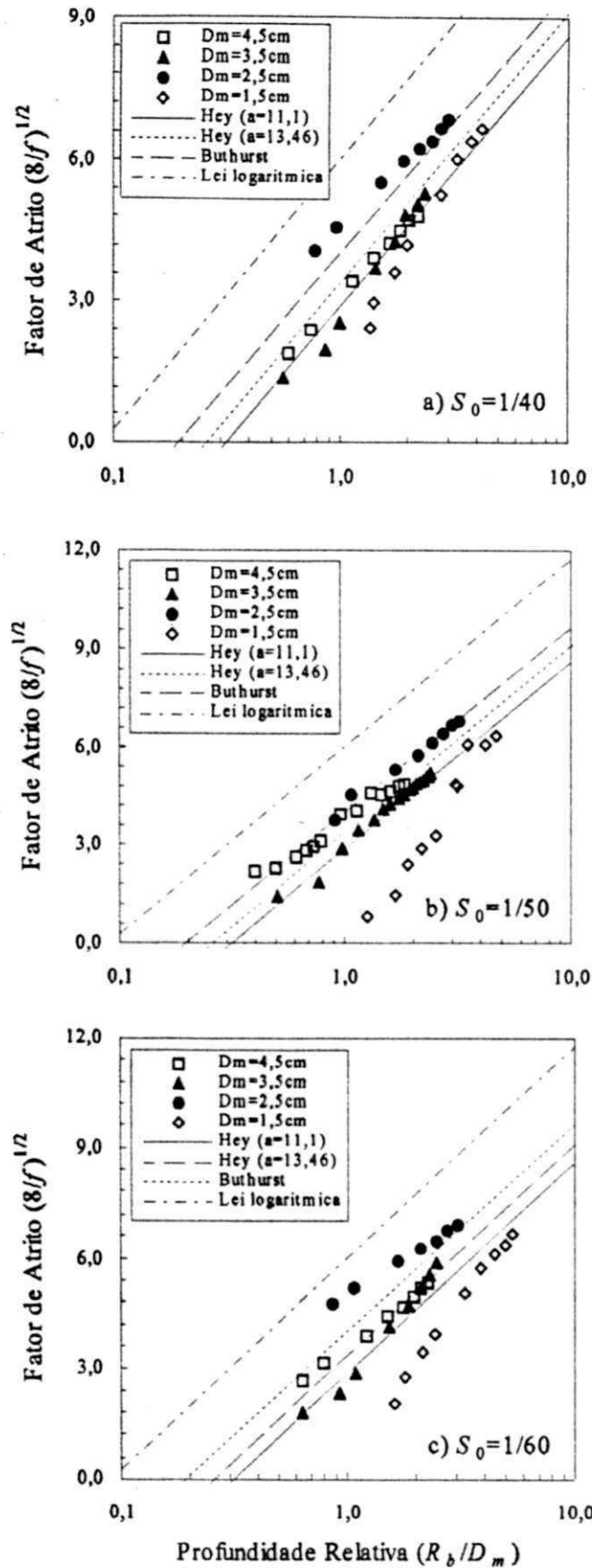


Figura 4.19 – Comparação do fator de atrito de Darcy-Wiesbach $(8/f)^2$ com as equações de Hey (1979), Bathurst (1987) e a Lei logarítmica para as declividades: (a) 1/40, (b) 1/50 e (c) 1/60.

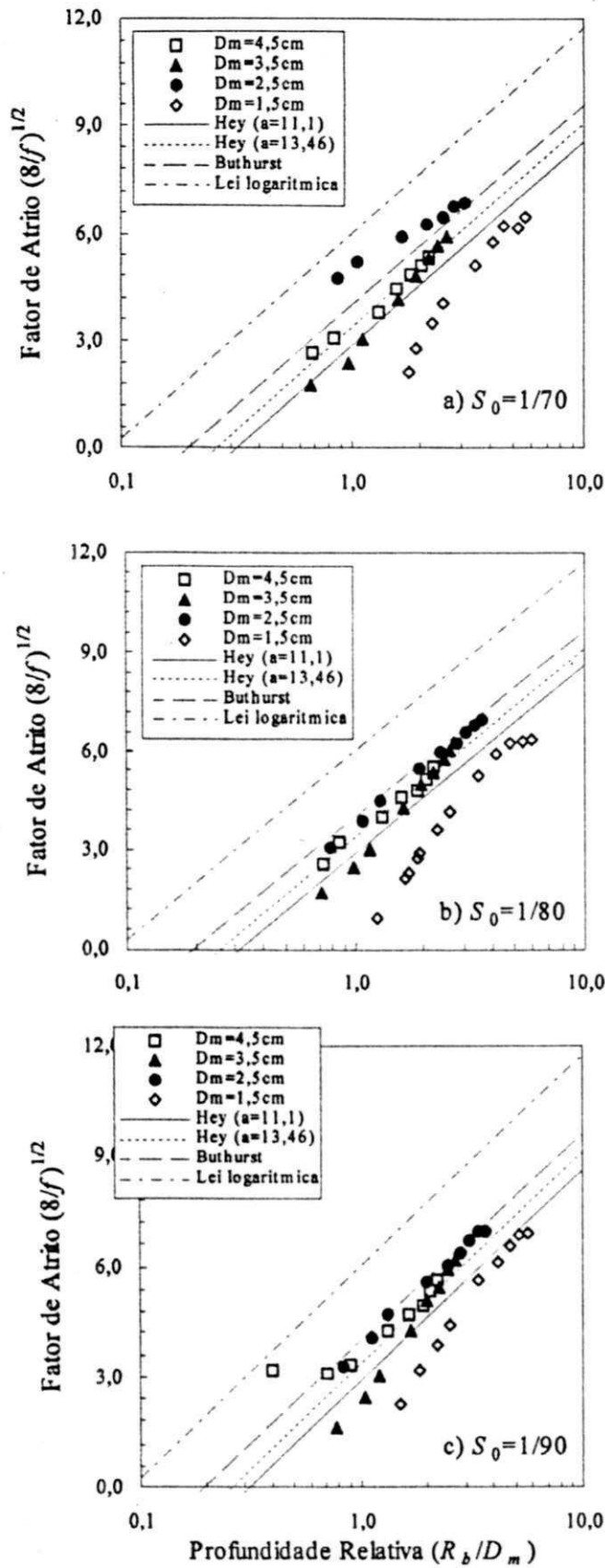


Figura 4.20 – Comparação do fator de atrito de Darcy-Wiesbach $(8/f)^2$ com as equações de Hey (1979), Bathurst (1987) e a Lei logarítmica para as declividades: (a) 1/70, (b) 1/80 e (c) 1/90.

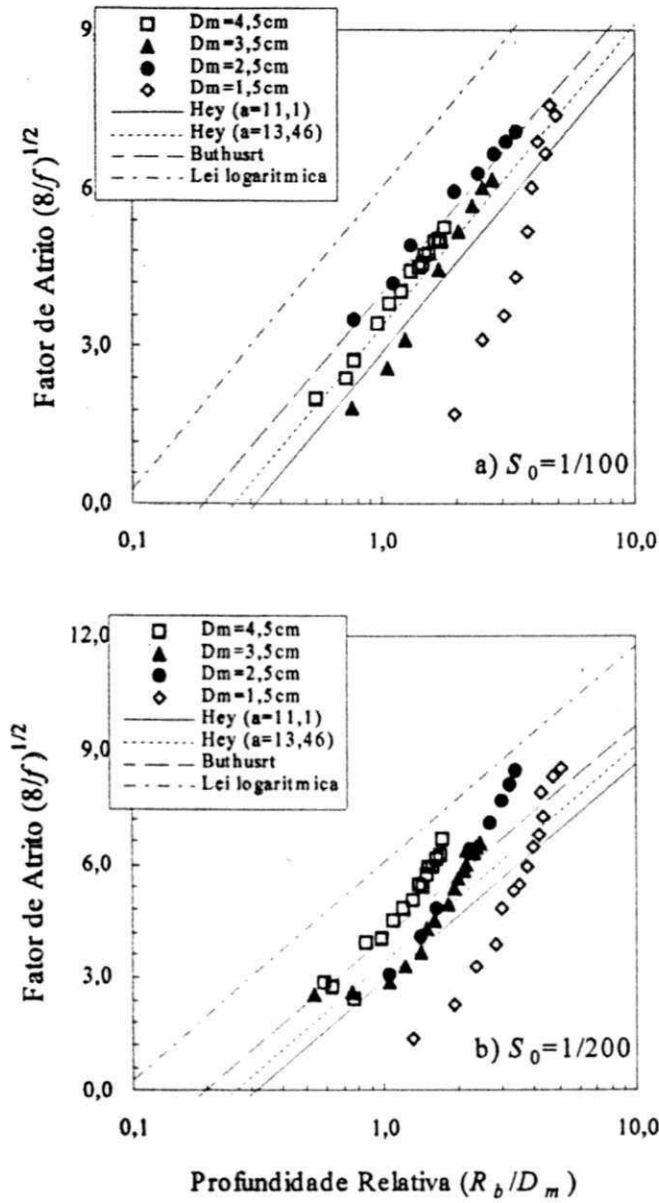


Figura 4.21 – Comparação do fator de atrito de Darcy-Wiesbach $(8/f)^2$ com as equações de Hey (1979), Bathurst (1987) e a Lei logarítmica para as declividades: (a) 1/100 e (b) 1/200.

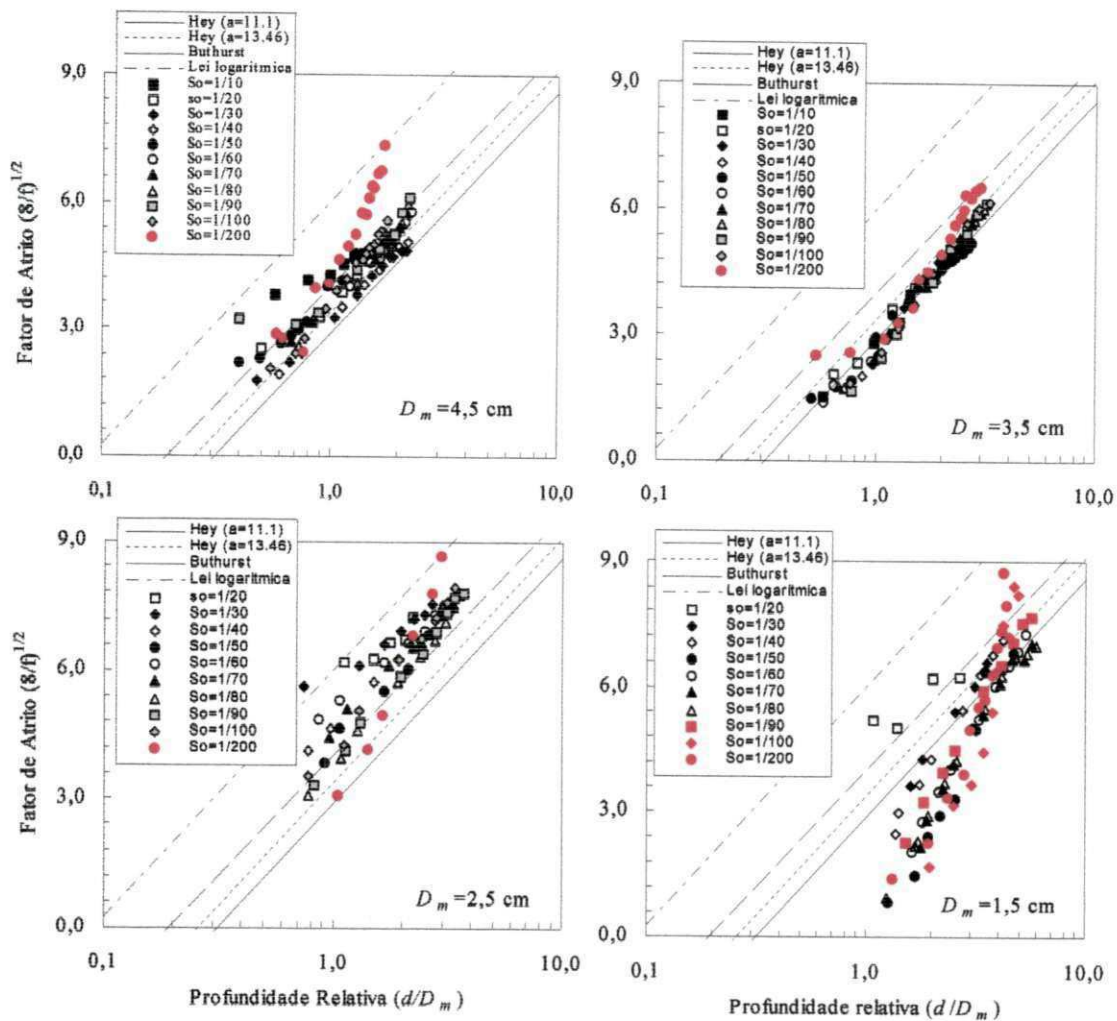


Figura 4.22 – Comparação do fator de atrito de Darcy-Wiesbach $(8/f)^2$ com as equações de Hey (1979), Bathurst (1987) e a Lei logarítmica para os diâmetros D_m de 4,5, 3,5, 2,5, 1,5 cm.

4.4 Resultados dos ensaios para o estudo da camada resistente no leito

O encaroçamento ou armação estática do leito ocorre quando há transporte dos grãos finos para jusante e conseqüentemente, eliminação destes grãos da superfície do leito. Como o fluxo não é capaz de transportar os grãos maiores da mistura, estes permanecem imóveis servindo de proteção para os grãos existentes abaixo da superfície. Assim, esta estrutura permanece estável até que as condições de fluxo sejam alteradas propiciando o movimento dos sedimentos de maiores tamanhos, liberando os menores nas camadas inferiores.

A formação da camada resistente quando há movimento apenas do menor tamanho de cascalho (processo estático), numa mistura com os diâmetros de 3,5 e 0,4 cm e uma vazão de 2 l/s, é mostrada na seqüência de fotografias da Figura 4.23. Essas fotografias foram tiradas das seções 48, 49 e 50, distanciadas de 10 cm a partir da montante do canal. Nesta série de ensaios observou-se uma grande quantidade de transporte de sedimentos, principalmente nos primeiros 10 minutos dos ensaios (Figuras 4.23a e 4.23b). Esse transporte foi bastante reduzido nos tempos seguintes (Figuras 4.23c e 4.23d); e praticamente não houve movimento das partículas no período entre 90 e 120 minutos (Figuras 4.23e e 4.23f).

Como o leito de cascalho possuía uma porosidade bastante elevada devido aos vazios entre cascalhos mais grossos (3,5 cm), observou-se o movimento dos cascalhos finos (0,4 cm) não só para a jusante do canal mas também verticalmente para baixo através dos espaços vazios da camada. O assentamento e acúmulo dos sedimentos menores na base do canal faziam os cascalhos grossos subirem gradativamente para as camadas superiores gerando o fenômeno de segregação vertical discutido no Capítulo 2. Por esse fenômeno, observou-se a ocorrência da seletividade dos tamanhos de cascalhos.

Notou-se que os pequenos sedimentos estavam presos entre os de grandes tamanhos mas não na camada da superfície, sendo o resultado das eliminações dos finos ou menos resistentes demonstrando a formação do encaroçamento.

O processo de pavimentação ou armação dinâmica, diferente do encaroçamento ou processo estático, ocorre quando as partículas existentes na superfície do leito são transportadas e reagrupadas formando uma estrutura resistente de difícil erosão. Esse fenômeno assemelha-se a uma concretagem e é observado em leitos com grande variabilidade de tamanhos de grão. Os grãos menores preenchem os espaços deixados

pelos maiores e essa formação impede o transporte de sedimentos da superfície do leito e também dos existentes abaixo da superfície. Quando a quantidade de sedimentos erodidos é igual a quantidade de sedimentos depositados, a condição de equilíbrio é alcançada e portanto, o leito está pavimentado.

Para a formação da armadura dinâmica foram utilizados os cascalhos de diâmetros 1,5 cm e 0,4 cm com uma vazão de 16 l/s que permitia o movimento de ambos os tamanhos de sedimentos. A Figura 4.24 apresenta as fotografias das seções 36, 37 e 38, marcadas a cada 10 cm a partir do fim do canal. Estas seções correspondem a 20 cm do trecho mais a montante da seção de separação do tamanho único e os dois tamanhos de sedimentos, que foi acompanhada fotograficamente durante 180 minutos de fluxo nos ensaios. Analisando as Figuras 4.24a até 4.24f nesta série de ensaios, nota-se que a porcentagem de sedimentos menores na camada da superfície vai diminuindo ao longo do tempo, porém, com uma taxa de redução cada vez menor chegando ao ponto de estabilização, demonstrando a formação da camada resistente dinâmica. A partir das Figuras 4.24g e 4.24h, correspondentes aos tempos de 90 e 180 minutos, percebe-se nenhuma variação na área ocupada pelos finos com a estabilização do transporte na camada da superfície do leito, indicando a presença da camada armada pela pavimentação.

Através das fotografias referidas, foi extraída a área ocupada pelos grandes e pequenos sedimentos da camada superficial do leito. A Figura 4.25 mostra o gráfico da evolução do leito ao longo de 180 minutos para uma vazão de 16 l/s. A linha horizontal a 10 cm de altura na Figura 4.25a, indica o perfil no seu estado inicial antes da aplicação da vazão. Observou-se uma contínua perda de altura proveniente da erosão e transporte pela força de arrasto aplicada pelo fluxo. Este decréscimo de altura foi mais intenso nos primeiros 6 minutos de descarga, após o qual os níveis do leito na seção estabilizaram gradativamente (Figura 4.25b) até que a armadura estava formada.

As Figuras 4.26a e 4.26b mostram os gráficos da porcentagem da área i_b ocupada pelos sedimentos de tamanho menor durante um intervalo de tempo de até 180 minutos com a vazão de 16 l/s.

A seqüência dos processos de levantamento, transporte e deposição era contínua em toda a seção estudada, aumentando e diminuindo a quantidade de cascalho de diâmetro de 0,4 cm ao longo do trecho e ao longo do tempo. Esses gráficos mostram também que para grandes intervalos de tempo (90 e 180 minutos) o transporte dos sedimentos menores parece ter diminuído devido à formação da armadura na camada superior.

Com os dados da área ocupada na superfície pelo sedimento menor, plotou-se a Figura 4.27 que inclui também os resultados obtidos para o cálculo da descarga do sedimento de menor tamanho da mistura em estudo (1,5 e 0,4 cm) através da equação proposta por Suzuki *et al.* (1994). Para evitar possíveis erros devido ao grande transporte de sedimentos nos primeiros minutos após inserida a vazão, o cálculo das áreas foi realizado só depois do grande transporte inicial atenuar-se. O tempo necessário para esta condição foi de 6 minutos. Então, considerou-se para a análise comparativa de resultados a condição que se encontrava neste tempo; ou seja, a mistura de sedimento que inicialmente estava com 50% de cada tipo de material, foi padronizada para a composição encontrada em $t = 6$ minutos. Notou-se que nos dados obtidos pela Equação (2.55), a taxa de redução da porcentagem dos menores partículas na superfície do leito, i_b , diminui à medida que o tempo aumenta, e nos dados obtidos através dos experimentos ocorreu uma oscilação dessa porcentagem algumas vezes. Além disso, percebeu-se uma superestimação nos valores de erosão de sedimentos calculados pela equação de Suzuki *et al.* (1994) em relação aos observados. Acredita-se que talvez os coeficientes modificadores da tensão de cisalhamento ε_1 e da tensão de cisalhamento crítica ε_2 precisam ser melhor ajustados com mais dados.

É importante lembrar que a equação proposta por Suzuki *et al.* (1994) estima a quantidade de sedimento que é depositada e que se movimenta de um ponto para outro. Neste estudo utilizou-se condições bem particulares e específicas para realização dos experimentos (apenas dois tamanhos de cascalhos e não houve recarga de sedimentos a montante do canal), logo, as condições de equilíbrio para este caso são diferentes das condições de equilíbrio no caso de três ou mais tamanhos na mistura ou quando existe a recarga de sedimentos a montante.

Portanto, neste estudo experimental não foi possível prever com confiança a formação da armadura dinâmica pelas relações analíticas de transporte propostas por Suzuki *et al.* (1994).



(a) $t = 0$ min



(b) $t = 10$ min



(c) $t = 30$ min



(d) $t = 60$ min



(e) $t = 90$ min



(f) $t = 120$ min

Figura 4.23 - Comportamento da mistura de cascalhos numa seção central do canal com 20 cm de comprimento utilizando dois tamanhos de grãos (3,5 e 0,4 cm) para os tempos: (a) 0 , (b) 10, (c) 30, (d) 60, (e) 90 e (f) 120 minutos.

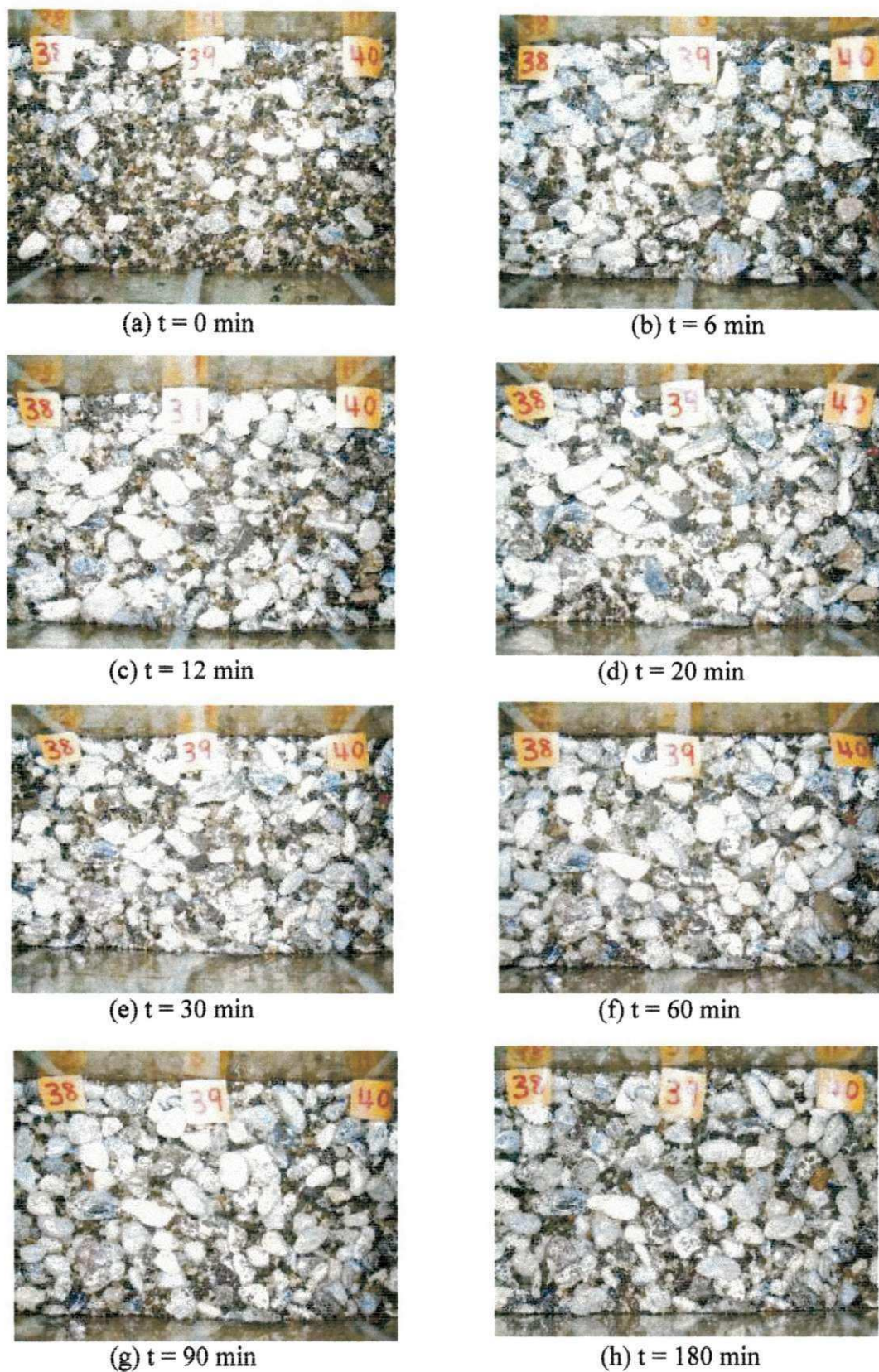


Figura 4.24 - Comportamento da mistura de cascalhos numa seção central do canal com 20 cm de comprimento utilizando dois tamanhos de grãos (1,5 e 0,4 cm) para os tempos (a) 0 , (b) 6, (c) 12, (d) 20, (e) 30, (f) 60, (g) 90 e (h) 180 minutos.

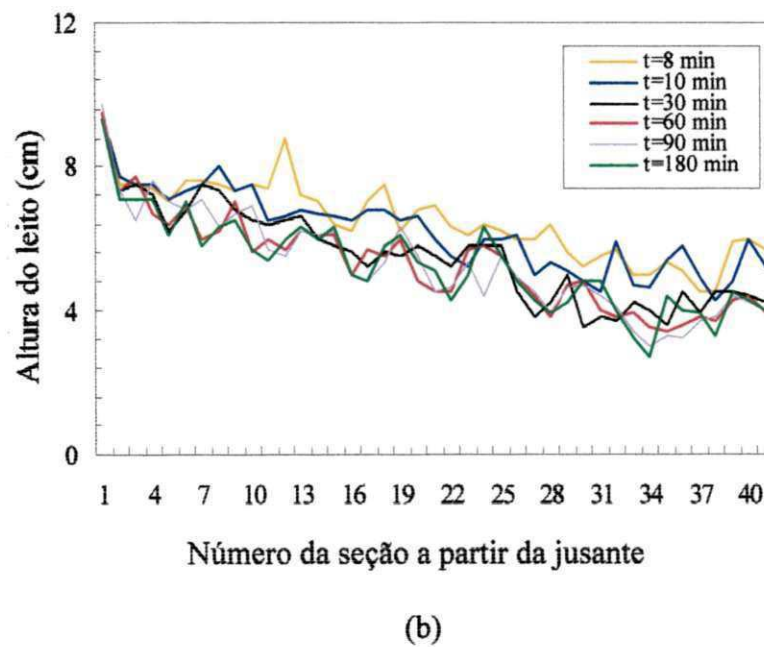
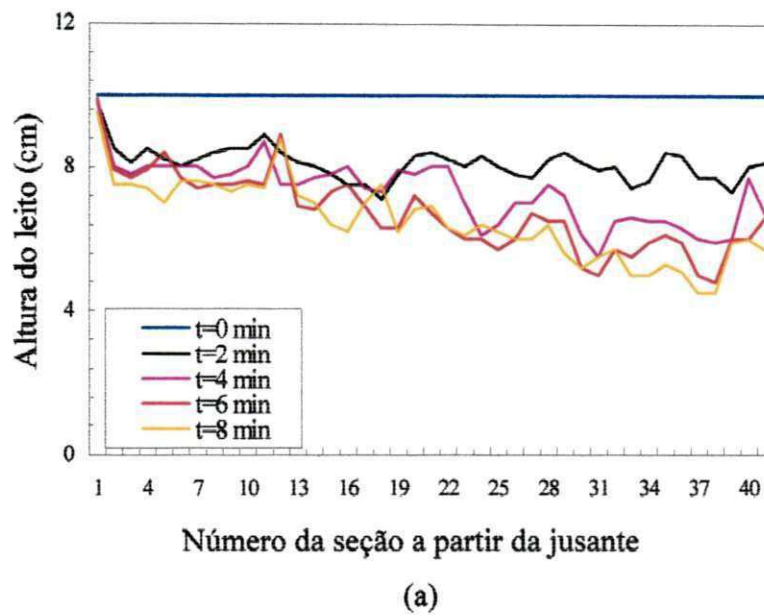
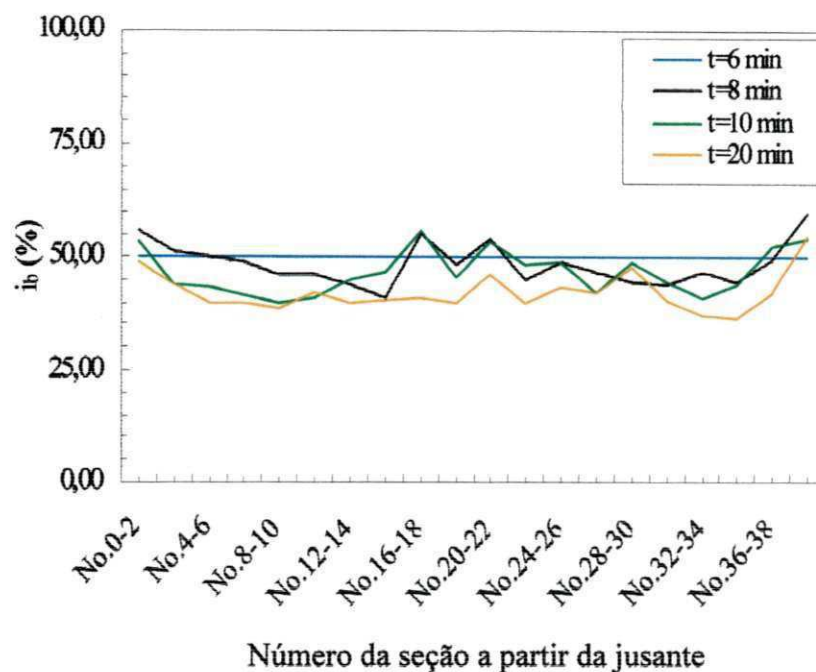
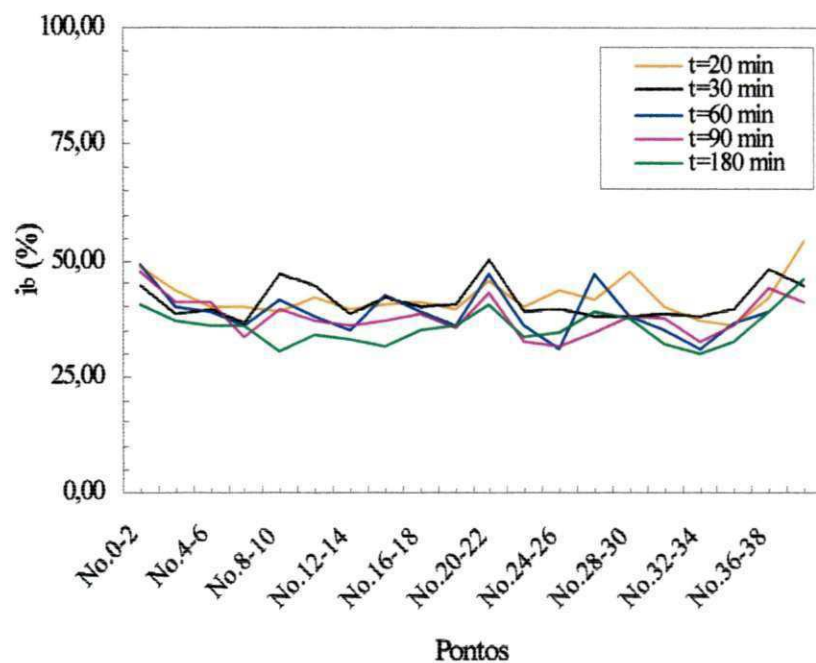


Figura 4.25 – Comportamento do leito de cascalho ao longo de 4 metros de secção estudada para uma vazão $Q = 16$ l/s e um tempo variando de (a) 0 a 8 minutos e (b) 8 a 180 minutos.



(a)



(b)

Figura 4.26 – Comportamento nos 4 metros de seção estudada, da porcentagem de área ocupada pelo cascalho de menor diâmetro com uma vazão $Q = 16$ l/s e para um tempo variando de (a) 6 a 20 minutos e (b) 20 a 180 minutos.

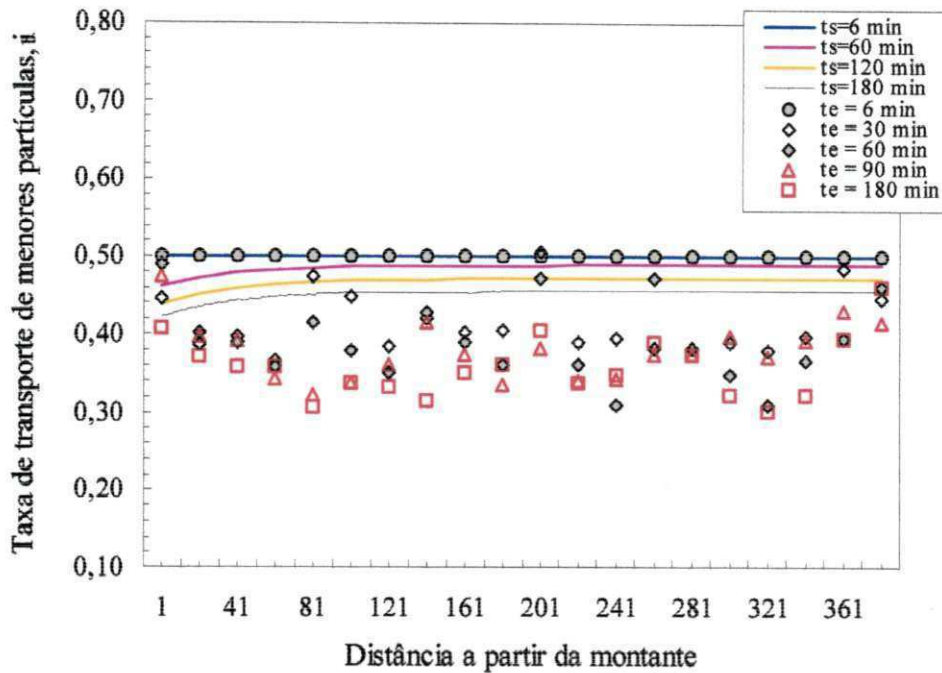


Figura 4.27 - Gráfico de simulação utilizando a Equação (2.55) para um intervalo de tempo variando de $t_s = 0$ até $t_s = 180$ minutos e comparação desses dados com os dados obtidos em laboratório para um intervalo de tempo variando de $t_e = 0$ até $t_e = 180$ minutos.

Num estudo realizado nesta área, Parker e Kingleman (1982) que analisaram o fenômeno de pavimentação em rios com leito de cascalho, observaram que a taxa de transporte de sedimentos grossos é igual a dos sedimentos finos apesar da mobilidade dos grossos ser claramente menor que a dos finos. Essa igualdade foi atribuída devido ao fato que os grandes sedimentos encontram-se mais exposto ao fluxo que os pequenos. Aspectos como a mobilidade relativa de materiais uniformes e de misturas foram discutidas no trabalho e dados de campo foram usados para quantificar este conceito e desenvolver uma relação para pavimentação em rios. Diferentemente do proposto aqui, os dados utilizados por Parker e Kingleman foram, extraídos de três rios com a presença de quatro tamanhos diferentes de sedimentos na mistura com tamanhos máximo e mínimo de 89,3 mm e 1,48 mm respectivamente. O modelo indicou que o fenômeno de pavimentação não é observado em rios onde a maior parte do leito é constituído de areia. Perante estes fatos, a necessidade de outros estudos analíticos e experimentais complementares é evidente para que a variação do tamanho médio na camada ativa de cascalho seja associada com uma modificação progressiva da taxa de transporte sólido.

5. Conclusões e Recomendações

5.1 Conclusões

Neste estudo foi investigado o comportamento dos canais de alta declividade com leito de cascalho. Os principais aspectos considerados foram a resistência ao fluxo e a formação de uma camada resistente ou armadura. Baseados nos resultados obtidos conclui-se que:

variabilidade destacando fortes influências do tamanho do cascalho e a declividade do canal.

- 4) Numa comparação entre o coeficiente n de Manning pela equação geral e o calculado pela equação desenvolvida por Ugarte e Madrid (1994), observou-se que para os dois maiores tamanhos (3,5 e 4,5 cm), os números aproximam-se bem para valores de n superiores a 0,04. Para tamanhos menores (2,5 e 1,5 cm) há uma subestimação no valor de n previsto pela equação de Ugarte e Madrid (1994).
- 5) O coeficiente de atrito do leito f_b é afetado tanto pela declividade quanto pelo tamanho do cascalho isto é, a rugosidade relativa, e o número de Reynolds. Sendo de um modo geral a influência da declividade mais significativa.
- 6) Uma comparação entre as equações de Hey (1979), Bathurst (1987) e a Lei logarítmica da resistência para o cálculo do fator de atrito de Darcy-Weisbach mostra que em canais íngremes com declividade variando de $S_0 = 1/100$ até $1/20$ a maioria dos valores encontram-se entre os calculados pelas equações de Hey e Bathurst. Portanto, essas equações podem ser consideradas satisfatórias nestas condições.
- 7) Nos experimentos direcionados ao surgimento da camada resistente pode-se concluir que a formação da armadura estática está associada à eliminação dos finos na superfície. Como o fluxo não é suficientemente intenso para transportar os grãos maiores da mistura, estes permanecem imóveis servindo de proteção para os grãos finos abaixo da superfície. Assim, esta estrutura permanece em equilíbrio até que as condições de fluxo sejam alteradas propiciando o movimento dos sedimentos de maiores tamanhos, expondo as camadas inferiores.
- 8) No caso da formação da armadura dinâmica, inicialmente os menores cascalhos são transportados e esse transporte se reduz progressivamente com o tempo até alcançar a condição do equilíbrio entre a erosão e deposição local desses tamanhos de cascalhos. Logo, a formação da armadura dinâmica depende da existência de transporte de todos os tamanhos.

- 9) As condições em que a armadura se forma estão associadas com o transporte relativo das frações mas não se pode afirmar que as relações propostas por Suzuki *et al.* (1994) são suficientes para previsão desta ocorrência. Há necessidade de outros estudos analíticos e experimentais nesta direção.

5.2 Recomendações

- 1) É importante lembrar que os rios íngremes com leito de cascalho possuem características singulares e o seu comportamento ainda é pouco conhecido. Por isso a necessidade de novas pesquisas que fortaleçam ainda mais os estudos existentes.
- 2) Recomenda-se que, para os experimentos referentes a formação da camada resistente no leito, sejam feitos mais ensaios testando outras misturas de cascalho e condições diferentes de realização dos experimentos e obtenção dos dados a serem utilizados.

Referências Bibliográficas

- Abt, S. R. *et al.* (1987). Development of riprap design criteria by riprap testing in flumes, Phase 1. *NUREG/CR-4651*, U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington.
- Abt, S. R., Wittler, R. J., Ruff, J. F. & Khattak, M. S. (1988). Resistance to flow over riprap in step channels. *Water Resource. Bull.*, 24 (6), pp.1193-1200.
- Aguirre Pe, J. & Fuentes, R. (1990). Stability and weak motion of riprap at a channel bed. *River coastal and shoreline protection. Erosion control using riprap and armourstone*. C. Thorne, S. Abt, F. Barends, S. Maynard & K. Pilarczyk, eds., Wiley, New York, pp. 77-92.
- Aguirre Pe, J. & Fuentes, R. (1993). Resistance to flow in steep rough streams. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, 116(11), pp. 1374-1387.
- Ahmed, N. & Sunada, D. K. (1969). Nonlinear flow in porous media. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, HY6, pp. 1847-1857.
- Al-Khafaji, A. (1961) The Dynamics of two-dimensional flow in steep, rough, open channels. Dissertation, presented at Utah State University, Logan, Utah, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
- Allen, J. R. L. (1976). Bed forms and unsteady processes: some concepts of classification and response illustrated by common one-way types. *Earth Surface Processes*, Vol. 1, pp. 361-374.
- American Society of Civil Engineers(1963). Friction factors in open channels. Progress report of the task force on factors in open channels of the committee of

- hydromechanics of the hydraulics division (E. Silberman, Chairman). *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, Vol. 89, No. HY2, pp. 97-143.
- Anderson, A. G., Paintal, A. S. & Davenport, J. T. (1970). Tentative design procedure for riprap lined channels, *NCHRP Report. 108*, Hwy. Res. Board, Nat. Acad. of Sci-Nat. Acad. of Engrg. Washington.
- Ashida, K. & Michiue, M. (1972). Study on hydraulic resistance and bed load transport rate in alluvial streams. *Proc. JSCE*, No. 206, pp. 59-69, 1972.
- Bagnold, R. A. (1954). Experiments on a gravity-free dispersion of large solid spheres in a newtonian fluid under shear. *Proceedings of the Royal Society of London, A*. Vol. 225, No. 49, pp. 49-63.
- Bakhtmeteff, B. A. & Feodoroff, N. V. (1937) Flow through granular media. *Journal of Applied Mechanics* 4A: 97-104.
- Barnes, H. H. (1967). Roughness characteristics of natural channel. *Water Supply Paper* 1949, United geological survey, Washington, DC.
- Bathurst, J. C. (1978). Flow resistance of large-scale roughness, *Journal of Hydraulics Division, ASCE*, Vol. 105, No. HY12, pp. 1587-1603.
- Bathurst, J. C. (1985). Flow resistance estimation in mountain rivers. *Journal of Hydraulics Division, ASCE*, 111(4), pp. 625-643.
- Bathurst, J. C. (1987). Critical conditions for bed material movement in steep boulder-bed streams. *Corvallis Symposium Public. No. 165*, International Association of Hydrological Sciences, Wallingford, U.K.
- Bathurst, J. C., Graf, W. H. & Cao, H.H. (1987). Bed load discharge equations for steep mountain rivers. *Sediment transport in gravel bed rives*, C. R. Thorne, J.C. Bathurst, & R. D. Heuy, eds., Wiley, New York, pp.453-491.
- Boothroyd, J. C. and Asheley, G. M. (1975). Processes, bar morphology, and sedimentary structures on braided outwash fans. *Glaciofluvial and Glaciolacustrine sedimentation*. A. V. Jopling & B. C. McDonald, ed., Society of Economic Paleontologists and Mineralogists, Special Publication No. 23.
- Boothroyd, J. C. (1970), Recent braided-streams sedimentation, south central Alaska (abstract), *American Association of Petroleum Geologists Bulletin*, Vol. 54, p.836.
- Bray, D. I. (1980). Evolution of effective boundary roughness for gravel-bed rivers Canadian, *Journal of Civil Engineering*. Vol. 7, No.2, pp. 392-397.
- Burkham, D. E., & Dawdy, D. R. (1976). Resistance equation for alluvial channel flow. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, Vol.102, No HY10, pp. 1479-1489.
- Cedergreen, H. R. (1967). Seepage, drainage and flow nets. *Journal Wiley & Sons*, NY, 534 p.

- Charlton, D., Brown, P. M. & Benson, R. W. (1978). The hydraulic geometry of some gravel rivers in Britain, *Report IT 180*, Hydraulic Station, Wallingford, England.
- Chin, C. O. & Chiew, Y. M. (1993). Effect of bed surface structure on spherical particle stability. *Proceedings, ASCE, Journal of Waterway*, Vol. 119, No.3, pp. 231-242.
- Chow, V.T. (1959). *Open-channel hydraulics. McGraw-Hill Book* 300p.
- Church, M. A. & Gilbert, R. (1975). Proglacial fluvial and lacustrine environments. *Glacial and Glaciolacustrine sedimentation*, by A. V. Jopling & B. C. McDonald, ed., Society of Economic Paleontologists and Mineralogists, Special publication No. 23.
- Codell, R. B., Abt, S. R., Johnson, T., & Ruff, J. (1990). Estimation of flow through and over armored slope. *Journal of Hydraulics Division, ASCE*, 116 (10), 1252-1269.
- Colebrook, C. F., & White, C. M. (1937). Experiments with fluid friction in roughened pipes. *Proceedings of the Royal Society of London, Series A.*, Vol. 161, pp. 367-387.
- Dudgeon, C. R. (1966). An experimental study of the flow of water through coarse porous media. *La Houille Blanche*, 7: 785-801.
- Egiazaroff, I. J. (1965). Calculation of non-uniform sediment concentrations. *Proceedings ASCE*, Vol. 91, No. HY4, pp. 225-247.
- Einstein, H.A. (1950). The bed load function for sediment transportation in open channel flow. *Technical Bulletin 1026*, United States Department of Agriculture, Washington, D.C.
- Gessler, J. (1965). Der geschiebetriebbeginn bei Mischurgen untersucht an natürlichen abpflasterungserscheinungen in kanälen. *Mitt. Der Versuchsanstalt für Wasserbau und Erdbau*, ETH, Zürich, No 69. Translation by W. M. Keck, Laboratory of Hydraulics and Water Resources, California Institute Technical. The beginning of bed load movement of mixture investigation on natural armouring in channels.
- Gessler, J. (1970). Self stabilizing tendency of alluvial channels, *Journal of Waterway Post, Coastal and Ocean Division, ASCE*, Vol. 96, No WW2, pp. 235-249.
- Gessler, J. (1971). Critical shear stress for sediment mixtures. *Proceedings 14th Congress IAHR*, Paris, Vol.3 No. C1.
- Gessler, J. (1973). Behavior of sediment mixtures in rivers. *Proceedings IHAR Symposium on River Mechanics*. Bangkok, Vol. 1 - 395-406.
- Golubtsov, V. V. (1976). Dependence of coriolis and boussinesq coefficients on the slope of a mountain streams. *Soviet Hydrology, Selected papers, American Geophys. Union*, Vol. 15, No. 1.
- Graf, W. L. (1979). Rapids in canyon rivers, *Journal of Geologic*, Vol.87, pp. 533-551.

- Grant, G. E. (1997). Critical flow constraints flow hydraulics in mobile-bed streams: A new hypothesis. *Water resource Res.*, 33(2), pp. 349-358.
- Günter, A. (1971). Die Kritische mittlere sohlenschubspannung bei geschiebemischungen unter berücksichtigung der decksichtbildung und der turbulenzbedingten sohlenschubspannung. *Mitt der Versuchsanstalt für Wasserbau, ETH, Zürich*, No.3.
- Harrison, A. S. (1950). Report on special investigation of bed sediment segregation in degrading bed. *Institute of Engng. Res.*, University of California, Berkeley, series No. 33. Issue 1.
- Hayward, J. A. (1978). Hydrology and streams sediments in mountain catchment." Thesis, presented to the University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.
- Hayward, J. A. (1980). Hydrology and streams sediments from torlesse stream catchment. *Special Publication No.17*, Tussock Grasslands and Mountain Lands Institute, Lincoln College, Canterbury, New Zealand.
- Heede, B. H. (1972). Influences of a forest on the hydraulic geometric of two mountain streams. *Water Resources Bulletin*, Vol. 8, No. 3.
- Heede, B. H. (1979). Flow and channel characteristics of two high mountain streams," *U. S. Department of Agriculture Forest Service Res. Paper R.M. 92*, pp. 12.
- Hey, R. D., Flow resistance in gravel rivers. *Journal of the Hydraulic Division ASCE*, Vol. 105, No. HY4, pp. 365-379.
- Hey, R. D., Bathurst, J. C. & Thorne, C. R. (1985). Gravel bed rivers-Fluvial processes, engineering and management. Ed. John Wiley & Sons.
- Hirano, M. (1971). River bed degradation with armouring. *Proc. JSCE*, No. 195, pp. 55-85.
- Ikeda, H. (1984). Flume experiments on transport of sand-gravel mixtures. *Annual report of Hydraulics Experiments Center*, Tsukuba Univ., No.8, pp. 1-15.
- Ikeda, H. (1988). Flume experiments on transport of sand-gravel mixtures. *Annual report of Hydraulics Experiments Center*, Tsukuba Univ., No.2, pp. 247-260.
- Ikeda, H. & Iseya, F. (1985). Effect of fine sand on mobile of coarse sand. *Annual Report of Hydraulics Experiment Center*, Tukuba Univ., No. 9, pp. 43-47.
- Jackson, R. G. (1978). Sedimentological and fluid dynamic implications of the turbulent bursting phenomenon in geophysical flows. *Journal of Fluid Mechanics*. Vol. 77, Part 3, pp. 531-560.
- Jahson, H. A. (1971), Flow through rockfill dams. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Engineering Division, ASCE*, 97 (SM2), pp.329-340.

- Jarrett, R. D. (1984). Hydraulics of high-gradient streams. *Journal of Hydraulics Division, ASCE*, 110(11), pp. 1519-1539.
- Jarrett, R. D. (1990). Hydrologic and Hydraulic research in mountain rivers. *Water Resource Bull.*, 26(3), pp. 419-429.
- Judd, H. E. (1964). A study of bed characteristics in relation to flow in rough, high-gradient, natural streams. Dissertation, presented to Utah State University, Logan, Utah, in partial fulfillment of requirements for the degree of Doctor Philosophy.
- Judd, H. E., & Peterson, D. F. (1969). Hydraulics of large bed element channel. *Utah Water Research Laboratory, PRWG 17-6*, College of Engineering, Utah State University, Logan, Utah.
- Keller, E. A. (1971). Areal sorting of bed load material: a hypothesis of velocity reversal. *Geological society of America bulletin*, Vol.82, pp.753-756.
- Keller, E. A., & Swanson, W. N. (1979). Rhythmic spacing and origin of pools and riffles. *Earth Surface Processes*, Vol. 4, pp. 361-380.
- Keller, E. A., & Melhorn, W. N. (1978) Rhythmic spacing and origin of pools and riffles. *Geological Society of America Bulletin*, Vol. 89, pp. 723-730.
- Kellerhals, R., "Hydraulic performance of steep natural channel." *Mountain Geomorphology (Geomorphological Processes in the Canadian Cordillera)*, British Columbia Geographical Series, No. 14; O. Slaymaker and H. J. McPherson, ed., Tantalus Research Ltd., 1972.
- Kellerhals, R. (1967). Stable channels with gravel proved beds, *Journal of Hydraulics Division, ASCE*, Vol. 93 (1), 63-84.
- Kellerhals, R. (1970). Runoff routing through steep natural channel. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, Vol. 96, No. HY11.
- Kellerhals, R., & Bray, D. I. (1971). Sampling Procedures for coarse fluvial sediment, *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, Vol. 97, No. HY8, pp 1165-1180.
- Kennedy, J. F. (1961). Stationary waves and antidunes in alluvial channel. *Report No. KH-R-2*. W. M. Keck Laboratory of Hydraulics and Water Resources, California Institute of Technology, Pasadena.
- Keulegan, G. H. (1938). Laws of turbulent flow in open channels. *Journal of Research of the National Bureau of Standards*, Vol. 21, Research Paper RP 1151, pp. 707-741.
- Koster, E. H. (1978). Transverse ribs: their characteristics, origin and peleo-hydraulic significance, *Fluvial Sedimentology*, A. D. Miall, ed., Canadian Society of Petroleum Geologists, Memoir 5, Calgary, Canada.
- Laronne, J. B., & Carson, M. A. (1975). Inter-relationships between bed morphology and bed material transport for a small, gravel bed channel. *Sedimentology*, Vol.23, pp. 67-85.

- Leopold, L., Wolman, G., Miller, J. (1964). Fluvial processes in geomorphology. W. H. Freeman and Co., San Francisco, California, pp. 520.
- Leps, T. M. (1973). Flow through rockfill. In Hirschfeld, R. C. & Poulos, S. J. (Editors), Embankment Dam Engineering. *Journal Wiley & Sons*. NY: 87-105.
- Limerinos, J. T. (1970). Determination of the Manning coefficient for Measured Bed Roughness in Natural Channels, *Water Supply 1898-B*. United States geological Survey, Washington, D.C.
- Little, W.C. & Mayer, P. G. (1972). The role of sediment gradation on channel armouring. *Georgia Institute of Technology*.
- Little, W.C. & Mayer, P. G. (1976). Stability of channel beds by armouring. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*. Vol. 102, 1647- 1660.
- McDonald, B. C., & Banerjee, I. (1971). Sediments and bed forms on a braided outwash plain. *Canadian Journal of Earth Science*, Vol. 8, pp. 1282-1301.
- McDonald, B. C., & Day, T. J. (1978). An experimental flume study on the formation of transverse ribs. *Current Research, Part A, Geological Survey Canada*, Paper 78-1A, pp. 441-451.
- Meyer-Peter, E., Müller, R. (1948). Formulas for bed load transport. *Report Second Meeting of the International association of Hydraulic Structures Research*, Stockholm, Sweden, pp. 39-64.
- Middleton, G. V., & Southard, J. B., eds., Depositional environments as interpreted from primary sedimentary structures and stratification sequences. Society of economic paleontologists and mineralogists, SEPM Short Course, No. 2 , Dallas Tex., 1975.
- Miller, J.P. (1958). High mountain streams: effects of geology an channel characteristics and bed material. *Memoir 4*, State Bureau of Mines and Mineral Resources, New Mexico Institute of Mining and Technology, Socarro, New Mexico.
- Milhaus, R. T., & Klingemen, P. C. (1973). Sediment transport system in a gravel-bottomed stream. In *Hydraulic engineering and the Environment*. American Society of Civil Engineers. New York, pp. 293-303.
- Mohanty, P. K. (1959). The dynamics of turbulent flow in steep, rough open channels. Dissertation, presented to Utah State University, Logan, Utah, in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy.
- Montgomery, D. R., and Buffington, J. M. (1993). Channel classification, prediction of channel response and assessment of channel conditions. *Report TFW-SH10-93-002*, Washington Department of Natural Resources, Olympia, Wash.
- Müller, R. (1943). Theotische grundlang der fluss-und wildbachverbanung. *Mitteilungen der Versuchsanstalt für Waasser-und Erdbau*, ETH, Zürich, No.4.

- Nelson, J. M., Emmett, W. W., & Smith, J.D. (1991). Flow and sediment transport in rough channels. *Procedures 5th Federal Interagency Sedimentation Conf.*, pp. 4-55, 4-62.
- Nowell, A. R. M., & Church, M. (1979). Turbulent flow in a depth limited boundary layer. *Journal of Geophysical Research*, Vol. 84, No. C8, pp. 4816-4824.
- O'Loughlin, C. L. (1969). Streambed investigations in a small, mountain catchment. *New Zealand Journal of Geology and Geophysics*, Vol. 12, No.4.
- Parker, G. & Klingeman, P. C. (1982). On why gravel bed streams are paved. *Water Resources Research*, Vol. 18, 1407-1423.
- Parkin, A. K., Trollope, D. H. & Lawson, J. R. (1966). Rockfill structures subjected to water flow. Proc. ASCE, *Journal of Soil Mechanics Foundation Engineering Division* 92 (SM6) pp. 135-151.
- Peterson, D. L., and Mohanty, P. K. (1960). Flume studies of flow in steep rough channels. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, Vol. 86, HY9.
- Raudikivi, A. J. (1998). *Loose Boundary Hydraulics*. A. A. Balkema, Rotterdam, Brookfield, 398p.
- Rêgo, J.C. (1981). Relações de resistência e de transporte para canais aluviais. Dissertação de Mestrado da UFPB, Campina Grande PB.
- Rice, C. E., Kadovy, K. C. & Robison, K. M. (1998). Roughness of loose rock on steep slopes. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, 124 (2), pp. 179-185.
- Richards, K. S. (1976). The morphology of riffle-pool sequences. *Earth surface processes*, Vol. 1 pp. 71-80.
- Rouse, H. (1965). Critical analysis of open channel resistance, *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, Vol. 91, No. HY4, pp. 1-25.
- Rouse, H. & Ince, S., History of hydraulics. *Dover Publication*, New York, pp.269, 1965.
- Sargent, R. J. (1979). Variation of Manning's n roughness coefficient with flow in open river channels. *Journal of the Institution of Water Engineers and Scientists*, Vol. 33. No. 3, pp. 290-294.
- Sayre, W. W. & Albertson, M. L. (1963), Roughness spacing in rigid channels. *Transactions ASCE*, Vol. 128, pp. 343-372.
- Scheuerlein, H. (1973). Mechanics of flow in steep, rough open channels. *Proceedings of the 15th Congress of the International Association of Hydraulics Research*.
- Shaw, J., & Kellerhals, R. (1977). Paleohydraulic interpretation of antidune bedforms with application to antidunes in gravel. *Journal of Sedimentary Petrology*, Vol. 47 No. 1, pp. 257-266.

- Silberman, E. (1963). Friction factors in open channels. Progress Report of the Task Force on Friction Factors in open channels of the Committee of Hydromechanics of the Hydraulics Division. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*. Vol. 89, No. HY2, pp. 97-143.
- Simons, P. B. & Richardson, E. V. (1966). Resistance to flow in alluvial channels, *Professional Paper 422-J*, United States. Geological Survey, Washington, D.C.
- Soni, J.P., Islam, N. & Basak, P. (1978). An experimental evaluation of non-Darcian flow in porous media. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, 38, 3/4, pp. 231-241.
- Srinivasan, V. S. (1992). Uma Metodologia para Previsão e Análise da Resistência nos Canais Aluviais. Universidade Federal da Paraíba.
- Stephenson, D. (1979). Rockfill in hydraulic engineering. Elsevier, Amsterdam, 215p.
- Suzuki, K., Kurihara, T. & Yamanoto, H. (1994). Discharge of gravel on a bed with sand-gravel mixture. *Proc. 9th Congress of the AIHR-APD*, Vol. 2, pp. 313-319.
- Suzuki, K., Yamanoto, H. & Kadota, A. (1998). Mechanism of bed load fluctuations of sand-gravel mixture in a steep slope channel. *Proc. 11th Congress of the IAHR-APD*, pp. 679-688.
- Thorne, C. R., & Zevenbergen, L. W. (1985). Estimating Mean Velocity in Mountain Rivers. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, 111 (4), pp. 612-624.
- Trieste, D. J. (1992). Evaluation of supercritical/subcritical flows in high-gradient channel." *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, 118(8), pp.1107-1118.
- Ugarte, A. & Madrid, M. (1994). Roughness coefficient in mountain rivers. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, 94, pp. 652-656.
- Vanoni, V. A., River dynamics. In *Advances in Applied Mechanics*, Vol. 15, Academic Press. New York, pp. 1-87,1975.
- Volker, R. E. (1969). Non-linear flow in porous media by finite elements. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, HY5, 95, pp. 2093-2114.
- Whittaker, J. G., & Jaeggi, M. N. R. (1982). Origin of step-pool systems in mountain streams. *Journal of the Hydraulics Division, ASCE*, pp. 758-773.
- Wiberg, P.L., & Smith, J.D. (1987). Initial motion of coarse sediment in streams of high gradient." *Corvallis Symposium Public No. 165*, International Association of Hydrological Sciences, Wallingford, U.K., pp.299-308.
- Wiberg, P.L., & Smith, J.D. (1991). Velocity distribution and bed roughness in high-gradient streams. *Water Resource Res.*, 27(5), pp. 825-838.
- Wiekens, J. K. (1956). Flow of water through rockfill and its application to the design of dams. *Proceedings, 2nd Australia New Zealand Soils Conference*.

Wolman, M. G. (1954). The natural channel of Brandywine Creek, Pennsylvania. *Professional Paper 271*, United States Geological Survey, Washington, D. C.

Yang, C. T. (1971). Formation of riffles and pools. *Water Resources Research*, Vol. 7, No. 6, pp. 1524-1562.

Yamano, K. & Daido, A. (1985). The mechanism of granular flow of mixture diameter composed two diameters, *Proc. JSCE*, No. 357/11-3, pp. 25-34.

Apêndices

Apêndice A

Dados de vazão e profundidade

Os dados correspondentes ao experimento de resistência do fluxo para os quatro diferentes tamanhos de diâmetros 4,5, 3,5, 2,5 e 1,5 cm são mostrados nas Tabelas A-1, A-2, A-3 e A-4, respectivamente, no Apêndice A. Nestas tabelas estão contidas a média da profundidade do fluxo observada nos 20 pontos centrais de leitura sendo desprezados os quinze últimos e os quinze primeiros pontos com o intuito de minimizar os efeitos de entrada e saída do escoamento no canal, além das vazões em l/s e das vazões por unidade de comprimento em m^2/s .

Tabela A-1 – Dados de profundidade média e vazão para $D_m = 4,5$ cm.

S_0	Profundidade (cm)	Q (l/s)	q (m ² /s)
0,100	21,875	14,000	0,0933
	21,140	12,000	0,0800
	20,450	10,000	0,0667
	19,725	8,000	0,0533
	18,745	6,000	0,0400
	17,630	4,000	0,0267
	16,020	2,000	0,0133
	14,205	1,500	0,0100
	10,855	1,000	0,0067
	10,155	0,973	0,0065
	6,250	0,511	0,0034
	3,100	0,204	0,0014
1,135	0,094	0,0006	
0,050	24,175	15,000	0,1000
	23,895	14,000	0,0933
	23,085	12,000	0,0800
	22,135	10,000	0,0667
	21,300	8,000	0,0533
	20,320	6,000	0,0400
	19,185	4,000	0,0267
	17,265	2,000	0,0133
	15,845	1,400	0,0093
	13,775	1,000	0,0067
	8,710	0,563	0,0038
	3,305	0,181	0,0012
1,630	0,113	0,0008	
0,033	25,735	15,000	0,1000
	25,215	14,000	0,0933
	24,300	12,000	0,0800
	23,345	10,000	0,0667
	22,320	8,000	0,0533
	21,275	6,000	0,0400
	19,880	4,000	0,0267
	18,040	2,000	0,0133
	17,170	1,500	0,0100
	14,910	1,000	0,0067
	13,675	0,851	0,0057
	8,950	0,468	0,0031
	3,170	0,134	0,0009
	1,055	0,066	0,0004
24,065	10,000	0,0667	

Continuação

Tabela A-1 – Dados de profundidade média e vazão para $D_m = 4,5$ cm.

S_0	Profundidade (cm)	Q (l/s)	q (m ² /s)
0,025	26,065	14,000	0,0933
	25,020	12,000	0,0800
	24,065	10,000	0,0667
	23,020	8,000	0,0533
	21,785	6,000	0,0400
	20,320	4,000	0,0267
	18,450	2,000	0,0133
	17,735	1,500	0,0100
	15,830	1,000	0,0067
	13,405	0,735	0,0049
	10,755	0,524	0,0035
	7,955	0,364	0,0024
	3,845	0,131	0,0009
0,945	0,041	0,0003	
0,020	24,100	9,495	0,0633
	23,575	8,655	0,0577
	22,850	7,455	0,0497
	22,050	6,300	0,0420
	21,275	5,445	0,0363
	20,400	4,005	0,0267
	19,550	3,165	0,0211
	18,650	2,079	0,0139
	18,375	1,842	0,0123
	18,100	1,650	0,0110
	17,800	1,449	0,0097
	17,250	1,143	0,0076
	16,800	0,980	0,0065
	14,950	0,719	0,0048
	12,975	0,564	0,0038
	11,275	0,512	0,0034
	8,875	0,261	0,0017
	8,325	0,258	0,0017
7,300	0,243	0,0016	
3,150	0,095	0,0006	
2,850	0,090	0,0006	
2,500	0,080	0,0005	
2,275	0,075	0,0005	
0,017	26,870	14,000	0,0933
	25,865	12,000	0,0800
	24,850	10,000	0,0667

Continuação

Tabela A-1 – Dados de profundidade média e vazão para $D_m = 4,5$ cm.

S_0	Profundidade (cm)	Q (l/s)	q (m ² /s)
0,017	23,725	8,000	0,0533
	22,320	6,000	0,0400
	20,795	4,000	0,0267
	18,615	2,000	0,0133
	17,915	1,500	0,0100
	16,435	1,000	0,0067
	11,860	0,524	0,0035
	9,135	0,379	0,0025
	5,360	0,168	0,0011
	3,435	0,074	0,0005
0,014	26,205	14,000	0,0933
	25,175	12,000	0,0800
	23,960	10,000	0,0667
	22,675	8,000	0,0533
	21,235	6,000	0,0400
	18,845	4,000	0,0267
	18,090	2,000	0,0133
	16,580	1,500	0,0100
	16,540	1,000	0,0067
	12,470	0,524	0,0035
	10,190	0,379	0,0025
	6,670	0,168	0,0011
	3,920	0,074	0,0005
	3,195	0,067	0,0004
0,980	0,026	0,0002	
0,013	26,520	12,000	0,0800
	25,585	10,000	0,0667
	24,405	8,000	0,0533
	22,855	6,000	0,0400
	21,325	4,000	0,0267
	18,945	2,000	0,0133
	18,350	1,500	0,0100
	16,535	1,000	0,0067
	15,525	0,702	0,0047
	9,155	0,336	0,0022
	6,670	0,193	0,0013
	4,375	0,116	0,0008
	2,845	0,065	0,0004
0,011	26,880	12,000	0,0800
	25,790	10,000	0,0667

Continuação

Tabela A-1 – Dados de profundidade média e vazão para $D_m = 4,5$ cm.

S_0	Profundidade (cm)	Q (l/s)	q (m ² /s)
0,011	24,690	8,000	0,0533
	23,135	6,000	0,0400
	21,365	4,000	0,0267
	19,130	2,000	0,0133
	18,240	1,500	0,0100
	16,810	1,000	0,0067
	15,535	0,606	0,0040
	12,195	0,477	0,0032
	10,500	0,395	0,0026
	8,490	0,277	0,0018
	6,670	0,180	0,0012
	4,435	0,104	0,0007
	3,760	0,074	0,0005
	2,560	0,039	0,0003
0,010	24,050	7,350	0,0490
	23,650	6,600	0,0440
	23,400	6,405	0,0427
	23,075	6,000	0,0400
	22,675	5,400	0,0360
	22,275	4,995	0,0333
	22,075	4,695	0,0313
	21,825	4,395	0,0293
	21,275	3,900	0,0260
	20,650	3,195	0,0213
	20,025	2,651	0,0177
	19,425	2,130	0,0142
	18,550	1,500	0,0100
	18,250	1,290	0,0086
	17,475	1,005	0,0067
	16,100	0,756	0,0050
	13,575	0,546	0,0036
	11,200	0,401	0,0027
	9,200	0,315	0,0021
	7,375	0,218	0,0015
	5,800	0,147	0,0010
4,725	0,105	0,0007	
3,775	0,074	0,0005	
2,725	0,053	0,0004	
1,450	0,030	0,0002	
0,005	24,450	7,005	0,0467
	23,950	6,105	0,0407

Continuação

Tabela A-1 – Dados de profundidade média e vazão para $D_m = 4,5$ cm.

S_0	Profundidade (cm)	Q (l/s)	q (m ² /s)
0,005	23,625	5,745	0,0383
	23,150	5,145	0,0343
	22,950	4,995	0,0333
	22,675	4,605	0,0307
	22,225	4,050	0,0270
	21,975	3,900	0,0260
	21,450	3,300	0,0220
	20,900	2,850	0,0190
	20,275	2,385	0,0159
	19,650	1,905	0,0127
	19,000	1,605	0,0107
	18,500	1,100	0,0073
	17,850	1,011	0,0067
	17,675	0,984	0,0066
	17,350	0,864	0,0058
	16,200	0,623	0,0042
	14,900	0,566	0,0038
	13,125	0,465	0,0031
	11,875	0,414	0,0028
	11,350	0,360	0,0024
	10,400	0,330	0,0022
	9,875	0,309	0,0021
	9,275	0,276	0,0018
	8,450	0,236	0,0016
	7,600	0,201	0,0013
	6,925	0,180	0,0012
	6,200	0,150	0,0010
	5,275	0,126	0,0008
	4,900	0,111	0,0007
	4,475	0,101	0,0007
4,100	0,087	0,0006	
3,600	0,072	0,0005	
3,000	0,060	0,0004	
2,700	0,056	0,0004	
2,200	0,051	0,0003	
1,925	0,033	0,0002	
1,475	0,027	0,0002	

Tabela A-2 – Dados de profundidade média e vazão para $D_m = 3,5$ cm.

S_0	Profundidade (cm)	Q (l/s)	q (m ² /s)
0,100	20,020	8,000	0,0533
	19,505	6,000	0,0400
	18,440	4,000	0,0267
	17,025	2,000	0,0133
	16,530	1,500	0,0100
	11,945	1,000	0,0067
	9,820	0,754	0,0050
	6,990	0,668	0,0045
	3,630	0,219	0,0015
	2,440	0,128	0,0009
0,050	23,595	14,000	0,0933
	22,700	12,000	0,0800
	21,960	10,000	0,0667
	21,175	8,000	0,0533
	20,280	6,000	0,0400
	19,180	4,000	0,0267
	17,920	2,000	0,0133
	17,255	1,500	0,0100
	15,600	1,000	0,0067
	11,190	0,599	0,0040
	8,765	0,487	0,0032
	4,545	0,217	0,0014
	2,365	0,100	0,0007
0,033	23,640	12,000	0,0800
	22,795	10,000	0,0667
	21,795	8,000	0,0533
	20,800	6,000	0,0400
	19,745	4,000	0,0267
	18,380	2,000	0,0133
	17,740	1,500	0,0100
	16,605	1,000	0,0067
	13,105	0,659	0,0044
	8,030	0,337	0,0023
	3,305	0,116	0,0008
0,025	24,375	12,000	0,0800
	23,485	10,000	0,0667
	22,430	8,000	0,0533
	21,525	6,000	0,0400
	20,230	4,000	0,0267
	18,605	2,000	0,0133
	18,060	1,500	0,0100
	17,010	1,000	0,0067
	13,325	0,615	0,0041
	9,560	0,418	0,0028

Continuação

Tabela A-2 – Dados de profundidade média e vazão para $D_m = 3,5$ cm.

S_0	Profundidade (cm)	Q (l/s)	q (m ² /s)
0,025	6,995	0,251	0,0017
	3,960	0,127	0,0009
	1,700	0,043	0,0003
0,020	24,525	10,800	0,0720
	24,250	10,200	0,0680
	23,975	9,705	0,0647
	23,750	9,195	0,0613
	23,300	8,505	0,0567
	23,025	7,995	0,0533
	22,725	7,455	0,0497
	22,350	6,900	0,0460
	21,950	6,195	0,0413
	21,500	5,505	0,0367
	20,975	4,800	0,0320
	20,425	4,095	0,0273
	19,950	3,405	0,0227
	19,175	2,595	0,0173
	18,500	1,905	0,0127
	17,725	1,200	0,0080
	16,775	0,866	0,0058
	14,750	0,624	0,0042
	12,525	0,500	0,0033
	11,075	0,425	0,0028
	10,075	0,387	0,0026
	8,200	0,300	0,0020
	6,850	0,258	0,0017
5,925	0,198	0,0013	
5,250	0,170	0,0011	
4,475	0,144	0,0010	
3,500	0,113	0,0008	
2,625	0,078	0,0005	
1,925	0,059	0,0004	
0,017	25,075	12,000	0,0800
	24,170	10,000	0,0667
	23,170	8,000	0,0533
	22,050	6,000	0,0400
	20,650	4,000	0,0267
	18,925	2,000	0,0133
	18,320	1,500	0,0100
	17,245	1,000	0,0067
	12,665	0,530	0,0035
	8,225	0,327	0,0022
6,175	0,217	0,0014	

Continuação

Tabela A-2 – Dados de profundidade média e vazão para $D_m = 3,5$ cm.

S_0	Profundidade (cm)	Q (l/s)	q (m ² /s)
0,017	4,555	0,147	0,0010
	2,915	0,078	0,0005
0,014	25,510	12,000	0,0800
	24,520	10,000	0,0667
	23,475	8,000	0,0533
	22,330	6,000	0,0400
	20,925	4,000	0,0267
	19,000	2,000	0,0133
	18,465	1,500	0,0100
	17,375	1,000	0,0067
	15,460	0,696	0,0046
	12,680	0,515	0,0034
	10,205	0,385	0,0026
	7,015	0,241	0,0016
	4,790	0,148	0,0010
3,315	0,096	0,0006	
0,013	25,855	12,000	0,0800
	24,885	10,000	0,0667
	23,790	8,000	0,0533
	22,470	6,000	0,0400
	21,060	4,000	0,0267
	19,180	2,000	0,0133
	18,540	1,500	0,0100
	17,530	1,000	0,0067
	13,685	0,546	0,0036
	12,065	0,435	0,0029
	8,995	0,204	0,0014
	4,140	0,119	0,0008
	2,315	0,067	0,0004
0,011	26,170	12,000	0,0800
	25,085	10,000	0,0667
	24,075	8,000	0,0533
	22,690	6,000	0,0400
	21,355	4,000	0,0267
	19,375	2,000	0,0133
	18,725	1,500	0,0100
	17,740	1,000	0,0067
	10,430	0,350	0,0023
	6,755	0,200	0,0013
	8,025	0,150	0,0010
	4,340	0,095	0,0006
	2,105	0,050	0,0003

Continuação

Tabela A-2 – Dados de profundidade média e vazão para $D_m = 3,5$ cm.

S_0	Profundidade (cm)	Q (l/s)	q (m ² /s)
0,010	26,535	12,000	0,0800
	25,310	10,000	0,0667
	24,150	8,000	0,0533
	22,855	6,000	0,0400
	21,390	4,000	0,0267
	19,450	2,000	0,0133
	18,745	1,500	0,0100
	17,690	1,000	0,0067
	14,855	0,612	0,0041
	11,975	0,477	0,0032
	10,370	0,370	0,0025
	8,525	0,251	0,0017
	6,925	0,194	0,0013
	5,110	0,124	0,0008
3,125	0,061	0,0004	
0,005	25,525	7,905	0,0527
	25,025	7,305	0,0487
	24,600	6,705	0,0447
	23,975	6,150	0,0410
	23,825	5,700	0,0380
	23,525	5,295	0,0353
	23,050	4,755	0,0317
	22,600	4,200	0,0280
	21,975	3,495	0,0233
	21,025	2,700	0,0180
	20,550	2,355	0,0157
	20,150	1,905	0,0127
	19,425	1,500	0,0100
	18,825	1,200	0,0080
	17,675	0,861	0,0057
	16,875	0,699	0,0047
	15,550	0,555	0,0037
	14,550	0,465	0,0031
	13,050	0,399	0,0027
	11,500	0,336	0,0022
	10,625	0,315	0,0021
	9,450	0,246	0,0016
	8,600	0,215	0,0014
	7,900	0,186	0,0012
7,350	0,168	0,0011	
6,775	0,149	0,0010	
6,225	0,132	0,0009	

Continuação

Tabela A-2 – Dados de profundidade média e vazão para $D_m = 3,5$ cm.

S_0	Profundidade (cm)	Q (l/s)	q (m ² /s)
0,005	5,700	0,117	0,0008
	5,200	0,102	0,0007
	4,525	0,086	0,0006
	3,925	0,069	0,0005
	3,400	0,059	0,0004
	3,000	0,050	0,0003
	2,475	0,041	0,0003
	1,975	0,030	0,0002
	1,575	0,023	0,0002

Tabela A-3 – Dados de profundidade média e vazão para $D_m = 2,5$ cm.

S_0	Profundidade (cm)	Q (l/s)	q (m ² /s)
0,050	21,245	12,000	0,0800
	20,715	10,000	0,0667
	19,865	8,000	0,0533
	19,050	6,000	0,0400
	17,940	4,000	0,0267
	16,545	2,000	0,0133
	16,045	1,500	0,0100
	15,365	1,000	0,0067
	13,415	0,710	0,0047
	12,310	0,631	0,0042
	10,970	0,577	0,0038
	5,390	0,283	0,0019
	2,940	0,151	0,0010
0,033	22,860	14,000	0,0933
	22,165	12,000	0,0800
	21,325	10,000	0,0667
	20,495	8,000	0,0533
	19,550	6,000	0,0400
	18,450	4,000	0,0267
	16,915	2,000	0,0133
	16,560	1,500	0,0100
	15,700	1,000	0,0067
	14,975	0,744	0,0050
	12,525	0,575	0,0038
	9,415	0,430	0,0029
	4,580	0,216	0,0014
3,260	0,150	0,0010	
0,025	23,830	14,000	0,0933
	23,065	12,000	0,0800
	22,280	10,000	0,0667
	21,290	8,000	0,0533
	20,250	6,000	0,0400
	19,050	4,000	0,0267
	17,505	2,000	0,0133
	16,990	1,500	0,0100
	16,225	1,000	0,0067
	15,975	0,820	0,0055
	14,625	0,624	0,0042
	12,630	0,494	0,0033
	9,935	0,373	0,0025
	7,880	0,278	0,0019
	5,670	0,200	0,0013
	2,875	0,091	0,0006
1,885	0,055	0,0004	

Continuação

Tabela A-3 – Dados de profundidade média e vazão para $D_m = 2,5$ cm.

S_0	Profundidade (cm)	Q (l/s)	q (m ² /s)
0,020	24,590	14,000	0,0933
	23,690	12,000	0,0800
	22,865	10,000	0,0667
	21,885	8,000	0,0533
	20,835	6,000	0,0400
	19,510	4,000	0,0267
	17,770	2,000	0,0133
	17,335	1,500	0,0100
	16,580	1,000	0,0067
	14,645	0,581	0,0039
	13,355	0,505	0,0034
	10,255	0,366	0,0024
	7,380	0,246	0,0016
	3,420	0,106	0,0007
2,110	0,076	0,0005	
0,017	24,100	12,000	0,0800
	23,110	10,000	0,0667
	22,125	8,000	0,0533
	20,905	6,000	0,0400
	19,530	4,000	0,0267
	17,785	2,000	0,0133
	17,235	1,500	0,0100
	16,560	1,000	0,0067
	16,450	0,864	0,0058
	15,765	0,646	0,0043
	10,950	0,367	0,0024
	8,265	0,259	0,0017
	5,565	0,170	0,0011
	3,315	0,103	0,0007
0,014	25,160	13,000	0,0867
	24,545	12,000	0,0800
	23,555	10,000	0,0667
	22,545	8,000	0,0533
	21,280	6,000	0,0400
	19,790	4,000	0,0267
	17,980	2,000	0,0133
	17,455	1,500	0,0100
	16,720	1,000	0,0067
	16,075	0,793	0,0053
	14,180	0,520	0,0035
	11,570	0,407	0,0027
	9,910	0,331	0,0022

Continuação

Tabela A-3 – Dados de profundidade média e vazão para $D_m = 2,5$ cm.

S_0	Profundidade (cm)	Q (l/s)	q (m ² /s)
0,014	8,000	0,265	0,0017
	5,860	0,178	0,0012
	4,175	0,120	0,0008
0,013	26,040	14,000	0,0933
	25,095	12,000	0,0800
	24,080	10,000	0,0667
	23,010	8,000	0,0533
	21,715	6,000	0,0400
	20,220	4,000	0,0267
	18,340	2,000	0,0133
	17,770	1,500	0,0100
	16,970	1,000	0,0067
	16,495	0,813	0,0054
	14,535	0,531	0,0035
	12,480	0,425	0,0028
	9,135	0,279	0,0019
	6,050	0,166	0,0011
	3,940	0,108	0,0007
1,650	0,029	0,0002	
0,011	26,535	14,000	0,0933
	25,385	12,000	0,0800
	24,340	10,000	0,0667
	23,250	8,000	0,0533
	21,990	6,000	0,0400
	20,420	4,000	0,0267
	18,465	2,000	0,0133
	17,905	1,500	0,0100
	17,110	1,000	0,0067
	16,605	0,804	0,0056
	14,670	0,488	0,0033
	9,875	0,286	0,0019
	7,230	0,197	0,0013
	4,770	0,118	0,0008
	3,445	0,081	0,0005
1,970	0,044	0,0003	
0,010	25,555	12,000	0,0800
	24,480	10,000	0,0667
	23,280	8,000	0,0533
	21,970	6,000	0,0400
	20,345	4,000	0,0267
	18,405	2,000	0,0133
	17,865	1,500	0,0100

Continuação

Tabela A-3 – Dados de profundidade média e vazão para $D_m = 2,5$ cm.

S_0	Profundidade (cm)	Q (l/s)	q (m ² /s)
0,010	16,975	1,000	0,0067
	15,580	0,598	0,0040
	12,865	0,449	0,0030
	10,545	0,346	0,0023
	8,130	0,252	0,0017
	6,120	0,176	0,0012
	5,470	0,143	0,0010
	4,220	0,108	0,0007
	2,635	0,054	0,0004
0,005	26,820	12,000	0,0800
	25,735	10,000	0,0667
	24,475	8,000	0,0533
	23,120	6,000	0,0400
	21,420	4,000	0,0267
	19,345	2,000	0,0133
	18,660	1,500	0,0100
	17,680	1,000	0,0067
	15,850	0,537	0,0036
	11,910	0,360	0,0024
	10,865	0,295	0,0020
	8,495	0,205	0,0014
	6,390	0,135	0,0009
	3,830	0,069	0,0005

Tabela A-4 – Dados de profundidade média e vazão para $D_m = 1,5$ cm.

S_0	Profundidade (cm)	Q (l/s)	q (m ² /s)
0,050	19,295	6,000	0,0400
	18,210	4,000	0,0267
	17,155	2,000	0,0133
	16,650	1,500	0,0100
	16,260	1,000	0,0067
	15,485	0,500	0,0033
	14,750	0,350	0,0023
	8,535	0,190	0,0013
	4,940	0,103	0,0007
	3,160	0,070	0,0005
0,033	20,875	8,000	0,0533
	20,070	6,000	0,0400
	19,060	4,000	0,0267
	17,790	2,000	0,0133
	17,455	1,500	0,0100
	16,650	1,000	0,0067
	16,630	0,682	0,0045
	14,945	0,316	0,0021
	12,560	0,235	0,0016
0,025	22,250	10,000	0,0667
	21,400	8,000	0,0533
	20,455	6,000	0,0400
	19,460	4,000	0,0267
	18,080	2,000	0,0133
	17,690	1,500	0,0100
	17,135	1,000	0,0067
	17,070	0,854	0,0057
	16,705	0,620	0,0041
	14,795	0,301	0,0020
	14,145	0,273	0,0018
0,020	23,050	10,000	0,0667
	22,100	8,000	0,0533
	20,825	6,000	0,0400
	20,075	4,000	0,0267
	19,950	3,881	0,0259
	18,925	2,016	0,0134
	18,350	1,503	0,0100
	17,900	1,116	0,0074
	17,525	0,716	0,0048
	16,900	0,470	0,0031
	15,375	0,325	0,0022
	10,900	0,208	0,0014
	9,925	0,180	0,0012
	8,350	0,152	0,0010

Continuação

Tabela A-4 – Dados de profundidade média e vazão para $D_m = 1,5$ cm.

S_0	Profundidade (cm)	Q (l/s)	q (m ² /s)
0,050	19,295	6,000	0,0400
	18,210	4,000	0,0267
	17,155	2,000	0,0133
	16,650	1,500	0,0100
	16,260	1,000	0,0067
	15,485	0,500	0,0033
	14,750	0,350	0,0023
	8,535	0,190	0,0013
	4,940	0,103	0,0007
3,160	0,070	0,0005	
0,033	20,875	8,000	0,0533
	20,070	6,000	0,0400
	19,060	4,000	0,0267
	17,790	2,000	0,0133
	17,455	1,500	0,0100
	16,650	1,000	0,0067
	16,630	0,682	0,0045
	14,945	0,316	0,0021
	12,560	0,235	0,0016
0,025	22,250	10,000	0,0667
	21,400	8,000	0,0533
	20,455	6,000	0,0400
	19,460	4,000	0,0267
	18,080	2,000	0,0133
	17,690	1,500	0,0100
	17,135	1,000	0,0067
	17,070	0,854	0,0057
	16,705	0,620	0,0041
	14,795	0,301	0,0020
	14,145	0,273	0,0018
0,020	23,050	10,000	0,0667
	22,100	8,000	0,0533
	20,825	6,000	0,0400
	20,075	4,000	0,0267
	19,950	3,881	0,0259
	18,925	2,016	0,0134
	18,350	1,503	0,0100
	17,900	1,116	0,0074
	17,525	0,716	0,0048
	16,900	0,470	0,0031
	15,375	0,325	0,0022
	10,900	0,208	0,0014
	9,925	0,180	0,0012

Continuação

Tabela A-4 – Dados de profundidade média e vazão para $D_m = 1,5$ cm.

S_0	Profundidade (cm)	Q (l/s)	q (m ² /s)
0,020	8,350	0,152	0,0010
	7,325	0,125	0,0008
	5,400	0,088	0,0006
	4,400	0,076	0,0005
	2,825	0,053	0,0004
0,017	24,450	12,000	0,0800
	23,615	10,000	0,0667
	22,585	8,000	0,0533
	21,505	6,000	0,0400
	20,330	4,000	0,0267
	18,780	2,000	0,0133
	18,315	1,500	0,0100
	17,750	1,000	0,0067
	17,440	0,706	0,0047
	16,730	0,346	0,0023
	12,690	0,192	0,0013
	9,230	0,125	0,0008
	6,070	0,071	0,0005
	4,400	0,047	0,0003
0,014	25,175	12,000	0,0800
	24,235	10,000	0,0667
	22,910	8,000	0,0533
	21,815	6,000	0,0400
	20,555	4,000	0,0267
	18,915	2,000	0,0133
	18,465	1,500	0,0100
	17,895	1,000	0,0067
	17,660	0,742	0,0049
	14,665	0,224	0,0015
	13,495	0,208	0,0014
	12,210	0,185	0,0012
	10,690	0,154	0,0010
	8,625	0,115	0,0008
5,825	0,065	0,0004	
0,013	25,725	12,000	0,0800
	24,570	10,000	0,0667
	23,230	8,000	0,0533
	22,020	6,000	0,0400
	20,705	4,000	0,0267
	19,030	2,000	0,0133
	18,535	1,500	0,0100
	17,945	1,000	0,0067
	17,890	0,944	0,0063

Continuação

Tabela A-4 – Dados de profundidade média e vazão para $D_m = 1,5$ cm.

S_0	Profundidade (cm)	Q (l/s)	q (m ² /s)
0,013	17,595	0,735	0,0049
	17,530	0,687	0,0046
	16,870	0,353	0,0024
	14,755	0,226	0,0015
	12,840	0,193	0,0013
0,011	25,545	12,000	0,0800
	24,365	10,000	0,0667
	23,290	8,000	0,0533
	22,105	6,000	0,0400
	20,650	4,000	0,0267
	19,005	2,000	0,0133
	18,475	1,500	0,0100
	17,300	0,641	0,0043
	14,300	0,237	0,0016
	12,235	0,193	0,0013
	10,515	0,159	0,0011
	8,240	0,112	0,0007
	4,665	0,058	0,0004
0,010	24,125	10,000	0,0667
	23,625	9,446	0,0630
	22,875	7,320	0,0488
	22,375	6,912	0,0461
	21,750	5,370	0,0358
	21,225	4,192	0,0279
	20,450	2,983	0,0199
	19,750	2,153	0,0144
	18,875	1,515	0,0101
	17,950	0,805	0,0054
	16,600	0,420	0,0028
	12,750	0,225	0,0015
	11,250	0,190	0,0013
	6,900	0,120	0,0008
	7,375	0,119	0,0008
6,525	0,115	0,0008	
2,350	0,043	0,0003	
0,005	25,613	10,000	0,0667
	24,275	8,000	0,0533
	22,888	6,000	0,0400
	22,875	5,528	0,0369
	22,400	4,754	0,0317
	21,913	4,119	0,0275
	21,400	3,414	0,0228
	20,775	2,721	0,0181

Continuação

Tabela A-4 – Dados de profundidade média e vazão para $D_m = 1,5$ cm.

S_0	Profundidade (cm)	Q (l/s)	q (m ² /s)
0,005	20,388	2,421	0,0161
	19,775	1,890	0,0126
	19,400	1,396	0,0093
	18,600	0,963	0,0064
	17,900	0,589	0,0039
	17,000	0,349	0,0023
	13,300	0,190	0,0013
	9,225	0,125	0,0008
	6,550	0,080	0,0005
	4,475	0,048	0,0003

Apêndice B

Cálculos referentes ao ensaio de resistência ao fluxo entre a camada de cascalho

Os dados correspondentes ao experimento de resistência do fluxo quando a superfície da água encontra-se entre a camada de cascalho para os quatro diferentes tamanhos de diâmetros 4,5, 3,5, 2,5 e 1,5 cm são mostrados nas Tabelas B-1, B-2, B-3 e B-4, respectivamente, no Apêndice B. Nestas tabelas estão contidos os valores das velocidades e vazões calculadas com os quatro valores inteiros e com o melhor valor fracionário de K , pela Equação (2.16). Estas tabelas foram utilizadas para obter a relação entre a profundidade e a vazão.

Tabela B-1 - Cálculo da vazão entre a camada de cascalho para o coeficiente K variando de 1 a 4 para o diâmetro médio $D_m = 4,5$ cm

S_0	d_s (m)	q_m (m ² /s)	V_1 (m/s)	V_2 (m/s)	V_3 (m/s)	V_4 (m/s)	$V_{1,21}$ (m/s)	q_1 (m ² /s)	q_2 (m ² /s)	q_3 (m ² /s)	q_4 (m ² /s)	$q_{1,21}$ (m ² /s)
0,100	0,1602	0,0133	0,094	0,067	0,054	0,047	0,070	0,0151	0,0107	0,0087	0,0076	0,0113
	0,1421	0,0100						0,0134	0,0095	0,0078	0,0067	0,0100
	0,1086	0,0067						0,0103	0,0073	0,0059	0,0051	0,0076
	0,1016	0,0065						0,0096	0,0068	0,0055	0,0048	0,0071
	0,0625	0,0034						0,0059	0,0042	0,0034	0,0030	0,0044
	0,0310	0,0014						0,0029	0,0021	0,0017	0,0015	0,0022
	0,0114	0,0006						0,0011	0,0008	0,0006	0,0005	0,0008
0,050	0,1585	0,0093	0,067	0,047	0,039	0,033	0,050	0,0106	0,0075	0,0061	0,0053	0,0079
	0,1378	0,0067						0,0092	0,0065	0,0053	0,0046	0,0068
	0,0871	0,0038						0,0058	0,0041	0,0034	0,0029	0,0043
	0,0331	0,0012						0,0022	0,0016	0,0013	0,0011	0,0016
	0,0163	0,0008						0,0011	0,0008	0,0006	0,0005	0,0008
0,033	0,149	0,0067	0,055	0,039	0,032	0,027	0,0406	0,0081	0,0058	0,0047	0,0041	0,0060
	0,137	0,0057						0,0075	0,0053	0,0043	0,0037	0,0055
	0,089	0,0031						0,0049	0,0035	0,0028	0,0024	0,0036
	0,032	0,0009						0,0017	0,0012	0,0010	0,0009	0,0013
	0,011	0,0004						0,0006	0,0004	0,0003	0,0003	0,0004
0,025	0,1583	0,0067	0,047	0,033	0,027	0,024	0,035	0,0075	0,0053	0,0043	0,0037	0,0056
	0,1341	0,0049						0,0063	0,0045	0,0037	0,0032	0,0047
	0,1076	0,0035						0,0051	0,0036	0,0029	0,0025	0,0038
	0,0796	0,0024						0,0038	0,0027	0,0022	0,0019	0,0028
	0,0385	0,0009						0,0018	0,0013	0,0010	0,0009	0,0014
0,0095	0,0003						0,0004	0,0003	0,0003	0,0002	0,0003	
0,020	0,149	0,0048	0,042	0,030	0,024	0,021	0,031	0,0063	0,0045	0,0036	0,0032	0,0047
	0,130	0,0038						0,0055	0,0039	0,0032	0,0027	0,0041
	0,113	0,0034						0,0048	0,0034	0,0028	0,0024	0,0035
	0,089	0,0017						0,0038	0,0027	0,0022	0,0019	0,0028
	0,083	0,0017						0,0035	0,0025	0,0020	0,0018	0,0026
	0,073	0,0016						0,0031	0,0022	0,0018	0,0015	0,0023
	0,031	0,0006						0,0013	0,0009	0,0008	0,0007	0,0010
	0,028	0,0006						0,0012	0,0009	0,0007	0,0006	0,0009
	0,025	0,0005						0,0011	0,0007	0,0006	0,0005	0,0008
	0,023	0,0005						0,0010	0,0007	0,0006	0,0005	0,0007
0,017	0,1644	0,0067	0,039	0,027	0,022	0,019	0,029	0,0063	0,0045	0,0037	0,0032	0,0047
	0,1186	0,0035						0,0046	0,0032	0,0026	0,0023	0,0034
	0,0914	0,0025						0,0035	0,0025	0,0020	0,0018	0,0026
	0,0536	0,0011						0,0021	0,0015	0,0012	0,0010	0,0015
	0,0344	0,0005						0,0013	0,0009	0,0008	0,0007	0,0010
0,014	0,1654	0,0067	0,036	0,025	0,021	0,018	0,027	0,0059	0,0042	0,0034	0,0030	0,0044
	0,1247	0,0035						0,0045	0,0032	0,0026	0,0022	0,0033
	0,1019	0,0026						0,0036	0,0026	0,0021	0,0018	0,0027
	0,0667	0,0014						0,0024	0,0017	0,0014	0,0012	0,0018
	0,0392	0,0007						0,0014	0,0010	0,0008	0,0007	0,0010
	0,0320	0,0004						0,0011	0,0008	0,0007	0,0006	0,0008
	0,0098	0,0002						0,0004	0,0002	0,0002	0,0002	0,0003

Continuação

Tabela B-1 - Cálculo da vazão entre a camada de cascalho para o coeficiente K variando de 1 a 4 para o diâmetro médio $D_m = 4,5$ cm

S_0	d_s (m)	q_m (m ² /s)	V_1 (m/s)	V_2 (m/s)	V_3 (m/s)	V_4 (m/s)	$V_{1,81}$ (m/s)	q_1 (m ² /s)	q_2 (m ² /s)	q_3 (m ² /s)	q_4 (m ² /s)	$q_{1,81}$ (m ² /s)
0,012	0,1553	0,0047	0,033	0,024	0,019	0,017	0,025	0,0052	0,0037	0,0030	0,0026	0,0039
	0,0916	0,0022						0,0031	0,0022	0,0018	0,0015	0,0023
	0,0667	0,0013						0,0022	0,0016	0,0013	0,0011	0,0017
	0,0438	0,0008						0,0015	0,0010	0,0008	0,0007	0,0011
	0,0285	0,0004						0,0010	0,0007	0,0005	0,0005	0,0007
0,011	0,1554	0,0040	0,032	0,022	0,018	0,016	0,023	0,0049	0,0035	0,0028	0,0024	0,0036
	0,1220	0,0032						0,0038	0,0027	0,0022	0,0019	0,0029
	0,1050	0,0026						0,0033	0,0023	0,0019	0,0017	0,0025
	0,0849	0,0018						0,0027	0,0019	0,0015	0,0013	0,0020
	0,0667	0,0012						0,0021	0,0015	0,0012	0,0011	0,0016
	0,0444	0,0007						0,0014	0,0010	0,0008	0,0007	0,0010
	0,0376	0,0005						0,0012	0,0008	0,0007	0,0006	0,0009
	0,0256	0,0003						0,0008	0,0006	0,0005	0,0004	0,0006
0,010	0,1610	0,0050	0,030	0,021	0,017	0,015	0,022	0,0048	0,0034	0,0028	0,0024	0,0036
	0,1358	0,0036						0,0041	0,0029	0,0023	0,0020	0,0030
	0,1120	0,0027						0,0033	0,0024	0,0019	0,0017	0,0025
	0,0920	0,0021						0,0028	0,0019	0,0016	0,0014	0,0020
	0,0738	0,0015						0,0022	0,0016	0,0013	0,0011	0,0016
	0,0580	0,0010						0,0017	0,0012	0,0010	0,0009	0,0013
	0,0473	0,0007						0,0014	0,0010	0,0008	0,0007	0,0011
	0,0378	0,0005						0,0011	0,0008	0,0007	0,0006	0,0008
	0,0273	0,0004						0,0008	0,0006	0,0005	0,0004	0,0006
	0,0145	0,0002						0,0004	0,0003	0,0003	0,0002	0,0003
	0,005	0,1620	0,0042	0,021	0,015	0,012	0,011	0,016	0,0034	0,0024	0,0020	0,0017
0,1490		0,0038						0,0032	0,0022	0,0018	0,0016	0,0023
0,1313		0,0031						0,0028	0,0020	0,0016	0,0014	0,0021
0,1188		0,0028						0,0025	0,0018	0,0014	0,0013	0,0019
0,1135		0,0024						0,0024	0,0017	0,0014	0,0012	0,0018
0,1040		0,0022						0,0022	0,0016	0,0013	0,0011	0,0016
0,0988		0,0021						0,0021	0,0015	0,0012	0,0010	0,0016
0,0928		0,0018						0,0020	0,0014	0,0011	0,0010	0,0015
0,0845		0,0016						0,0018	0,0013	0,0010	0,0009	0,0013
0,0760		0,0013						0,0016	0,0011	0,0009	0,0008	0,0012
0,0693		0,0012						0,0015	0,0010	0,0008	0,0007	0,0011
0,0620		0,0010						0,0013	0,0009	0,0008	0,0007	0,0010
0,0528		0,0008						0,0011	0,0008	0,0006	0,0006	0,0008
0,0490		0,0007						0,0010	0,0007	0,0006	0,0005	0,0008
0,0448		0,0007						0,0009	0,0007	0,0005	0,0005	0,0007
0,0410		0,0006						0,0009	0,0006	0,0005	0,0004	0,0006
0,0360		0,0005						0,0008	0,0005	0,0004	0,0004	0,0006
0,0300		0,0004						0,0006	0,0004	0,0004	0,0003	0,0005
0,0270		0,0004						0,0006	0,0004	0,0003	0,0003	0,0004
0,0220		0,0003						0,0005	0,0003	0,0003	0,0002	0,0003
0,0193	0,0002						0,0004	0,0003	0,0002	0,0002	0,0003	
0,0148	0,0002						0,0003	0,0002	0,0002	0,0002	0,0002	

Legenda: V_1, V_2, V_3 e V_4 : velocidades calculadas com $K = 1, 2, 3,$ e 4 respectivamente.

$V_{1,81}$: velocidade calculada com $K = 1,81$

$q_1, q_2, q_3, q_4,$ e $q_{1,81}$: Vazões calculadas com V_1, V_2, V_3, V_4 e $V_{1,81}$

q_m : vazão medida em laboratório

Tabela B-2 - Cálculo da vazão entre a camada de cascalho para o coeficiente K variando de 1 a 4 para o diâmetro médio $D_m = 3,5$ cm

S_0	q_m (m ² /s)	d_g (m)	V_1 (m/s)	V_2 (m/s)	V_3 (m/s)	V_4 (m/s)	$V_{2,15}$ (m/s)	q_1 (m ² /s)	q_2 (m ² /s)	q_3 (m ² /s)	q_4 (m ² /s)	$q_{2,15}$ (m ² /s)
0,1000	0,0067	0,119	0,083	0,059	0,048	0,042	0,057	0,0100	0,0070	0,0058	0,0050	0,0068
	0,0050	0,098						0,0082	0,0058	0,0047	0,0041	0,0056
	0,0045	0,070						0,0058	0,0041	0,0034	0,0029	0,0040
	0,0015	0,036						0,0030	0,0021	0,0017	0,0015	0,0021
	0,0009	0,024						0,0020	0,0014	0,0012	0,0010	0,0014
0,0500	0,0040	0,112	0,059	0,042	0,034	0,029	0,040	0,0066	0,0047	0,0038	0,0033	0,0045
	0,0032	0,088						0,0052	0,0037	0,0030	0,0026	0,0035
	0,0014	0,045						0,0027	0,0019	0,0015	0,0013	0,0018
	0,0007	0,024						0,0014	0,0010	0,0008	0,0007	0,0010
0,0330	0,0044	0,131	0,048	0,034	0,028	0,024	0,033	0,0063	0,0045	0,0036	0,0032	0,0043
	0,0023	0,080						0,0039	0,0027	0,0022	0,0019	0,0026
	0,0008	0,033						0,0016	0,0011	0,0009	0,0008	0,0011
0,0250	0,0041	0,133	0,042	0,029	0,024	0,021	0,028	0,0056	0,0039	0,0032	0,0028	0,0038
	0,0028	0,096						0,0040	0,0028	0,0023	0,0020	0,0027
	0,0017	0,070						0,0029	0,0021	0,0017	0,0015	0,0020
	0,0009	0,040						0,0017	0,0012	0,0010	0,0008	0,0011
	0,0003	0,017						0,0007	0,0005	0,0004	0,0004	0,0005
0,0200	0,0042	0,148	0,037	0,026	0,022	0,019	0,025	0,0055	0,0039	0,0032	0,0028	0,0038
	0,0033	0,125						0,0047	0,0033	0,0027	0,0023	0,0032
	0,0028	0,111						0,0041	0,0029	0,0024	0,0021	0,0028
	0,0026	0,101						0,0038	0,0027	0,0022	0,0019	0,0026
	0,0020	0,082						0,0031	0,0022	0,0018	0,0015	0,0021
	0,0017	0,069						0,0026	0,0018	0,0015	0,0013	0,0017
	0,0013	0,059						0,0022	0,0016	0,0013	0,0011	0,0015
	0,0011	0,053						0,0020	0,0014	0,0011	0,0010	0,0013
	0,0010	0,045						0,0017	0,0012	0,0010	0,0008	0,0011
	0,0008	0,035						0,0013	0,0009	0,0008	0,0007	0,0009
0,0005	0,026						0,0010	0,0007	0,0006	0,0005	0,0007	
0,0004	0,019						0,0007	0,0005	0,0004	0,0004	0,0005	
0,0167	0,0035	0,127	0,034	0,024	0,020	0,017	0,023	0,0043	0,0031	0,0025	0,0022	0,0029
	0,0022	0,102						0,0035	0,0025	0,0020	0,0017	0,0024
	0,0014	0,070						0,0024	0,0017	0,0014	0,0012	0,0016
	0,0010	0,048						0,0016	0,0012	0,0009	0,0008	0,0011
	0,0005	0,033						0,0011	0,0008	0,0007	0,0006	0,0008
0,0142	0,0034	0,127	0,032	0,022	0,018	0,016	0,021	0,0040	0,0028	0,0023	0,0020	0,0027
	0,0026	0,102						0,0032	0,0023	0,0019	0,0016	0,0022
	0,0016	0,070						0,0022	0,0016	0,0013	0,0011	0,0015
	0,0010	0,048						0,0015	0,0011	0,0009	0,0008	0,0010
	0,0006	0,033						0,0010	0,0007	0,0006	0,0005	0,0007
0,0125	0,0036	0,137	0,029	0,021	0,017	0,015	0,020	0,0040	0,0029	0,0023	0,0020	0,0028
	0,0029	0,121						0,0036	0,0025	0,0021	0,0017	0,0024
	0,0014	0,090						0,0027	0,0019	0,0015	0,0013	0,0018
	0,0008	0,041						0,0012	0,0009	0,0007	0,0006	0,0008
	0,0004	0,023						0,0007	0,0005	0,0004	0,0003	0,0005

Continuação

Tabela B-2 - Cálculo da vazão entre a camada de cascalho para o coeficiente K variando de 1 a 4 para o diâmetro médio $D_m = 3,5$ cm

S_0	d_s (m)	q_m (m ² /s)	V_1 (m/s)	V_2 (m/s)	V_3 (m/s)	V_4 (m/s)	$V_{2,15}$ (m/s)	q_1 (m ² /s)	q_2 (m ² /s)	q_3 (m ² /s)	q_4 (m ² /s)	$q_{2,15}$ (m ² /s)
0,011	0,104	0,0023	0,028	0,020	0,016	0,014	0,019	0,0029	0,0020	0,0017	0,0014	0,0023
	0,068	0,0013						0,0019	0,0013	0,0011	0,0009	0,0013
	0,080	0,0010						0,0022	0,0016	0,0013	0,0011	0,0010
	0,043	0,0006						0,0012	0,0009	0,0007	0,0006	0,0006
	0,021	0,0003						0,0006	0,0004	0,0003	0,0003	0,0003
0,010	0,149	0,0041	0,026	0,019	0,015	0,013	0,018	0,0039	0,0028	0,0023	0,0020	0,0041
	0,120	0,0032						0,0032	0,0022	0,0018	0,0016	0,0032
	0,104	0,0025						0,0027	0,0019	0,0016	0,0014	0,0025
	0,085	0,0017						0,0022	0,0016	0,0013	0,0011	0,0017
	0,069	0,0013						0,0018	0,0013	0,0011	0,0009	0,0013
	0,051	0,0008						0,0013	0,0010	0,0008	0,0007	0,0008
	0,031	0,0004						0,0008	0,0006	0,0005	0,0004	0,0004
0,005	0,146	0,0031	0,019	0,013	0,011	0,009	0,013	0,0027	0,0019	0,0016	0,0014	0,0031
	0,131	0,0027						0,0024	0,0017	0,0014	0,0012	0,0027
	0,115	0,0022						0,0021	0,0015	0,0012	0,0011	0,0022
	0,106	0,0021						0,0020	0,0014	0,0011	0,0010	0,0021
	0,095	0,0016						0,0018	0,0012	0,0010	0,0009	0,0016
	0,086	0,0014						0,0016	0,0011	0,0009	0,0008	0,0014
	0,079	0,0012						0,0015	0,0010	0,0009	0,0007	0,0012
	0,074	0,0011						0,0014	0,0010	0,0008	0,0007	0,0011
	0,068	0,0010						0,0013	0,0009	0,0007	0,0006	0,0010
	0,062	0,0009						0,0012	0,0008	0,0007	0,0006	0,0009
	0,057	0,0008						0,0011	0,0008	0,0006	0,0005	0,0008
	0,052	0,0007						0,0010	0,0007	0,0006	0,0005	0,0007
	0,045	0,0006						0,0008	0,0006	0,0005	0,0004	0,0006
	0,039	0,0005						0,0007	0,0005	0,0004	0,0004	0,0005
	0,034	0,0004						0,0006	0,0004	0,0004	0,0003	0,0004
	0,030	0,0003						0,0006	0,0004	0,0003	0,0003	0,0003
0,025	0,0003						0,0005	0,0003	0,0003	0,0002	0,0003	
0,020	0,0002						0,0004	0,0003	0,0002	0,0002	0,0002	
0,016	0,0002						0,0003	0,0002	0,0002	0,0001	0,0002	

Legenda: V_1, V_2, V_3 e V_4 : velocidades calculadas com $K = 1, 2, 3, e 4$ respectivamente.

$V_{2,15}$: velocidade calculada com $K = 2,15$

$q_1, q_2, q_3, q_4,$ e $q_{2,15}$: Vazões calculadas com V_1, V_2, V_3, V_4 e $V_{2,15}$

q_m : vazão medida em laboratório

Tabela B-3 - Cálculo da vazão entre a camada de cascalho para o coeficiente K variando de 1 a 4 para o diâmetro médio $D_m = 2,5$ cm

S_0	q_m (m ² /s)	d_g (m)	V_1 (m/s)	V_2 (m/s)	V_3 (m/s)	V_4 (m/s)	$V_{1,69}$ (m/s)	q_1 (m ² /s)	q_2 (m ² /s)	q_3 (m ² /s)	q_4 (m ² /s)	$q_{1,69}$ (m ² /s)
0,050	0,0047	0,134	0,050	0,035	0,029	0,025	0,038	0,0067	0,0047	0,0039	0,0033	0,0051
	0,0042	0,123						0,0061	0,0043	0,0035	0,0031	0,0047
	0,0038	0,110						0,0055	0,0039	0,0032	0,0027	0,0042
	0,0019	0,054						0,0027	0,0019	0,0016	0,0013	0,0021
	0,0010	0,029						0,0015	0,0010	0,0008	0,0007	0,0011
0,033	0,0050	0,150	0,041	0,029	0,023	0,020	0,031	0,0061	0,0043	0,0035	0,0030	0,0047
	0,0038	0,125						0,0051	0,0036	0,0029	0,0025	0,0039
	0,0029	0,094						0,0038	0,0027	0,0022	0,0019	0,0029
	0,0014	0,046						0,0019	0,0013	0,0011	0,0009	0,0014
	0,0010	0,033						0,0013	0,0009	0,0008	0,0007	0,0010
0,025	0,0042	0,146	0,035	0,025	0,020	0,018	0,027	0,0052	0,0036	0,0030	0,0026	0,0040
	0,0033	0,126						0,0045	0,0031	0,0026	0,0022	0,0034
	0,0025	0,099						0,0035	0,0025	0,0020	0,0018	0,0027
	0,0019	0,079						0,0028	0,0020	0,0016	0,0014	0,0021
	0,0013	0,057						0,0020	0,0014	0,0012	0,0010	0,0015
	0,0006	0,029						0,0010	0,0007	0,0006	0,0005	0,0008
	0,0004	0,019						0,0007	0,0005	0,0004	0,0003	0,0005
0,020	0,0039	0,146	0,032	0,022	0,018	0,016	0,024	0,0046	0,0033	0,0027	0,0023	0,0036
	0,0034	0,134						0,0042	0,0030	0,0024	0,0021	0,0032
	0,0024	0,103						0,0032	0,0023	0,0019	0,0016	0,0025
	0,0016	0,074						0,0023	0,0016	0,0013	0,0012	0,0018
	0,0007	0,034						0,0011	0,0008	0,0006	0,0005	0,0008
	0,0005	0,021						0,0007	0,0005	0,0004	0,0003	0,0005
0,017	0,0024	0,110	0,029	0,020	0,017	0,014	0,022	0,0032	0,0022	0,0018	0,0016	0,0024
	0,0017	0,083						0,0024	0,0017	0,0014	0,0012	0,0018
	0,0011	0,056						0,0016	0,0011	0,0009	0,0008	0,0012
	0,0007	0,033						0,0010	0,0007	0,0006	0,0005	0,0007
0,014	0,0035	0,142	0,027	0,019	0,015	0,013	0,020	0,0038	0,0027	0,0022	0,0019	0,0029
	0,0027	0,116						0,0031	0,0022	0,0018	0,0015	0,0024
	0,0022	0,099						0,0026	0,0019	0,0015	0,0013	0,0020
	0,0017	0,080						0,0021	0,0015	0,0012	0,0011	0,0016
	0,0012	0,059						0,0016	0,0011	0,0009	0,0008	0,0012
	0,0008	0,042						0,0011	0,0008	0,0006	0,0006	0,0009
0,013	0,0035	0,145	0,025	0,018	0,014	0,012	0,019	0,0036	0,0026	0,0021	0,0018	0,0028
	0,0028	0,125						0,0031	0,0022	0,0018	0,0015	0,0024
	0,0019	0,091						0,0023	0,0016	0,0013	0,0011	0,0018
	0,0011	0,061						0,0015	0,0011	0,0009	0,0008	0,0012
	0,0007	0,039						0,0010	0,0007	0,0006	0,0005	0,0008
0,0002	0,017						0,0004	0,0003	0,0002	0,0002	0,0003	
0,011	0,0033	0,147	0,023	0,017	0,014	0,012	0,018	0,0034	0,0024	0,0020	0,0017	0,0027
	0,0019	0,099						0,0023	0,0016	0,0013	0,0012	0,0018
	0,0013	0,072						0,0017	0,0012	0,0010	0,0008	0,0013
	0,0008	0,048						0,0011	0,0008	0,0006	0,0006	0,0009
	0,0005	0,034						0,0008	0,0006	0,0005	0,0004	0,0006
	0,0003	0,020						0,0005	0,0003	0,0003	0,0002	0,0004

Continuação

Tabela B-3 - Cálculo da vazão entre a camada de cascalho para o coeficiente K variando de 1 a 4 para o diâmetro médio $D_m = 2,5$ cm

S_0	d_r (m)	q_m (m ² /s)	V_1 (m/s)	V_2 (m/s)	V_3 (m/s)	V_4 (m/s)	$V_{1,69}$ (m/s)	q_1 (m ² /s)	q_2 (m ² /s)	q_3 (m ² /s)	q_4 (m ² /s)	$q_{1,69}$ (m ² /s)
0,010	0,129	0,0030	0,022	0,016	0,013	0,011	0,017	0,0029	0,0020	0,0017	0,0014	0,0022
	0,105	0,0023						0,0023	0,0017	0,0014	0,0012	0,0018
	0,081	0,0017						0,0018	0,0013	0,0010	0,0009	0,0014
	0,061	0,0012						0,0014	0,0010	0,0008	0,0007	0,0010
	0,055	0,0010						0,0012	0,0009	0,0007	0,0006	0,0009
	0,042	0,0007						0,0009	0,0007	0,0005	0,0005	0,0007
	0,026	0,0004						0,0006	0,0004	0,0003	0,0003	0,0005
0,005	0,119	0,0024	0,016	0,011	0,009	0,008	0,012	0,0019	0,0013	0,0011	0,0009	0,0014
	0,109	0,0020						0,0017	0,0012	0,0010	0,0009	0,0013
	0,085	0,0014						0,0013	0,0009	0,0008	0,0007	0,0010
	0,064	0,0009						0,0010	0,0007	0,0006	0,0005	0,0008
	0,038	0,0005						0,0006	0,0004	0,0003	0,0003	0,0005

Legenda: V_1, V_2, V_3 e V_4 : velocidades calculadas com $K = 1, 2, 3,$ e 4 respectivamente.

$V_{1,69}$: velocidade calculada com $K = 1,69$

$q_1, q_2, q_3, q_4,$ e $q_{1,69}$: Vazões calculadas com V_1, V_2, V_3, V_4 e $V_{1,69}$

q_m : vazão medida em laboratório

Tabela B-4 - Cálculo da vazão entre a camada de cascalho para o coeficiente K variando de 1 a 4 para o diâmetro médio $D_m = 1,5$ cm

S_0	d_g (m)	V_1 (m/s)	V_2 (m/s)	V_3 (m/s)	V_4 (m/s)	q_1 (m ² /s)	q_2 (m ² /s)	q_3 (m ² /s)	q_4 (m ² /s)	q_{mo} (m ² /s)
0,050	0,148	0,039	0,027	0,022	0,019	0,0057	0,0040	0,0033	0,0028	0,0023
	0,085					0,0033	0,0023	0,0019	0,0016	0,0013
	0,049					0,0019	0,0013	0,0011	0,0010	0,0007
	0,032					0,0012	0,0009	0,0007	0,0006	0,0005
0,033	0,149	0,032	0,022	0,018	0,016	0,0047	0,0033	0,0027	0,0024	0,0021
	0,126					0,0040	0,0028	0,0023	0,0020	0,0016
0,025	0,148	0,027	0,019	0,016	0,014	0,0040	0,0029	0,0023	0,0020	0,0020
	0,141					0,0039	0,0027	0,0022	0,0019	0,0018
0,020	0,109	0,024	0,017	0,014	0,012	0,0027	0,0019	0,0015	0,0013	0,0022
	0,099					0,0024	0,0017	0,0014	0,0012	0,0014
	0,084					0,0020	0,0014	0,0012	0,0010	0,0012
	0,073					0,0018	0,0013	0,0010	0,0009	0,0010
	0,054					0,0013	0,0009	0,0008	0,0007	0,0008
	0,044					0,0011	0,0008	0,0006	0,0005	0,0006
	0,028					0,0007	0,0005	0,0004	0,0003	0,0005
0,017	0,127	0,022	0,016	0,013	0,011	0,0028	0,0020	0,0016	0,0014	0,0013
	0,092					0,0021	0,0015	0,0012	0,0010	0,0008
	0,061					0,0014	0,0010	0,0008	0,0007	0,0005
	0,044					0,0010	0,0007	0,0006	0,0005	0,0003
0,014	0,147	0,021	0,015	0,012	0,010	0,0030	0,0021	0,0017	0,0015	0,0015
	0,135					0,0028	0,0020	0,0016	0,0014	0,0014
	0,122					0,0025	0,0018	0,0015	0,0013	0,0012
	0,107					0,0022	0,0016	0,0013	0,0011	0,0010
	0,086					0,0018	0,0013	0,0010	0,0009	0,0008
	0,058					0,0012	0,0008	0,0007	0,0006	0,0004
0,013	0,148	0,019	0,014	0,011	0,010	0,0028	0,0020	0,0016	0,0014	0,0015
	0,128					0,0025	0,0018	0,0014	0,0012	0,0013
0,011	0,143	0,018	0,013	0,011	0,009	0,0026	0,0018	0,0015	0,0013	0,0016
	0,122					0,0022	0,0016	0,0013	0,0011	0,0013
	0,105					0,0019	0,0014	0,0011	0,0010	0,0011
	0,082					0,0015	0,0011	0,0009	0,0007	0,0007
	0,047					0,0008	0,0006	0,0005	0,0004	0,0004
0,010	0,128	0,017	0,012	0,010	0,009	0,0022	0,0016	0,0013	0,0011	0,0015
	0,113					0,0019	0,0014	0,0011	0,0010	0,0013
	0,069					0,0012	0,0008	0,0007	0,0006	0,0008
	0,074					0,0013	0,0009	0,0007	0,0006	0,0008
	0,065					0,0011	0,0008	0,0007	0,0006	0,0008
	0,024					0,0004	0,0003	0,0002	0,0002	0,0003
0,005	0,133	0,012	0,009	0,007	0,006	0,0016	0,0011	0,0009	0,0008	0,0013
	0,092					0,0011	0,0008	0,0007	0,0006	0,0008
	0,066					0,0008	0,0006	0,0005	0,0004	0,0005
	0,045					0,0005	0,0004	0,0003	0,0003	0,0003

Apêndice C

Método de Vanoni -Brooks

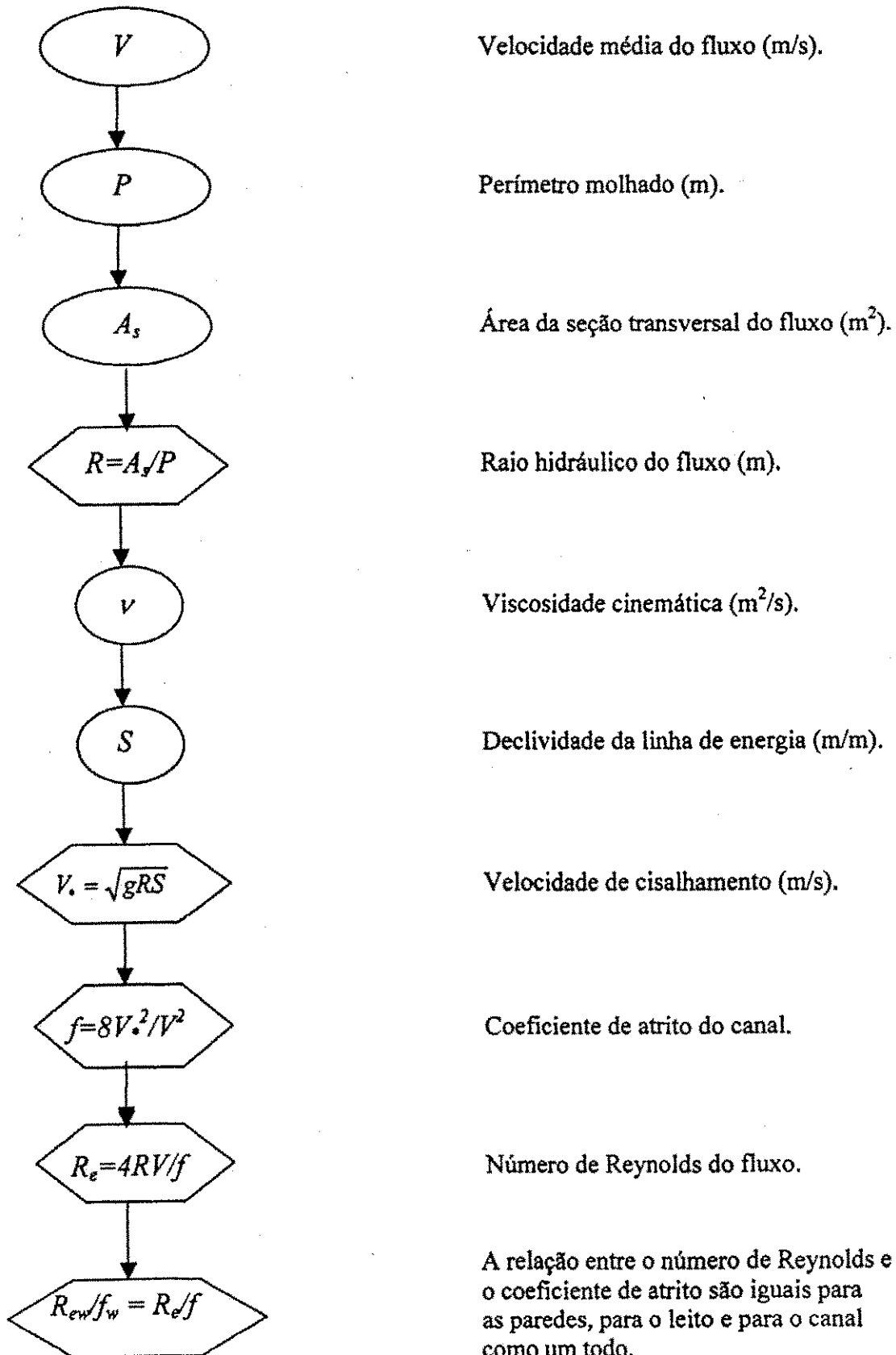
Procedimento para correção do efeito das paredes laterais no canal

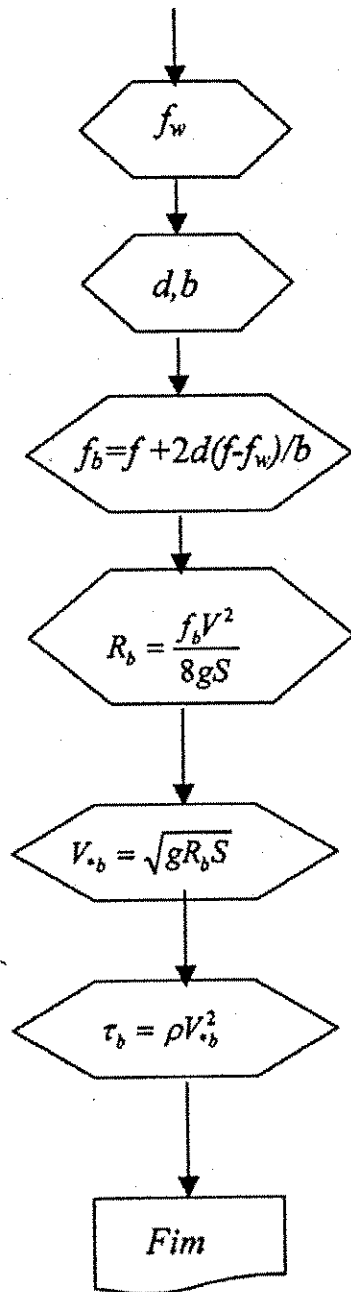
Nos canais experimentais em laboratório com paredes de vidro ou acrílico, percebe-se que os leitos têm uma rugosidade maior que a das paredes. Para o caso de um leito de cascalho (como neste estudo) essa diferença pode ser consideravelmente alta. Pensando em problemas como este, Vanoni e Brooks propuseram um método de cálculo que permite a determinação de uma força de cisalhamento exercida sobre o leito como se não existisse a influência das paredes laterais, ou seja, como se o canal tivesse uma largura infinita. Dessa maneira, os dados obtidos em teste de laboratório poderiam ser corrigidos e validados para o campo.

Esse método parte dos seguintes critérios:

- a) Existe uma homogeneidade na rugosidade das superfícies (laterais e leito) embora estas rugosidades sejam diferentes;
- b) A velocidade média do fluxo no canal é igual à velocidade média em cada seção;
- c) A seção transversal pode ser dividida em duas seções, uma produzindo cisalhamento nas paredes e a outra no leito;
- d) O raio hidráulico (R), o coeficiente de atrito (f), a velocidade de cisalhamento (U_*) e o número de Reynolds (R_e) podem ser calculados para cada seção, como se cada uma fosse de um canal.

Seqüência de Cálculo





Coefficiente de atrito da parede obtido a partir do gráfico da Figura C-1.

Profundidade e largura do canal respectivamente (m).

Coefficiente de atrito relativo ao leito.

Raio hidráulico relativo ao leito (m).

Velocidade de cisalhamento relativa ao leito (m²/s).

Tensão de cisalhamento relativa ao leito (N/m²).

Apêndice D

Cálculos referentes ao ensaio de resistência ao fluxo sobre a camada de cascalho

Os dados correspondentes ao experimento de resistência do fluxo sobre a camada de cascalho para os quatro diferentes tamanhos de diâmetros 4,5, 3,5, 2,5 e 1,5 cm, incluindo os efeitos das paredes laterais do canal, são mostrados nas Tabelas D-1, D-2, D-3 e D-4, respectivamente, do Apêndice D. Nestas tabelas estão contidos os valores obtidos para o fator de atrito de Darcy-Weisbach através da relação $V/V_* = \sqrt{8/f}$ onde V = velocidade do fluxo e V_* é a velocidade de cisalhamento e o coeficiente n de Manning pela Equação (2.1)

Os dados gerados com a correção para efeito das paredes laterais usando o Método de Vanoni e Brooks (Apêndice C) são mostrados na Tabela D-5, D-6, D-7 e D-8 para os diâmetros de 4,5, 3,5, 2,5 e 1,5 cm respectivamente. Nestas Tabelas são apresentados os novos valores do fator de atrito de Darcy-Weisbach (f_b) e os coeficientes de Manning relativos ao leito (n_b) e (n_c) dados pela Equação (2.17) e pela Equação (2.21) de Ugarte e Madrid (1994) respectivamente, além dos valores de profundidade relativa (R_b/D_m), o número de Reynolds ($R_b V/v$) e a velocidade de cisalhamento do leito (V_{*b}).

Tabela D-1 – Parâmetros hidráulicos dos ensaios para a parte do escoamento superficial sem correção para efeito das paredes laterais ($D_m=4,5$ cm)

S_s	d (m)	Q (l/s)	q (m ³ /ms)	Fr	f	n
0,1	0,069	14,000	0,0933	1,462	0,1954	0,0287
	0,061	12,000	0,0800	1,452	0,2086	0,0293
	0,055	10,000	0,0667	1,402	0,2358	0,0308
	0,047	8,000	0,0533	1,322	0,2808	0,0332
	0,037	6,000	0,0400	1,286	0,3226	0,0347
	0,026	4,000	0,0267	1,187	0,4202	0,0380
0,05	0,092	15,000	0,1000	1,064	0,1589	0,0264
	0,089	14,000	0,0933	1,035	0,1710	0,0274
	0,081	12,000	0,0800	1,009	0,1892	0,0286
	0,071	10,000	0,0667	0,993	0,2078	0,0296
	0,063	8,000	0,0533	0,928	0,2524	0,0323
	0,053	6,000	0,0400	0,849	0,3247	0,0361
	0,042	4,000	0,0267	0,720	0,4959	0,0435
	0,023	2,000	0,0133	0,558	0,9853	0,0570
0,033	0,107	15,000	0,1000	0,847	0,1530	0,0263
	0,102	14,000	0,0933	0,847	0,1574	0,0265
	0,093	12,000	0,0800	0,825	0,1750	0,0278
	0,083	10,000	0,0667	0,794	0,2004	0,0295
	0,073	8,000	0,0533	0,751	0,2392	0,0319
	0,063	6,000	0,0400	0,676	0,3181	0,0363
	0,049	4,000	0,0267	0,590	0,4638	0,0427
	0,030	2,000	0,0133	0,397	1,2027	0,0653
	0,022	1,500	0,0100	0,326	1,9499	0,0798
0,025	0,111	14,000	0,0933	0,760	0,1400	0,0252
	0,100	12,000	0,0800	0,747	0,1532	0,0261
	0,091	10,000	0,0667	0,713	0,1783	0,0280
	0,080	8,000	0,0533	0,669	0,2160	0,0305
	0,068	6,000	0,0400	0,619	0,2742	0,0339
	0,053	4,000	0,0267	0,544	0,3948	0,0398
	0,035	2,000	0,0133	0,378	0,9580	0,0592
	0,027	1,500	0,0100	0,300	1,6237	0,0750
0,020	0,091	9,495	0,0633	0,688	0,1529	0,0259
	0,086	8,655	0,0577	0,681	0,1612	0,0265
	0,079	7,455	0,0497	0,661	0,1790	0,0277
	0,071	6,300	0,0420	0,645	0,1982	0,0289
	0,063	5,445	0,0363	0,652	0,2046	0,0291
	0,054	4,005	0,0267	0,573	0,2833	0,0337
	0,046	3,165	0,0211	0,557	0,3213	0,0353
	0,037	2,079	0,0139	0,443	0,5476	0,0450
	0,034	1,842	0,0123	0,417	0,6338	0,0480
	0,031	1,650	0,0110	0,399	0,7107	0,0503
	0,028	1,449	0,0097	0,374	0,8345	0,0539
	0,023	1,143	0,0076	0,326	1,1601	0,0618
	0,018	0,980	0,0065	0,311	1,3332	0,0644

Continuação

Tabela D-1 – Parâmetros hidráulicos dos ensaios para a parte do escoamento superficial sem correção para efeito das paredes laterais ($D_m=4,5$ cm)

S_0	d (m)	Q (l/s)	q (m ³ /ms)	Fr	f	n
0,017	0,119	14,000	0,0933	0,693	0,1076	0,0222
	0,109	12,000	0,0800	0,672	0,1205	0,0233
	0,099	10,000	0,0667	0,641	0,1403	0,0250
	0,087	8,000	0,0533	0,604	0,1692	0,0272
	0,073	6,000	0,0400	0,571	0,2073	0,0297
	0,058	4,000	0,0267	0,505	0,2952	0,0347
	0,036	2,000	0,0133	0,405	0,5480	0,0450
	0,029	1,500	0,0100	0,346	0,8033	0,0531
0,014	0,112	14,000	0,0933	0,642	0,1111	0,0224
	0,102	12,000	0,0800	0,611	0,1300	0,0241
	0,090	10,000	0,0667	0,581	0,1545	0,0260
	0,077	8,000	0,0533	0,532	0,1996	0,0292
	0,062	6,000	0,0400	0,453	0,3039	0,0354
	0,038	4,000	0,0267	0,371	0,5485	0,0453
	0,031	2,000	0,0133	0,319	0,7943	0,0532
	0,013	0,115	12,000	0,0800	0,617	0,1037
0,106		10,000	0,0667	0,576	0,1248	0,0237
0,094		8,000	0,0533	0,541	0,1518	0,0259
0,079		6,000	0,0400	0,515	0,1842	0,0281
0,063		4,000	0,0267	0,445	0,2739	0,0337
0,039		2,000	0,0133	0,360	0,5049	0,0436
0,034		1,500	0,0100	0,287	0,8403	0,0552
0,011		0,119	12,000	0,0800	0,592	0,0982
	0,108	10,000	0,0667	0,564	0,1147	0,0227
	0,097	8,000	0,0533	0,521	0,1428	0,0252
	0,081	6,000	0,0400	0,494	0,1747	0,0275
	0,064	4,000	0,0267	0,449	0,2387	0,0315
	0,041	2,000	0,0133	0,352	0,4639	0,0420
	0,032	1,500	0,0100	0,323	0,5934	0,0462
	0,018	1,000	0,0067	0,338	0,6285	0,0442
0,010	0,091	7,350	0,0490	0,525	0,1315	0,0240
	0,087	6,600	0,0440	0,499	0,1491	0,0255
	0,084	6,405	0,0427	0,505	0,1482	0,0254
	0,081	6,000	0,0400	0,498	0,1554	0,0259
	0,077	5,400	0,0360	0,477	0,1736	0,0273
	0,073	4,995	0,0333	0,473	0,1814	0,0277
	0,071	4,695	0,0313	0,459	0,1951	0,0287
	0,068	4,395	0,0293	0,449	0,2077	0,0295
	0,063	3,900	0,0260	0,442	0,2226	0,0303
	0,057	3,195	0,0213	0,406	0,2768	0,0335
	0,050	2,651	0,0177	0,381	0,3297	0,0361
	0,044	2,130	0,0142	0,342	0,4296	0,0407
	0,036	1,500	0,0100	0,276	0,7138	0,0513
	0,033	1,290	0,0086	0,239	0,9806	0,0595
	0,025	1,005	0,0067	0,203	1,4569	0,0701