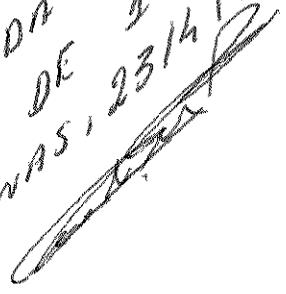


DECLARO TRATAR-SE V.  
VERSÃO DEFINITIVA DA NO  
DISSERTAÇÃO DEFENDIDA NO  
DIA 12 DE MARÇO DE 1.993  
(CAMPINAS, 23/4/93)



Universidade Estadual de Campinas  
Faculdade de Engenharia Civil  
Departamento de Hidráulica e Saneamento

**ESTUDO DO ASSOREAMENTO E  
DA QUALIDADE D'ÁGUA DO  
RESERVATÓRIO DE CARIOBINHA**

Rogério Campos

ESTUDO DO ASSOREAMENTO E  
DA QUALIDADE D'ÁGUA DO  
RESERVATÓRIO DE CARIOBINHA

Dissertação apresentada à Faculdade de Engenharia Civil,  
Universidade Estadual de Campinas, para obtenção do título  
de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração Recursos  
Hídricos e Saneamento.

Autor: Rogério Campos  
Orientador: Prof. Evaldo Miranda Coiado  
Campinas, 12 de março de 1993

Aos meus pais, Osmundo e Dinorah,  
e para minhas irmãs, Renata e Rute,  
dedico este trabalho.

" No princípio, Deus criou o céu e a terra.  
Ora, a terra estava vazia e vaga, as trevas cobriam o abismo,  
e um vento de Deus pairava sobre as águas." Gên 1,1-2

" Deus disse: " Que as águas que estão sob o céu se reúnam  
numa só massa e que apareça o continente " e assim se fez.  
E Deus viu que isso era bom." Gên 1,9-10

# Agradecimentos

Ao Professor Evaldo Miranda Coiado, pelo apoio, paciência e dedicação de sua orientação, e pelos seus ensinamentos, sem os quais não seria possível a realização deste trabalho.

À Fundação de Amparo à Pesquisa no Estado de São Paulo - FAPESP, pela bolsa de Mestrado, com a qual fomos distinguidos durante este trabalho.

À Companhia Paulista de Força e Luz - CPFL, pelo apoio da cessão dos Laboratórios e pela permissão da realização dos trabalhos na Hidrelétrica de Cariobinha, especialmente aos operadores daquela usina Srs. Marciel Cesaro Machado, Nestor Cardozo de Brito, Moisés Marino, Celso de Jesus e Itaci Toledo Garcia, pessoas simples que sempre ajudaram os trabalhos em Cariobinha.

Aos funcionários do departamento de computação da Faculdade de Engenharia Civil, pelo apoio durante a redação deste trabalho, sempre prontos a ajudar, Paulo Buissa e Fábio Artur Ramos.

Às desenhistas Elizabeth A. P. S. Oliveira e Rosemary Sgay Passos, do setor de editoração de textos da Faculdade de Engenharia Civil, pela execução dos desenhos deste trabalho.

Ao Prof. Wilson Jardim, do Instituto de Química pela cessão do seu Laboratório na fase final da pesquisa, quando o laboratório da CPFL foi extinto, especialmente ao técnico Edgar Moreira Ganzarolli, pelo apoio recebido no laboratório daquele Instituto.

À Faculdade de Engenharia Agrícola, Departamento de Água e Solos, pela execução das análises granulométrica das amostras de fundo do Reservatório de Cariobinha.

À Gil, minha companheira, pela paciência com que me aturou nessa parte final do meu trabalho.

A todos a minha mais profunda gratidão e reconhecimento, numa experiência que foi uma das maiores da minha vida.

# Resumo

Cariobinha é um pequeno reservatório com aproveitamento hidrelétrico, no Estado de São Paulo. Desde a urbanização da bacia do Ribeirão do Quilombo nos anos 70, manancial que lhe é afluente, o reservatório tem sérios problemas de poluição e assoreamento. Assim, foi feito um estudo no sentido de conhecer e tentar encontrar soluções para o problema, assunto que trata esta dissertação.

# Abstract

Cariobinha is a small reservoir in Ribeirão do Quilombo, a small river, at State of São Paulo, Brazil. Since urbanization of watershed in 70's, it has serious problems of pollution and sediment silting. So, a study was carried out in sense of to know and to try search solutions for this problem, subject that treat this work.

# Conteúdo

<b>1</b>	<b>Introdução</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>Descrição da Bacia do Ribeirão do Quilombo e do Reservatório de Cario- binha</b>	<b>7</b>
2.1	A Bacia . . . . .	7
2.1.1	Características Físicas e Climáticas . . . . .	7
2.2	O Reservatório e o Aproveitamento . . . . .	8
2.2.1	Aspectos Históricos . . . . .	8
2.2.2	Características Físicas . . . . .	10
<b>3</b>	<b>Revisão da Literatura</b>	<b>12</b>
3.1	Transporte de Sedimentos em Canais Fluviais . . . . .	12
3.1.1	Introdução . . . . .	12
3.1.2	Transporte no Leito . . . . .	14
3.1.3	Transporte em Suspensão . . . . .	28
3.1.4	Descarga Total de Sedimentos . . . . .	39
3.2	Assoreamento de Reservatórios . . . . .	42
3.2.1	Introdução . . . . .	42
3.2.2	Volume de sedimentos acumulados por um reservatório . . . . .	43
3.2.3	A Distribuição dos Sedimentos dentro dos Reservatórios . . . . .	44
3.2.4	Eficiência de Retenção de Sedimentos. . . . .	45
3.2.5	Peso Específico dos Sedimentos Acumulados nos Reservatórios . . . . .	48
<b>4</b>	<b>Qualidade d'água</b>	<b>50</b>
4.1	Introdução . . . . .	50
4.1.1	pH . . . . .	50
4.1.2	Alcalinidade . . . . .	51
4.1.3	Cloretos . . . . .	51
4.1.4	Temperatura . . . . .	51
4.1.5	Oxigênio Dissolvido . . . . .	51
4.1.6	Demanda Bioquímica de Oxigênio . . . . .	52
4.1.7	Demanda Química de Oxigênio . . . . .	52

<b>5</b>	<b>Metodologia</b>	<b>53</b>
5.1	Introdução . . . . .	53
5.2	Transporte de Sedimentos . . . . .	53
5.2.1	Medidas de velocidade . . . . .	53
5.2.2	Cálculo da vazão . . . . .	54
5.2.3	Amostragem de sedimentos . . . . .	54
5.2.4	Cálculo da concentração de sedimentos . . . . .	54
5.3	Qualidade d'água . . . . .	55
5.3.1	pH . . . . .	55
5.3.2	Alcalinidade . . . . .	55
5.3.3	Cloretos . . . . .	55
5.3.4	Temperatura . . . . .	58
5.3.5	Oxigênio Dissolvido . . . . .	58
5.3.6	Demanda Bioquímica de Oxigênio . . . . .	58
5.3.7	Demanda Química de Oxigênio . . . . .	59
<b>6</b>	<b>Resultados e Análise</b>	<b>60</b>
6.1	Introdução . . . . .	60
6.2	Transporte de Sedimentos . . . . .	60
6.2.1	Transporte de Sedimentos em Suspensão . . . . .	60
6.2.2	Transporte de Sedimentos no Leito . . . . .	69
6.2.3	A Distribuição dos Sedimentos no Reservatório . . . . .	71
6.2.4	A Descarga Específica de Sedimentos . . . . .	74
6.2.5	A Eficiência de Retenção de Sedimentos . . . . .	74
6.3	Qualidade D'água . . . . .	76
6.3.1	Resultados e Análise . . . . .	76
<b>7</b>	<b>Conclusões e Recomendações</b>	<b>81</b>
7.1	Conclusões . . . . .	81
7.2	Recomendações . . . . .	81

# Lista de Figuras

1.1	Tomada d'água e descarga de fundo com assoreamento em Cariobinha . . . . .	4
1.2	Tomada d'água e descarga de fundo com assoreamento em Cariobinha . . . . .	5
1.3	Visão geral do reservatório vazio com bancos de areia ao pé da barragem . . . . .	6
2.1	Bacia Hidrográfica do Ribeirão do Quilombo . . . . .	8
2.2	Usina Hidrelétrica de Cariobinha - Localização e Acesso . . . . .	9
2.3	Planta do Reservatório de Cariobinha - ( <i>sem escala</i> ) . . . . .	11
3.1	Perfis de velocidade e da concentração de sedimentos nos canais fluviais . . . . .	13
3.2	Diagrama do transporte de sedimentos nos canais fluviais . . . . .	13
3.3	Modelo de DuBoys para Distribuição de Velocidades . . . . .	15
3.4	Relação entre os adimensionais $\bar{u}_s/\bar{u} \times \tau_{oc}/\tau_o$ ( <i>ap. Garde &amp; Raju (1985)</i> ) . . . . .	16
3.5	Ajuste do modelo de Kalinske a dados práticos ( <i>ap. Garde &amp; Raju (1985)</i> ) . . . . .	18
3.6	Relação entre os parâmetros de transporte sólido e de escoamento do modelo de Einstein <i>ap. (Chang (1988))</i> . . . . .	22
3.7	Fator de correção $\xi$ ( <i>ap. Chang (1988)</i> ) . . . . .	23
3.8	Fator de correção $Y$ ( <i>ap. Chang (1988)</i> ) . . . . .	24
3.9	Ajuste do modelo de Yalin a dados experimentais ( <i>ap. Garde &amp; Raju (1985)</i> ) . . . . .	26
3.10	Variação de $W^*$ e $\phi_{50}$ proposto por Parker <i>et al.</i> comparado com o modelo de Einstein ( <i>ap. Chang (1988)</i> ) . . . . .	28
3.11	Esquema de entrada-saída de sedimentos num volume de controle elementar num fluxo bidimensional . . . . .	30
3.12	Valores de $P$ ( <i>ap. Garde &amp; Raju (1985)</i> ) . . . . .	33
3.13	Valores da Integral $I_1$ ( <i>ap. Rawdikiwi (1976)</i> ) . . . . .	36
3.14	Valores da Integral $I_2$ ( <i>ap. Rawdikiwi (1976)</i> ) . . . . .	37
3.15	Variação de $K$ ( <i>ap. Garde &amp; Raju (1985)</i> ) . . . . .	38
3.16	Ajuste da Equação de Samaga a dados experimentais ( <i>ap. Garde &amp; Raju (1985)</i> ) . . . . .	40
3.17	Formação de Leitos nos Reservatórios . . . . .	45
3.18	Curva de Churchill ( <i>ap. Borland (1971)</i> ) . . . . .	46
3.19	Curva de Brune ( <i>ap. Borland (1971)</i> ) . . . . .	47
5.1	Seção de Montante . . . . .	56

5.2	Seção de Jusante . . . . .	57
6.1	Fluviogramas Afluente e Efluente ao Reservatório . . . . .	63
6.2	Curva-chave de Montante . . . . .	64
6.3	Curva-chave de Jusante . . . . .	65
6.4	Variação do $d_{50}$ com a distância . . . . .	74
6.5	Eficiência de Retenção Mensal de Sedimentos pelo Reservatório de Cariobinha . . . . .	76

# Lista de Tabelas

3.1	Valores de $A$ e $\tau_{oc}$ (ap. Garde & Raju (1985)) . . . . .	14
3.2	Valores de $x$ e $d_{65}/\delta$ (ap. Garde & Raju (1985)) . . . . .	24
3.3	Relação entre $\theta$ e $u_*d/u$ ap. (Garde & Raju (1985)) . . . . .	25
3.4	Varição de $K_s$ com $\tau_o/\tau_{oc}$ (Garde & Raju (1985)) . . . . .	39
3.5	Varição de $L_s$ com $M$ (ap. Garde & Raju (1985)) . . . . .	39
3.6	Coefficientes $c$ , $n$ , $A$ e $m$ da Fórmula Ackers-White (ap. Chang (1988)) . . . . .	42
3.7	Relação entre o peso específico inicial e a dimensão do sedimento ( ap. Garde & Raju (1985)) . . . . .	48
3.8	Valores de $K$ (ap. Garde & Raju (1985)) . . . . .	49
6.1	Ribeirão do Quilombo - Seção a Montante do Reservatório - Dados de Vazão	61
6.2	Ribeirão do Quilombo - Seção a Jusante do Reservatório - Dados de Vazão	61
6.3	Ribeirão do Quilombo - Vazões Sobre o Vertedouro da Barragem de Cariobinha	62
6.4	Ribeirão do Quilombo - Classificação dos Dados de Vazão, Área da Seção, Velocidade Média e Largura - Seção de Montante . . . . .	67
6.5	Ribeirão do Quilombo - Classificação dos Dados de Vazão, Área da Seção, Velocidade Média e Largura - Seção de Jusante . . . . .	67
6.6	Ribeirão do Quilombo - Classificação dos Dados de Vazão do Vertedouro da Barragem de Cariobinha . . . . .	67
6.7	Ribeirão do Quilombo - Parâmetros Hidráulicos da Seção de Montante - Valores Médios . . . . .	68
6.8	Ribeirão do Quilombo - Parâmetros Hidráulicos da Seção de Jusante - Valores Médios . . . . .	68
6.9	Ribeirão do Quilombo - Concentração dos Sedimentos em Suspensão - Afluentes e Efluentes . . . . .	69
6.10	Ribeirão do Quilombo - Cálculo da Quantidade de Sedimentos em Suspensão - Afluentes . . . . .	70
6.11	Ribeirão do Quilombo - Cálculo da Quantidade de Sedimentos em Suspensão - Efluentes . . . . .	70
6.12	Ribeirão do Quilombo - Material de Fundo - 1992 . . . . .	72
6.13	Ribeirão do Quilombo - Cálculo das Quantidades de Sedimentos Transportados no Leito - 1992 . . . . .	72
6.14	$d_{50}$ em $mm$ das amostras para cada laboratório . . . . .	73

6.15	Caracterização as Amostras . . . . .	73
6.16	OD e Temperatura . . . . .	77
6.17	Valores DBO e DQO . . . . .	78
6.18	pH, Alcalinidade a pH 4,50, Cloretos . . . . .	79
6.19	Ribeirão do Quilombo - Valores Médios dos Parâmetros Comparados com o VMP . . . . .	80

# Lista de Símbolos

## Caracteres Latinos

$A$	coeficiente da Eq. de DuBoys; carga de sedimentos afluentes.
$A_L$	extensão do salto de partícula
$A_1$	coeficiente de partícula
$A_2$	coeficiente de partícula
$A_3$	coeficiente de partícula
$A_*$	coef. de Einstein, igual a 43,5.
$a$	const. do modelo de Yalin; prof. limite do transp. no leito para Einstein.
$b$	constante do modelo de Kalinske, igual a unidade.
$\bar{b}$	largura média do rio.
$C$	constante do modelo de Yalin, igual a 0,625; constante da eq. do vertedor conc. média inst. de sed. no mod. da difusão; capacidade média de um reservatório.
$C_a$	concentração de sedimentos na profundidade $a$ ; concentração de referência.
$C_r$	constante do modelo de Yalin
$C_{s,a}$	concentração de sedimentos em suspensão - Afluentes.
$C_{s,e}$	concentração de sedimentos em suspensão - Efluentes.
$C_{s,l}$	concentração de sedimentos no leito.
$C_{s,s}$	concentração de sedimentos em suspensão.
$C_T$	concentração relativa total de sed. em peso no mod. Engelund-Hansen; conc. total de sedimentos em suspensão no mod. de Yang.
$C_1$	constante do modelo de Yalin
$\hat{C}$	conc. média local no mod. da difusão.
$C''$	variação da concentração.

$d$	dim. da partícula, nos mod. de Einstein, DuBoys e Yalin
$d_a$	diâmetro médio aritmético da partícula
$d_g$	diâmetro médio geométrico da partícula, dimensão da partícula no mod. de Ackers e White.
$d_i$	dim. média da fração do mat. do fundo na fração $i$
$d_m$	dim. efetiva da partícula no modelo de Meyer-Peter-Miller.
$d_{50}$	dimensão da partícula que 50%, tem granulometria menor.
$d_{65}$	dimensão da partícula que 65%, tem granulometria menor.
$d_{90}$	dimensão da partícula que 90%, tem granulometria menor.
$D$	profundidade do escoamento.
$E$	carga de sedimentos efluentes.
$e$	constante de Euler.
$E_r$	eficiência de retenção de sedimentos.
$f_i$	fração do subpavimento $i$ no modelo de Parker, fração de um depósito de sedimentos.
$f'$	coeficiente de rugosidade da equação de Engelund-Hansen.
$H$	lâmina do vertedor.
$F_g$	fator de mobilidade do modelo de Ackers e White.
$G_b$	quantidade de material granular em movimento sobre uma superfície unitária no modelo de Yalin.
$h$	prof. do sistemas de calhas usado por Einstein no seu modelo para determinação da $E_r$ de reservatórios.
$i_b$	fração do transporte total de transporte no leito no modelo de Einstein.
$i_b$	fração de transp. no leito de partículas de dim. $d_i$ no modelo de Einstein.
$i_s$	fração de partículas do leito de dimensão $d_i$ transportadas em suspensão no modelo de Einstein.
$I$	volume afluente anual.
$I_1$	Integral $I_1$ do método de Einstein para integ. da curva concentração $\times$ velocidade.
$I_2$	Integral $I_2$ do método de Einstein para integ. da curva concentração $\times$ velocidade.
$IS$	índice de sedimentação de um reservatório.

$K$	inverso do coef. de Manning, coef. de compactação dos depósitos de sedimentos nos reservatórios.
$k$	coeficiente de Von Kármann, igual a 0,4
$K'$	inverso do coef. de Manning devido à rugosidade dos grãos.
$K_i$	coef. de compactação para uma fração de um depósito de sedimentos.
$K_s$	fator de correção para $\xi_s$ no mod. de Samaga; dimensão característica da rugosidade.
$L$	extensão do salto da partículas comprimento no qual 50% das part. se depositam.
$l$	comp. da bacia do reservatório no mod. de Einstein para $E_r$ .
$L_s$	fator de correção para $\xi_s$ no mod. de Samaga.
$M$	coef. de uniformidade de Kramer.
$N$	número de camadas do escoamento no mod. de DuBoys.
$N_d$	número de part. depositadas/unid. de tempo/unid. de área.
$N_e$	número de part. erodidas/unid. de tempo/unid. de área.
$n$	número de part. /unid. de área do leito. razão entre o volume d'água e o volume total, no mod. de Einstein para $E_r$ .
$P$	fração do leito ocupada pelas part. no mod. de Kalinske; const. função do $d_{50}$ no método de integração de Einstein; função do método de integração de Lane & Kalinske.
$p$	capacidade de descarga de sedimentos de um reservatório ( $E_r = 1 - p$ ). fração do mat. depositado no mod. de Einstein para $E_r$ .
$\bar{p}$	profundidade média do ribeirão do Quilombo.
$p_i$	peso da fração $i$ .
$p_s$	prob. de uma part. ser deslocada/unid. de tempo no mod. de Einstein.
$Q$	vazão líquida.
$q$	vazão líquida.
$q_B$	descarga de sedimentos no leito.
$q_s$	descarga de sedimentos em suspensão.
$q_{s,s}$	transporte total em suspensão.
$R$	raio hidráulico.
$R'$	raio hidráulico devido a rugosidade dos grãos.
$r$	razão entre o desvio padrão e a média no mod. de Kalinske.

$S$	declividade da linha de energia, gradiente total de energia.
$S'$	gradiente de energia causado pela rugosidade do grão.
$S_r$	constante do modelo de Yalin.
$T$	tempo de meia-vida no mod. de Einstein para $E_r$ , tempo de formação dos depósitos de sed. nos reservatórios.
$t_1$	tempo de reposição de uma partícula no leito.
$U$	velocidade média do escoamento na equação de Manning.
$U_g$	velocidade da descarga de partículas no mod. de Yalin.
$u$	velocidade instantânea do escoamento.
$u_{cr}$	velocidade crítica do esc. ao nível da partícula.
$u_s$	velocidade instantânea de uma partícula.
$\bar{u}$	velocidade média do escoamento.
$\bar{u}_s$	velocidade média da partícula.
$u_*$	velocidade de atrito: $u_* = \sqrt{gRS}$ ; vel. média de atrito nos limites; do escoamento no modelo de Yang.
$u_{*c}$	velocidade de atrito, crítica.
$u_{cr}$	velocidade de atrito crítica.
$u_{máx}$	velocidade máxima do escoamento.
$u'_*$	velocidade de atrito crítica devida a velocidade do grão.
$V$	velocidade média do esc. no mod. de Einstein para $E_r$ .
$V_{sl}$	volume de sedimentos transportados no leito que passa por uma seção.
$V_{ss}$	volume de sedimentos transportados em suspensão que passa por uma seção.
$v'_u$	componente vertical de velocidade de uma turbulência.
$w$	componente vertical de velocidade.
$w'$	flutuação vertical de velocidade.
$X$	abscissa do fator de correção $\xi$ .
$x$	fator de correção devido aos efeitos viscosos no mod. de Einstein.
$Y$	fator de correção no mod. de Einstein.
$Z$	profundidade relativa, adimensional.
$z$	profundidade genérica.
$z_*$	expoente da equação de distribuição de sedimentos.

## Caracteres Gregos

$\alpha$	símbolo de proporcionalidade.
$\beta$	constante do modelo de Einstein.
$\beta_x$	fator de correção no modelo de Einstein.
$\beta_*$	constante no modelo de Einstein.
$\gamma_o$	peso específico inicial dos sedimentos.
$\gamma_f$	peso específico do fluido.
$\gamma_s$	peso específico do sedimento.
$\gamma_{sub}$	peso específico submerso do sedimento.
$\Delta h$	espessura da camada de escoamento no mod. de DuBoys.
$\Delta t$	variação de tempo em um período.
$\Delta V$	variação de velocidade.
$\delta'$	const. função de $u$ e $u'_*$ no mod. de Einstein.
$\varepsilon$	coeficiente de difusão molecular.
$\varepsilon_s$	coeficiente de difusão.
$\theta$	fator de correção para $\phi_*$ no modelo de Einstein.
$\lambda$	constante geral de probabilidade no mod. de Einstein.
$\xi$	fator de correção que considera o encobrimento das partículas no modelo de Einstein.
$\xi_s$	fator de correção que considera a não-uniformidade dos sedimentos no modelo de Samaga.
$\rho_f$	massa específica do fluido.
$\rho_s$	massa específica real do sedimento.
$\sigma$	desvio padrão.
$\tau$	tensão de atrito ou de arraste. $\tau = \gamma RS$ .
$\tau_o$	tensão de atrito disponível.
$\tau_{oc}$	tensão de atrito crítica.

$\tau_r^*$	tensão de referência adimensional no mod. de Parker.
$\tau_{r,i}$	tensão de referência adimensional no sub-pavimento $i$ .
$\tau_s$	tensão de atrito responsável pelo transporte em suspensão no modelo de Holtorff.
$\tau_*$	tensão de atrito adimensional de Shields.
$\tau_{*c}$	tensão de atrito adimensional de Shields, crítica.
$\phi$	ângulo de repouso do mat. no fundo no mod. de DuBoys; função de descarga no leito de Yalin; função de descarga total no modelo de Engelund-Hansen; parâmetro de transporte, parcial, no modelo de Einstein. diâmetro do conduto forçado da Usina de Caribinha.
$\phi_*$	parâmetro de transporte, total, no modelo de Einstein.
$\phi_1$	função de $G_b$ no modelo de Yalin.
$\phi_2$	função de $U_g$ no modelo de Yalin.
$\psi$	parâmetro de escoamento no modelo de Einstein.
$\psi_*$	parâmetro de Escoamento, corrigido, no modelo de Einstein.
$\omega_o$	velocidade de queda da partícula.

# Capítulo 1

## Introdução

Os canais fluviais podem transportar com as águas sedimentos e outros materiais tais como nutrientes. Estes materiais são originados na própria natureza ou podem se originar da ação do homem sobre o meio ambiente. De um modo geral, esta ação é nociva e acaba por degradar a natureza e prejudicar o aproveitamento dela pelo próprio homem.

A falta de planejamento adequado e de maior consciência ambiental para uma utilização que respeite a natureza, conduz à ilusão de que a solução isolada de problemas, não interfere no curso normal das coisas causando outros.

Em relação aos recursos hídricos, a falta de tratamento e disposição adequada de efluentes líquidos industriais e de esgotos domésticos, por exemplo, ao serem lançados em um rio podem comprometer definitivamente a qualidade de sua água. A partir daí, as populações consumidoras em potencial de suas águas, podem vir a ser privadas desta utilização. Isto poderá causar sérios problemas do ponto de vista social e econômico.

Entre os materiais carreados pelos rios, um dos mais importantes são os sedimentos. Sedimentos, segundo Colby (1963), *apud* RAWDIKIWI (1976), são materiais fragmentados originários da desintegração das rochas. Estes se tornam sedimentos fluviais quando estão contidos em água corrente. Quantitativamente, os sedimentos podem ser medidos. As taxas de descarga de sedimentos são a quantidade de material sólido inorgânico transportado pelos rios. Este transporte é feito em suspensão e no leito. Nos rios cuja bacia hidrográfica ainda não foi degradada pela ação do homem, a carga de sedimentos transportada em suspensão é de pequena monta. Neste caso a principal fonte de sedimentos é o próprio leito. Quando o contrário ocorre, as taxas de sedimentos transportadas são muito altas.

Dependendo do nível de proteção da bacia os sedimentos acabam sendo erodidos pelos deflúvios das chuvas, e vão cair diretamente nos canais dos rios. Este material de deflúvio ("wash load") adiciona-se aos originados no leito, podendo tornar-se muito mais importantes que aqueles. No entanto é difícil fazer a distinção qualitativa e quantitativa entre o material originário de deflúvio e do leito em suspensão. O transporte em suspensão ocorre com o material imerso no escoamento, ambos a velocidades idênticas. Só o material mais graduado é transportado no leito. Difícilmente o material de deflúvio é transportado no leito devido a sua granulometria. O transporte no leito ocorre através de arraste ou de pequenos saltos

do material.

As taxas de transporte de sedimentos variam diretamente com vários aspectos. Os principais estão ligados à bacia. São eles o tipo, característica e condição da superfície do solo, seu uso e ocupação, cobertura vegetal, topografia, forma da própria bacia do tributário principal e afluentes e a contribuição dos campos irrigados.

A pluviosidade também é de vital importância para a variação das taxas. Eventos não sazonais da natureza como terremotos e erupções vulcânicas podem contribuir para as variações nas descargas de sedimentos. É comum fazer relações vazão líquida  $\times$  descarga de sedimentos e cota  $\times$  vazão líquida. Estas curvas devem ser executadas com o maior número de dados possíveis para que haja melhor precisão. Vários fatores afetam estas relações, dentre os de maior importância, os seguintes podem ser citados: dimensão da seção avaliada, estabilidade do canal do rio, deflúvio de sedimentos acumulados por reservatórios, estação do ano e o regime do escoamento.

Por causa dos aspectos supra-citados, segundo Benedict (1948), *apud* SHEN (1971), a concentração de sedimentos em suspensão em qualquer escoamento não apresenta uma relação constante com a cota.

As concentrações de sedimentos podem ser estimadas através de modelos ou podem ser medidas. Os cálculos com os modelos apresentam a desvantagem de não poder estimar o material de deflúvio e apresentam na maioria dos casos pouco ajuste aos dados reais.

A maior consequência da presença de pesadas taxas de sedimentos nos rios é o assoreamento dos reservatórios. Isto é, o acúmulo dos sedimentos dentro dos lagos formados pelas estruturas que barram o escoamento natural. Este barramento causa a diminuição das velocidades, a principal causadora da deposição dos materiais, efeito indesejável por causa da perda do volume de acumulação.

A perda de volume é somente uma das consequências. Se houver aproveitamento hidrelétrico por exemplo, a descarga de sedimentos pelos condutos podem comprometer a vida útil das turbinas e dos dutos pelo efeito abrasivo das partículas.

O problema do assoreamento dos reservatórios não pode ser evitado ou resolvido, mas apenas monitorado. O estudo dos problemas atuais deve ser levado em consideração pelos projetistas que devem dotar os novos reservatórios de condições para o despejo dos sedimentos acumulados.

Atualmente estratégias de monitoramento devem ser tomadas para adiar o fim da vida útil dos reservatórios existentes. Stevens (1936), *apud* NORDIN (1981), foi um dos pioneiros a identificar problemas associados entre a construção de barragens e rios com sedimentos. Referindo-se a antiga barragem de Aswan, Egito, aquele autor diz que durante os períodos de cheia as comportas de fundo daquele reservatório, que não tem vertedouro, ficam abertas e o rio passa por ele como se a barragem não existisse. Estas comportas são fechadas gradualmente no final da estação, quando é cheio o lago para uso de suas águas em irrigação na estação seca. Esta medida simples de monitoramento torna a deposição de sedimentos mínima.

Para pequenos reservatórios, são raros os registros de estudos na literatura, destacando-se o de DENDY (1974) como um dos poucos existentes, sendo necessário dedicar pesquisas a este respeito.

Pesquisas no Brasil referentes ao assoreamento de reservatórios, devido ao custo e di-

ficuldades, não são sistematicamente desenvolvidas, não constando na literatura nacional nenhum trabalho específico publicado. CARVALHO (1970) registrou apenas os problemas causados pelos sedimentos acumulados em reservatórios brasileiros os quais são os seguintes: Santa Bárbara e Pampulha, no Estado de Minas Gerais.

A pesquisa que é objeto desta dissertação estuda o reservatório de Cariobinha que se enquadra naquele tipo. Cariobinha é um pequeno reservatório ( $4,2 \times 10^5 m^3$ , n. máx.) de propriedade da Companhia Paulista de Força e Luz no município de Americana, São Paulo, usado para aproveitamento hidrelétrico. Já há algum tempo que este reservatório apresenta problemas que impedem o funcionamento contínuo da usina de geração de energia. Nos últimos anos estes problemas têm se tornado mais severos e frequentes. Os sedimentos e outros materiais carreados pelo Ribeirão do Quilombo obstruem a tomada d'água do conduto forçado das turbinas impedindo logo após uma cheia as operações da hidrelétrica. Isto pode ser visto nas figuras (1.1), (1.2) e (1.3). As fotografias foram tiradas em 1990 quando o reservatório foi esvaziado para retirada dos sedimentos.

Durante o ano de 1991, em cerca de um terço do tempo a usina esteve parada por causa deste tipo de incidente. Assim, fez-se um estudo cujos resultados encontram-se concluídos e expostos nesta dissertação.

O estudo envolveu duas áreas. A sedimentação do reservatório, que incluiu também a medida das taxas de sedimentos afluentes e efluentes, e a qualidade da água do afluente e do reservatório.

Os objetivos básicos do estudo foram, a determinação da eficiência de retenção e o volume acumulado de sedimentos no reservatório e a influência deste sobre a qualidade d'água do Ribeirão do Quilombo.

Apresenta-se no segundo capítulo a revisão da literatura que envolve o transporte de sedimentos e assoreamento de reservatórios. O terceiro capítulo apresenta uma breve descrição dos parâmetros de qualidade d'água levantados no trabalho. O quarto capítulo expõe toda metodologia empregada, o quinto faz uma descrição da bacia e do reservatório, o sexto os resultados com análise da e o sétimo as conclusões e recomendações. No apêndice estão as planilhas de campo com as medidas feitas no Ribeirão do Quilombo.



Figura 1.1: Tomada d'água e descarga de fundo com assoreamento em Cariobinha

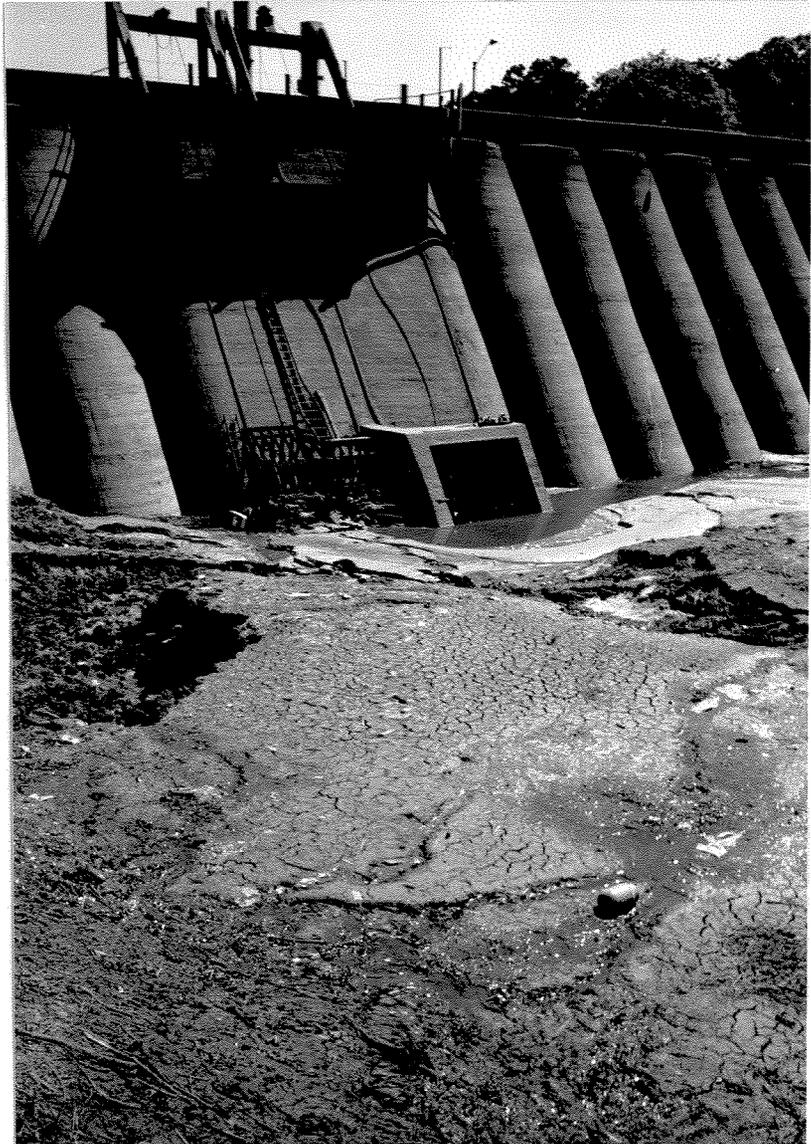


Figura 1.2: Tomada d'água e descarga de fundo com assoreamento em Cariobinha



Figura 1.3: Visão geral do reservatório vazio com bancos de areia ao pé da barragem

## Capítulo 2

# Descrição da Bacia do Ribeirão do Quilombo e do Reservatório de Cariobinha

### 2.1 A Bacia

#### 2.1.1 Características Físicas e Climáticas

O ribeirão do Quilombo é um afluente da margem esquerda do Rio Piracicaba, da bacia do Tietê. A sua bacia inicia-se no município de Campinas nas proximidades do Distrito de Barão Geraldo e atravessa os municípios de Sumaré, Nova Odessa e Americana. Em Americana dá-se o final no seu curso quando deságua no Piracicaba.

O Quilombo atravessa uma das regiões mais industrializadas do país, fato que tornam críticas as condições de potabilidade das suas águas. Isto deve-se aos despejos de efluentes domésticos e industriais no manancial. Esses despejos são em sua maioria provenientes da indústria têxtil e a população ribeirinha também o usa para despejo de lixo doméstico. É facilmente encontrado dentro do reservatório de Cariobinha, cadáveres de animais e restos de utensílios domésticos e lixo em grande quantidade. Além da zona industrial, o Quilombo atravessa vastas áreas de cultura canavieira e de horticultura. Estas, em torno das cidades já citadas.

O solo da bacia é constituído em quase toda sua superfície, por "terra roxa" muito fértil e de textura média.

A parte superior da bacia atinge altitudes de 850m e a parte inferior, na foz, 500m.

O ribeirão do Quilombo tem 40,5km de extensão com a bacia apresentando 380km<sup>2</sup> de área de drenagem. O perímetro mede 77,5km. Assim, têm-se uma largura média de 4,90km e coeficiente de compacidade 1,12.

A temperatura na região varia de 8 a 22°C no inverno e de 27 a 32°C no verão.

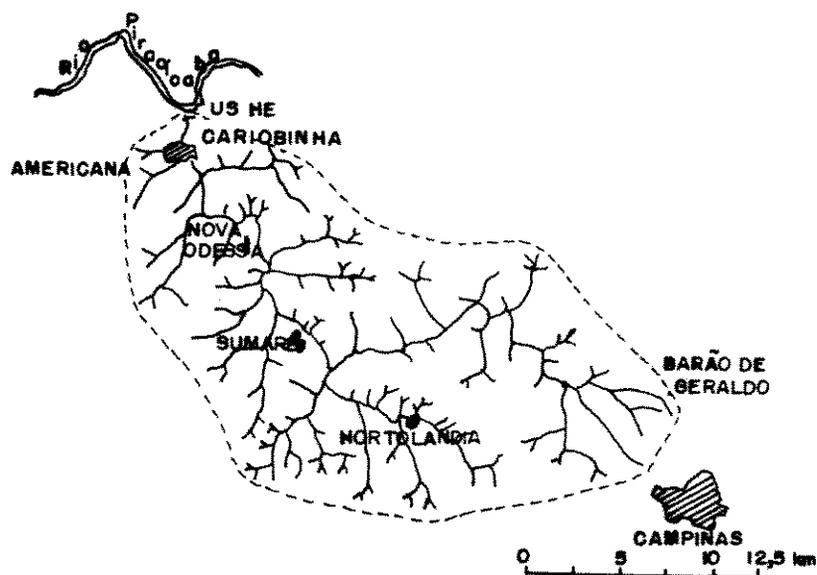


Figura 2.1: Bacia Hidrográfica do Ribeirão do Quilombo

A intensidade média anual das chuvas é de 1250mm, sendo mais frequentes entre novembro e março e pouco intensas nos demais meses do ano.

## 2.2 O Reservatório e o Aproveitamento

### 2.2.1 Aspectos Históricos

Por volta de 1880, no século passado, o norte-americano Clement Willmot adquiriu a fazenda Salto Grande na região da atual cidade de Americana, estado de São Paulo. Nesta época, a região pertencia ao município de Campinas. Este fazendeiro trouxe para a "vila", como era chamada Americana, os primeiros teares para tecer algodão, criando a primeira indústria têxtil da futura cidade. Esta empresa foi denominada "Clement H. Willmot & Cia". Em 31 de maio de 1836, o nome foi modificado para Clement & outros e a indústria ganhou o nome de Fábrica de Tecidos Carioba, palavra que em tupy-guarany significa "pano branco". Mas em 1896 a indústria e a fazenda são entregues em decorrência de dívidas e cessam as atividades.

Em 1902 a família Müller adquiriu a fazenda e a tecelagem, dando nome inicial à firma de Rawlinson Müller & Cia e posteriormente, Müller Carioba & Cia. Sob os Müller, a Fábrica de Tecidos Carioba teve grande crescimento, alcançando projeção nacional. O apogeu das suas atividades produtivas ocorre na década de trinta. Nas proximidades da indústria Carioba cresceu um bairro que tinha o mesmo nome, todo de propriedade dos Müller, onde moravam os operários.

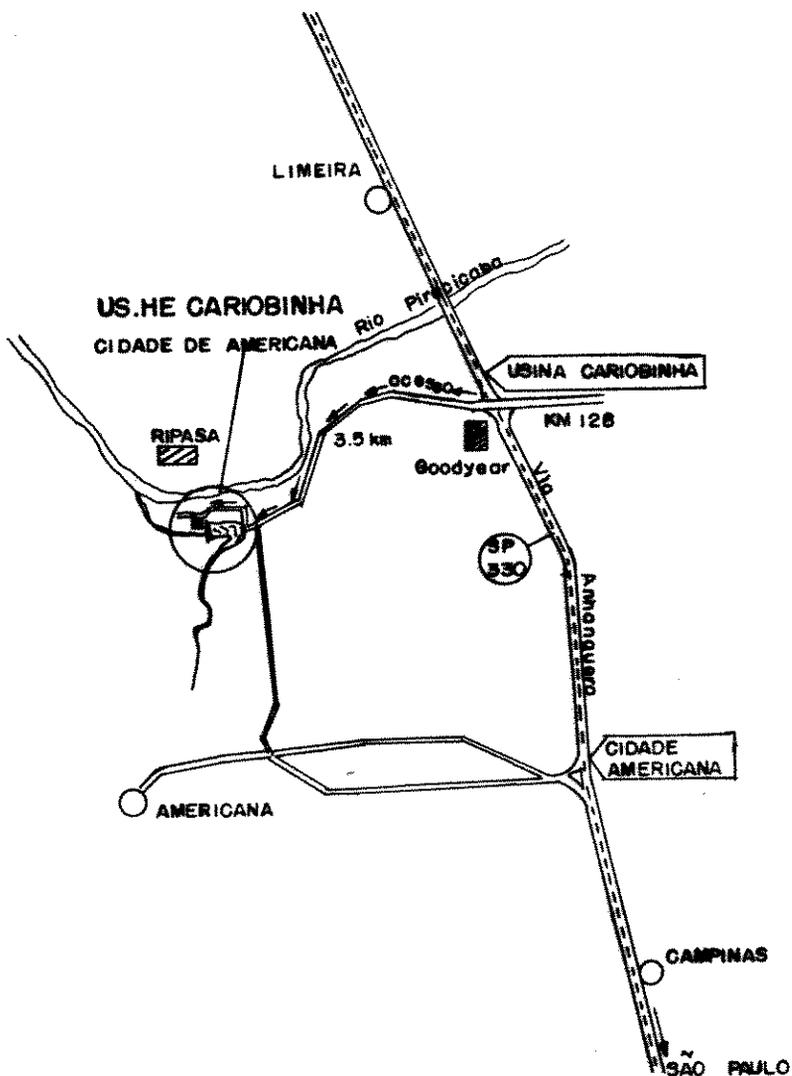


Figura 2.2: Usina Hidrelétrica de Cariobinha - Localização e Acesso

Este bairro tornou-se tão importante que o jornal " São Paulo Industrial ", em 1935, dizia: " Carioba é uma cidade dentro da vila ". Nesta época segundo o jornal de Americana " O Município ", em edição de 12 de novembro de 1937, dizia que a fábrica de Tecidos Carioba contava com 500 teares, 10000 fusos e 800 operários. A produção eram 7.000.000m/ano de tecidos de algodão e seda, das marcas " Zephires " e " Xadrezes ". Os tecidos de seda começaram a ser produzidos em 1929, com adaptação dos teares de algodão pelos operários da colônia italiana radicados em Carioba.

Na década de 30, os proprietários de Carioba decidiram-se pela construção de uma pequena hidrelétrica no local conhecido por " saltinho ", represando o ribeirão do Quilombo, aproximadamente 600m a montante da indústria. O projeto foi entregue à firma Gruen & Bilfinger Ltda. de São Paulo que o executou, inclusive a construção. O projeto e as obras duraram dois anos entre 1934 e 1935. Durante mais de quarenta anos a pequena usina forneceu energia elétrica à fábrica de tecidos e ao bairro de Carioba.

No início da década de 50 a indústria e junto com ela a usina, são vendidas à família Abdalla. Inicia-se aí a decadência de Carioba, até que nos anos 70 a indústria cessa as atividades e mais uma vez é dada em favor de dívidas. Desta vez, à prefeitura de Americana que é ainda hoje proprietária das antigas instalações da fábrica de tecidos e do restante das propriedades, exceto a mini-usina. Esta, foi entregue à Companhia Paulista de Força e Luz em janeiro de 1984 em troca de 5% da sua produção de energia elétrica. Em 1986 a CPFL a recuperou completamente, colocando-a em funcionamento a 10 de maio de 1986. A mini-usina era então capaz de produzir 2% da energia elétrica consumida em Americana.

Atualmente a usina de Cariobinha, este o novo nome dado pela CPFL, possivelmente para diferenciá-la da usina termelétrica de Carioba, tem sérios problemas com a sua operação. Estes problemas são o objeto deste trabalho.

### 2.2.2 Características Físicas

A barragem de Cariobinha represa o ribeirão do Quilombo 770m a montante de sua foz no Rio Piracicaba. A estrutura é de concreto do tipo arcos múltiplos e contrafortes. Tem uma altura máxima de 17m e 127,40m de comprimento. Os arcos têm 5.200m<sup>3</sup> e os contrafortes 85m<sup>3</sup> de volume de concreto, respectivamente. A barragem é munida de um vertedouro na ombreira esquerda com duas comportas de madeira (Ipê) com 5,63 × 3,00m cada uma. Ao lado do vertedouro principal há um outro, auxiliar de emergência, de formato em " U " com soleira livre. Este vertedouro entra em operação após a vazão máxima do principal. Atualmente, está semi-destruído desde outubro de 1990, quando foi parcialmente demolido para servir de calha ao canal de desvio do ribeirão do Quilombo quando o reservatório foi esvaziado. A cota da soleira do vertedor principal é 521,30m, correspondendo a um volume acumulado de 270.000m<sup>3</sup>. Os vertedores têm canais rápidos com bacia de dissipação.

O reservatório também conta com uma descarga de fundo na cota 507,00m com  $\phi = 1,65m$  com vazão estimada de 30m<sup>3</sup>/s.

Segundo a CPFL, o nível máximo maximorum está na cota 523,00. Nesta cota o reservatório acumula 420.000m<sup>3</sup> de água, com 100.000m<sup>2</sup> de espelho d'água, alcançando o remanso 1,680m de comprimento a partir da barragem.

A casa de força é do tipo " in stream ", tendo duas turbinas Francis marca VOITH e

geradores SIEMENS. A máquina n<sup>o</sup> 1 tem 1.250kVA de potência e a n<sup>o</sup> 2, 440kVA, ambas gerando energia a tensão de 2.200v a 60Hz. Estas tensão e oscilação foram modificadas das originais pela CPFL na reforma de 1986, que eram 440v a 50Hz. A vazão máxima de adução é 5,30m<sup>3</sup>/s através do conduto forçado que tem  $\phi = 1,65m$ . O eixo da tomada d'água do conduto forçado está na cota 511,00m. O conduto é constituído por anéis de chapa de aço de 9,5mm, com 58m de comprimento.

A queda bruta máxima é de 26,70m e a queda líquida mínima, 25,20m. A mini-usina é capaz de fornecer 950kw médios de potencia, com o sistema turbinas-geradores proporcionando 86% de rendimento. O túnel de fuga das turbinas tem um comprimento de 43,00m e  $\phi = 1,80m$ .

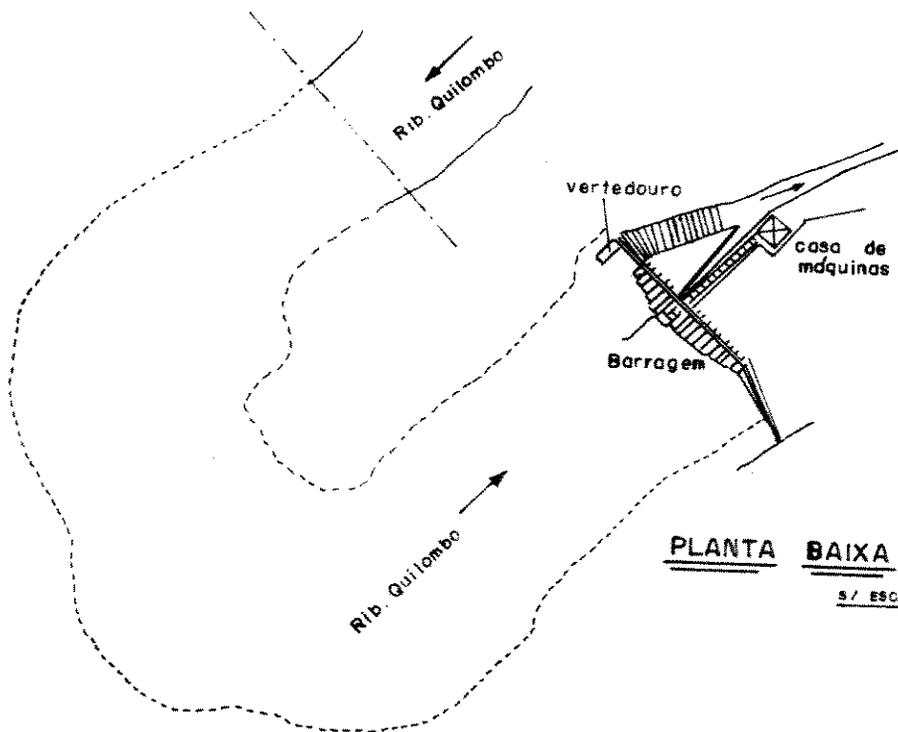


Figura 2.3: Planta do Reservatório de Cariobinha - (sem escala)

## Capítulo 3

# Revisão da Literatura

### 3.1 Transporte de Sedimentos em Canais Fluviais

#### 3.1.1 Introdução

De um modo geral, a análise de transporte de sedimentos em canais fluviais, é separada em duas partes: transporte no leito e transporte em suspensão. Na prática, é difícil definir onde termina e onde inicia cada processo. Há no entanto, relações empíricas e analíticas que tratam separadamente essas duas partes, assim como para a descarga total de sedimentos. Segundo GARDE e RAJU (1985), o transporte no leito é "o material transportado sobre ou próximo ao leito." Ainda segundo aqueles autores, Einstein (1942), *apud* Garde e Raju considera que a carga transportada no leito está a uma altura máxima a partir do leito, de duas vezes a dimensão característica do sedimento. Para forças de atrito relativamente baixas, o material é transportado quase totalmente em contato com o leito. Com o crescimento da força de atrito, uma parte do material é transportada em suspensão. Essas partículas se movem com velocidade quase igual à velocidade da corrente.

O transporte em suspensão é um estágio avançado do transporte no leito. Com sedimentos de granulometria variada (não-uniforme), a parte mais fina move-se predominantemente em suspensão enquanto que as frações mais grossas são transportadas na maior parte ou totalmente no leito. Observações práticas indicam que a concentração de sedimentos na vertical cresce de cima para baixo. A física do processo de transporte em suspensão de partículas mais densas que o fluido não é bem esclarecida. Observações mostram que a suspensão se dá quando  $u_* / u_{*c} \geq 1$ . Bagnold (1956), *apud* RAWDKIWI (1976), escreveu: "é razoável supor que nenhum sólido é capaz de permanecer em suspensão ao menos que até alguma turbulência tenha sua componente vertical de velocidade  $v'_u$  excedendo  $w_0$  a velocidade de queda da partícula." A maioria dos modelos de transporte em suspensão, é baseado na teoria da difusão, nas teorias da energia e nos modelos estocásticos. Ainda Bagnold, considera que o transporte em suspensão é a parte do transporte total cujo componente de peso é carregado pela turbulência do fluido.

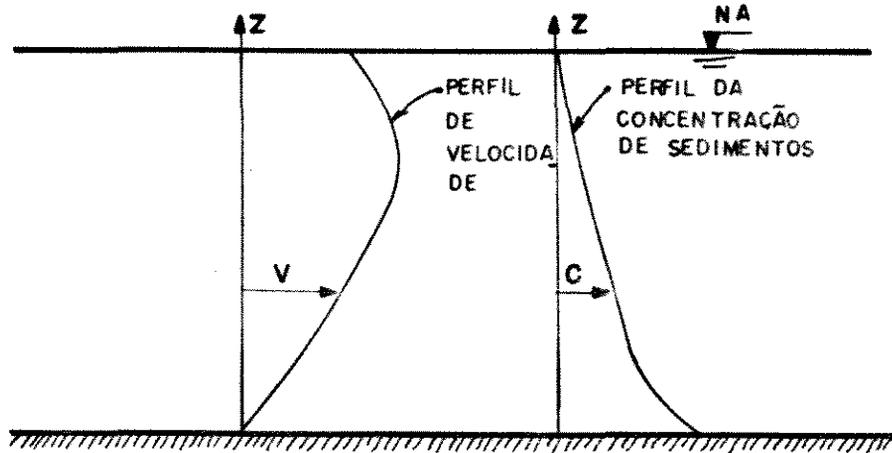


Figura 3.1: Perfis de velocidade e da concentração de sedimentos nos canais fluviais

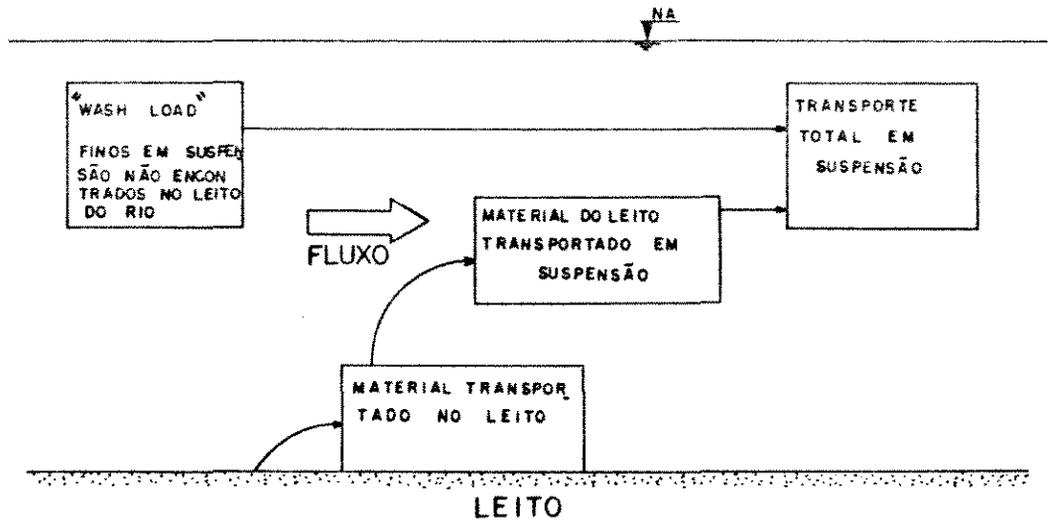


Figura 3.2: Diagrama do transporte de sedimentos nos canais fluviais

### 3.1.2 Transporte no Leito

#### Modelo de DuBoys (1879) *ap. Garde & Raju (1985)*

DuBoys foi o primeiro a apresentar uma equação para transporte de sedimentos no leito. Du Boys considera que o material do leito se move em camadas paralelas ao fundo presumidamente de espessura da mesma dimensão  $d$  da partícula e que a velocidade de cada camada varia linearmente de zero na primeira camada até um valor máximo na última. Fig. (3.3). Segundo DuBoys, sendo  $N$  o número de camadas em movimento e  $\Delta h$  a espessura de cada uma delas. Se  $\Delta V$  é a velocidade da segunda a partir do leito, a velocidade da camada da superfície será  $(N - 1)\Delta V$ ,

$$q_B = \gamma_S N \Delta h (N - 1) \frac{\Delta V}{2} \quad (3.1)$$

onde:

$q_B$  = descarga de sedimentos em peso/unidade de largura  $\times$  unidade de tempo.

Se a última camada é a do leito, então a força resistente nesta profundidade é igual a tensão de atrito no fundo

$$\tau = (\gamma_S - \gamma_f) N \Delta h \tan \phi \quad (3.2)$$

onde:

$\phi$  = ângulo de repouso do material no fundo

O valor de  $N$  é tomado para as condições críticas com o material na iminência de movimento ou seja,  $N = 1$ .

Seja:

$$\tau_{oc} = (\gamma_S - \gamma_f) \Delta h \tan \phi \quad (3.3)$$

Então para  $N = \tau_o / \tau_{oc}$ , tem-se:

$$q_B = \left[ \frac{\gamma_S \Delta h \Delta V}{2 \tau_{oc}^2} \right] (\tau_o - \tau_{oc}) \tau_o \quad (3.4)$$

Se:

$$A = \left[ \frac{\gamma_S \Delta h \Delta V}{2 \tau_{oc}^2} \right],$$

Straub (1950) determinou valores para  $A$  em função do tamanho dos sedimentos como se vê na tabela (3.1).

Tabela 3.1: Valores de  $A$  e  $\tau_{oc}$  (*ap. Garde & Raju (1985)*)

$d(mm)$	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$	1	2	4
$A(m^6/N^2s) \times 10^5$	3,282	1,945	1,175	0,687	0,405	0,243
$\tau_{oc}(N/m^2)$	0,766	0,814	1,054	1,533	2,443	4,311

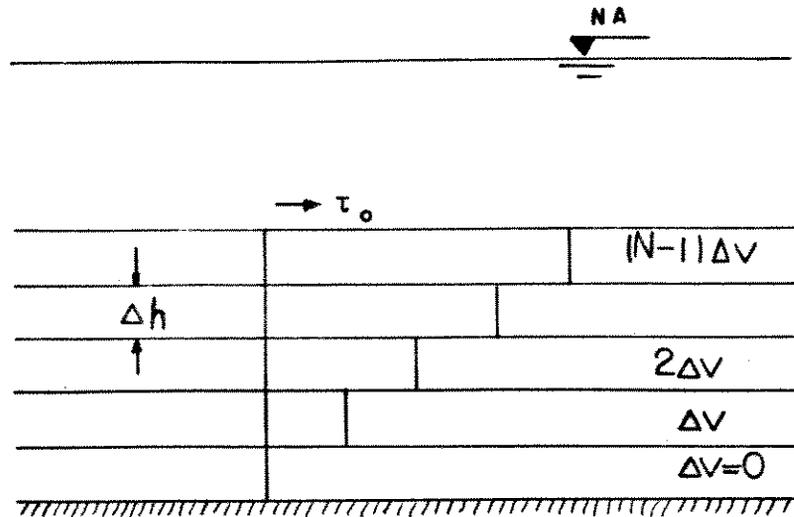


Figura 3.3: Modelo de DuBoys para Distribuição de Velocidades

**Kalinske (1942) ap. Garde & Raju (1985)**

A equação de Kalinske é uma relação racional baseada em três premissas importantes:

- 1 - Uma força mínima do fluido, a força crítica de arraste é necessária para dar início ao movimento de partículas.
- 2 - Esta força varia em torno de um valor médio. No regime laminar, estas flutuações existem certamente devido às flutuações de pressão no deslocamento da partícula, se esta é de dimensão suficiente. No regime turbulento, estas devem-se à própria turbulência do fluxo.
- 3 - O transporte no leito é função do número, dimensão e velocidade média da partícula em movimento.

A Tensão Crítica de Arraste:

Se  $P$  é a fração do leito ocupada pelos grãos, o número de partículas por unidade de área do leito pode ser escrito como:

$$n = \frac{P}{\frac{\pi d^2}{4}} \quad (3.5)$$

Segundo o autor, usando uma análise semelhante à de White para o caso de alta velocidade e usando os valores deste para  $P$ , Kalinske escreveu a expressão para  $\tau_{oc}$ :

$$\tau_{oc} = 0,232(\gamma_s - \gamma_f)d \quad (3.6)$$

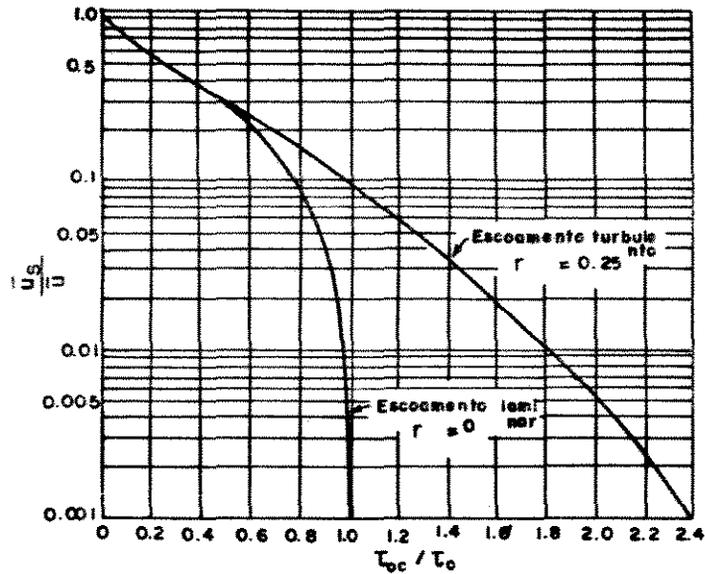


Figura 3.4: Relação entre os adimensionais  $\bar{u}_s/\bar{u} \times \tau_{oc}/\tau_o$  (ap. Garde & Raju (1985))

Levando em consideração as flutuações de pressão no deslocamento da partícula, ele então introduziu um fator de correção igual a 0,5. Assim,

$$\tau_{oc} = 0,116(\gamma_s - \gamma_f)d \quad (3.7)$$

Kalinske também observou que no caso de regime turbulento, a velocidade média instantânea no leito é aproximadamente 1,75 vezes a velocidade média. Desde que a tensão de atrito seja proporcional ao quadrado da velocidade, a máxima tensão de atrito pode ter seu módulo igual ao triplo do valor médio. Então a partícula se moverá sob uma tensão de atrito dada por:

$$\tau_{oc} = \frac{1}{3}[0,116(\gamma_s - \gamma_f)d] = 0,039(\gamma_s - \gamma_f)d \quad (3.8)$$

Deve ser ressaltado que a análise precedente feita por Kalinske considera um fator de turbulência igual a 6 enquanto White propôs um fator igual a 4 para o regime turbulento ligeiramente desenvolvido em canais.

#### A taxa de Movimento:

A velocidade instantânea  $u_s$  de um grão de sedimento é:

$$u_s = b(u - u_{cr}) \quad (3.9)$$

onde:

$u$  = velocidade instantânea do escoamento

$u_{cr}$  = velocidade crítica do escoamento ao nível da partícula

$b$  = constante igual a 1, observada experimentalmente

Segundo o autor, a velocidade instantânea  $u$  é considerada como tendo uma distribuição normal.

$$f(u) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \left[ e^{-\frac{(u-\bar{u})^2}{2\sigma^2}} \right] \quad (3.10)$$

onde:

$\bar{u}$  = velocidade média no nível da partícula

$\sigma$  = desvio padrão.  $\sigma = \sqrt{\text{var}(u)}$

Desta forma,

$$\bar{u}_s = b \int_{u_{cr}}^{\infty} (u - u_{cr}) f(u) du \quad (3.11)$$

A carga de transporte de sedimento no leito será então o resultado do seguinte produto:

1 - Número de partículas por unidade de área do leito disponível para transporte,

2 - Peso de uma partícula de sedimento,

3 -  $\bar{u}_s$

ou seja:

$$q_B = \frac{P}{\frac{\pi d^2}{4}} \left( \frac{\pi}{6} \right) d^3 \gamma_s \bar{u}_s \quad (3.12)$$

$q_B$  em unidades de peso seco por unidade de tempo  $\times$  unidade de largura. Desde que  $P/(\pi d^2/4)$  seja o número de partículas por unidade de área:

$$q_B = \frac{2}{3} d P \gamma_s \bar{u}_s \quad (3.13)$$

Na dedução precedente, é considerado que todas as partículas estejam em movimento, o que seria verdadeiro somente em altas tensões de arraste. Como dito anteriormente,  $u$  varia com a distribuição normal. Então a equação (3.9) pode ser representada da seguinte forma:

$$\frac{\bar{u}_s}{\bar{u}} = f \left( \frac{u_{cr}}{\bar{u}}, r \right) \quad (3.14)$$

Se  $r$  for igual a  $\sigma/\bar{u}$ . Mas  $u_{cr}/\bar{u}$  pode ser tomado como  $\sqrt{\frac{\tau_{oc}}{\tau_o}}$ . Assim,

$$\frac{\bar{u}_s}{\bar{u}} = f \left( \frac{\tau_{oc}}{\tau_o}, r \right) \quad (3.15)$$

As relações entre  $\bar{u}_s/\bar{u}$  e  $\tau_{oc}/\tau_o$ , dadas por Kalinske está na fig. (3.4) para dois valores de  $r$ . O caso de  $r = 0$  é o regime laminar, e  $r = 0,25$  regime turbulento próximo ao leito. A equação (3.13) torna-se:

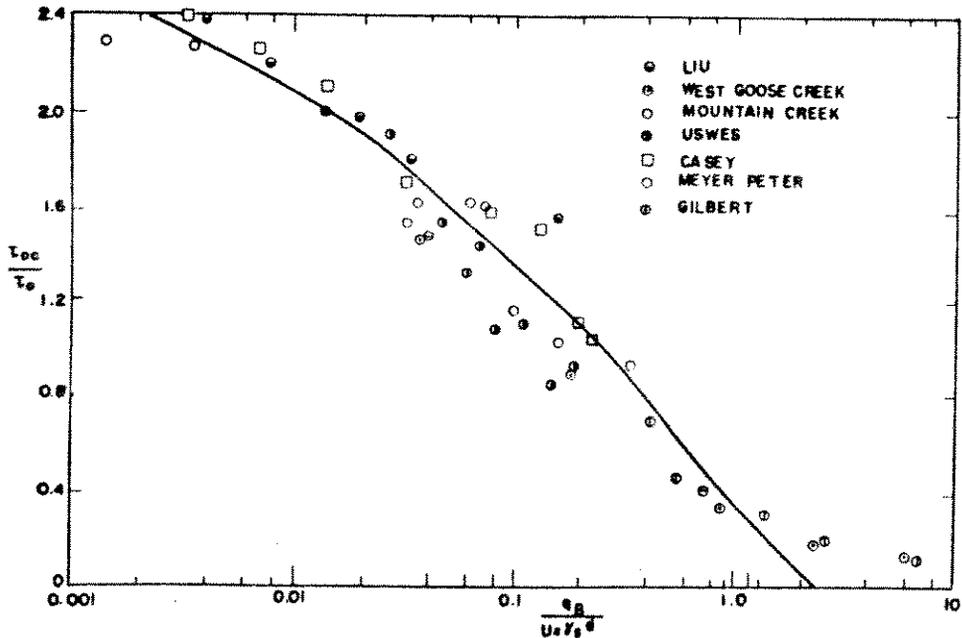


Figura 3.5: Ajuste do modelo de Kalinske a dados práticos (ap. Garde & Raju (1985))

$$\frac{q_B}{\bar{u}d\gamma_s} = \frac{2}{3}P\frac{\bar{u}_s}{\bar{u}} \quad (3.16)$$

Substituindo  $\frac{\bar{u}}{u_*} = 11,0$  das leis de distribuição de velocidade, a equação (3.16) torna-se:

$$\frac{q_B}{u_*d\gamma_s} = \frac{2}{3} \times 11,0 \times 0,35 \frac{\bar{u}_s}{\bar{u}} \quad (3.17)$$

A equação (3.17) pode ser expressa pelos parâmetros  $q_B/u_*d\gamma_s$  e  $\tau_{oc}/\tau_o$ , se  $r$  for considerado constante e igual a 0,25. Ver fig. (3.5). Ainda que a dedução seja baseada em sedimentos de granulometria uniforme, o uso do diâmetro médio no lugar de  $d$  é recomendado como satisfatório no caso de sedimentos não-uniformes.

**Meyer-Peter-Muller (1948) ap. Chang (1988)**

Segundo Chang, a fórmula adimensional de Meyer *et al.* e o significado físico de seus termos, todos em função de  $(\gamma_s - \gamma_f)d_m$ , são dados por:

$$\underbrace{\left[ \frac{q_B(\gamma_s - \gamma_f)}{\gamma_s} \right]^{\frac{2}{3}} \left[ \frac{\gamma_f}{g} \right]^{\frac{1}{3}}}_{I} \frac{0,25}{(\gamma_s - \gamma_f)d_m} = \underbrace{\frac{(K/K')^{1,5}\gamma_f RS}{(\gamma_s - \gamma_f)d_m}}_{II} \underbrace{- 0,047}_{III} \quad (3.18)$$

onde:

I. Descarga de transporte no leito

II. Tensão efetiva

III. Tensão crítica

Esta equação é basicamente empírica. A carga transportada no leito  $q_B$  é obtida em peso por unidade de tempo e por unidade de largura do canal. Sendo a equação (3.18) dimensionalmente homogênea, esta deve ser usada sob sistema de unidades coerentes. É aplicável a sedimentos graduados para os quais o diâmetro efetivo é definido como:

$$d_m = \sum_i p_i d_i$$

onde:

$i$  - índice da fração

$d_i$  - a dimensão média da fração do material do fundo

$p_i$  - é o peso da fração

As quantidades  $K$  e  $K'$ , que são inversas ao coeficiente de rugosidade de Manning, são dadas por:

$$U = K R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}}$$

e

$$U = K' R^{\frac{2}{3}} (S')^{\frac{1}{2}}$$

onde:

$U$  - Velocidade média na seção

$R$  - Raio hidráulico

$S$  - Gradiente total de energia

$S'$  - Gradiente de energia causado pela rugosidade dos grãos

O valor  $K'$  pode ser obtido a partir da fórmula de Strickler.

$$K' = \frac{25,7}{(d_{90})^{\frac{1}{5}}}$$

onde  $d_{90}$  é a dimensão do grão do material do leito para o qual 90% tem granulometria menor, em metros.

O termo I da equação (3.18) representa a descarga do leito por unidade de largura do canal medido em peso submerso em função de  $(\gamma_s - \gamma_f)d_m$ ; é relacionada com a tensão de arraste causada pela rugosidade do grão (termo II) subtraída da tensão crítica de arraste (termo III). A tensão de arraste do grão é considerada como a responsável pelo movimento das partículas. O quociente  $K/K'$  é usado para definir a tensão de arraste do grão como uma parte da tensão total. O valor de  $K/K'$  varia entre 0,5 e 1. É 0,5 para grandes formas de leito e 1 para a ausência de formas. O termo III como tensão crítica adimensional é similar à tensão crítica de Shields. Este modelo é muito popular na Europa.

**Einstein (1942,1950) ap. Raudikiwi (1976); Garde & Raju (1985); Chang (1988)**

Einstein foi o primeiro a apresentar um modelo para transporte no leito baseado em considerações semi-teóricas. Ao apresentar em 1942 seu primeiro modelo, não levou inicialmente em conta os efeitos das formas do leito, deixando uma solução mais detalhada para 1950. O seu modelo é baseado em certas premissas.

A primeira, é a discordância do autor com a definição de que existe uma condição crítica claramente definida para movimento inicial de partículas. Ele acreditava que o movimento ocorre quando a força hidrodinâmica de elevação excede o peso submerso. Segundo, a probabilidade da partícula em movimento sedimentar-se é igual a probabilidade de uma partícula igual do leito ser destacada. Por fim, a distância média de deslocamento do grão é tomada como constante, independente das condições de escoamento, da concentração de sedimento e das condições do leito. Para areias naturais esta distância é igual a 100 vezes o diâmetro do sedimento. Neste modelo a partícula não tem movimento contínuo e sim numa série de passos. Devido às dificuldades de se estabelecer uma dimensão representativa para sedimentos não-uniformes, Einstein recomenda que a taxa de sedimento no leito seja calculada para vários diâmetros dividindo-se a distribuição granulométrica em frações e obtendo o transporte total no leito pela somatória das descargas de cada uma delas. A seguir apresenta-se as deduções feitas pelo autor para cada uma das partes do modelo.

**i) A probabilidade de deposição:**

A probabilidade de movimento de uma partícula é expressa em termos de sua forma, a dimensão e peso submerso. Um tempo característico é definido em função da relação partícula-velocidade de queda. Esta probabilidade é interpretada como a fração do leito na qual, em um curto intervalo de tempo, as forças de elevação sobre uma partícula são suficientes para causar movimento.

Seja  $i_B$  uma fração da carga do leito transportado  $q_B$  em peso por unidade de largura e de tempo correspondente a uma partícula de tamanho  $d_i$ . Levando em conta que uma partícula de dimensão  $d$  tem um salto igual a  $A_L d$  e volume  $A_2 d^3$ , o número delas,  $N_d$ , depositadas por unidade de tempo por unidade de área será:

$$N_d = \frac{i_B q_B}{A_L d A_2 d^3 \gamma_s} = \frac{i_B q_B}{A_L A_2 \gamma_s d^4} \quad (3.19)$$

Se  $i_b$  é a fração de partículas do leito com dimensão  $d$  podendo significar também a parte do fundo coberta pelas partículas desse diâmetro,  $A_1 d^2$  dá a área projetada da partícula, então o número de grãos numa unidade de área de leito é  $i_b / A_1 d^2$ . Considerando que  $p_s$  representa a probabilidade dessas partículas serem destacadas por unidade de tempo, o número de partículas erodidas por unidade de área por unidade de tempo  $N_e$ , será:

$$N_e = \frac{i_b p_s}{A_1 d^2} \quad (3.20)$$

Se  $t_1$  é o tempo necessário para repor uma partícula do leito com outra similar ou o tempo de cada troca, a probabilidade  $p$  representando a fração do tempo total durante o qual a substituição ocorre pode ser definida como:

$$p = p_s t_1 \quad (3.21)$$

Einstein considerou que  $t_1$  é proporcional a  $d/w_o$  e usando a equação de Rubey para velocidade de queda, ele expressou  $t_1$  como:

$$t_1 = \frac{A_3 d}{w_o} = A_3 \sqrt{\frac{d \rho_f}{\gamma_s - \gamma_f}} \quad (3.22)$$

onde:

$w_o$  é a velocidade de queda da partícula,

$A_3$  é uma constante.

Substituindo  $t_1$  na equação (3.20), temos:

$$N_e = \frac{i_b p \sqrt{\gamma_s - \gamma_f}}{A_1 A_3 d^{2,5} \rho_f^{0,5}} \quad (3.23)$$

Igualando as equações das partículas depositadas ( $N_d$ ) à das partículas erodidas ( $N_e$ ),

$$\frac{i_B q_B}{A_2 A_L \gamma_s d^4} = \frac{i_b p \sqrt{\gamma_s - \gamma_f}}{A_1 A_3 d^{\frac{5}{2}} \rho_f^{\frac{1}{2}}} \quad (3.24)$$

A deposição de uma partícula após um deslocamento  $A_L d$  só é possível quando  $p$  é muito pequeno. A deposição não é possível se as forças aplicadas sobre ela excedem as forças de inércia. Assim  $(1 - p)$  partículas se depositam após um salto de  $100d$  e  $p$  partículas não se depositam. Fora essas partículas,  $p(1 - p)$  são depositadas após se deslocarem  $200d$ , enquanto  $p^2$  não se depositam nesse intervalo. Assim o deslocamento médio pela partícula em cada salto será:

$$A_L d = \sum_{n=0}^{\infty} (1 - p) p^n (n + 1) \lambda d = \frac{\lambda d}{1 - p} \quad (3.25)$$

Onde o valor 100 é substituído por uma constante geral  $\lambda$ . Assim a equação (3.24) pode ser simplificada para:

$$\frac{p}{1 - p} = A_* \phi_* \quad (3.26)$$

onde:

$$A_* = \frac{A_1 A_3}{\lambda A_2} \quad (3.27)$$

$$\phi_* = \phi \frac{i_B}{i_b} \quad (3.28)$$

$$\phi = \frac{q_B}{\gamma_s} \left[ \frac{\rho_f}{(\rho_s - \rho_f) g d^3} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (3.29)$$

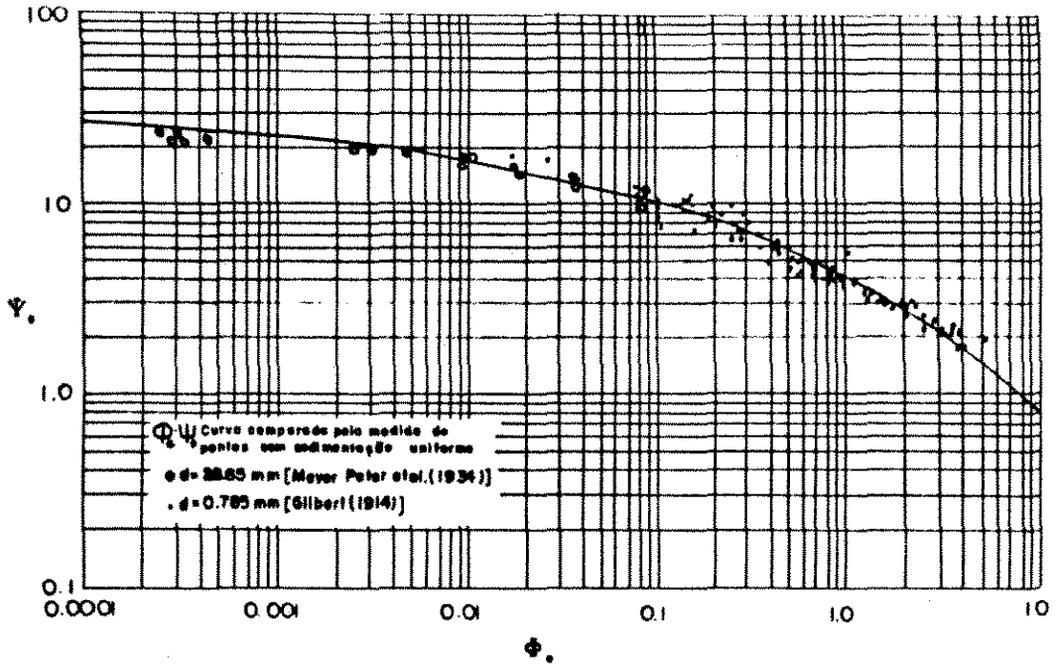


Figura 3.6: Relação entre os parâmetros de transporte sólido e de escoamento do modelo de Einstein *ap. (Chang (1988))*

Segundo o Einstein,  $A_*$  é uma constante experimental igual a 43,5. A relação para  $p$  foi modificada posteriormente para:

$$p = 1 - \frac{1}{\sqrt{\pi}} \int_{-B_* \Psi_*^{-1/\eta_0}}^{B_* \Psi_*^{-1/\eta_0}} e^{-t^2} dt = \frac{A_* \phi_*}{1 + A_* \phi_*} \quad (3.30)$$

Segundo o autor, as constantes  $B_*$  e  $\eta_0$  são simples constantes de integração cujos valores são  $\frac{1}{7}$  e  $\frac{1}{2}$  respectivamente. A fig. (3.6) mostra a eq. (3.30) de  $\Psi_* \times \phi_*$  com os valores de  $A_*$ ,  $B_*$ , e  $\eta_0$ . O valor de  $\Psi_*$  é:

$$\Psi_* = \left[ \frac{\xi Y \left( \frac{\beta}{\beta_*} \right)^2}{\theta} \right] \Psi \quad (3.31)$$

$$\Psi = \left( \frac{\gamma_s - \gamma_f}{\gamma_f} \right) \frac{d}{R'S} \quad (3.32)$$

$$\beta = \log(10, 6)$$

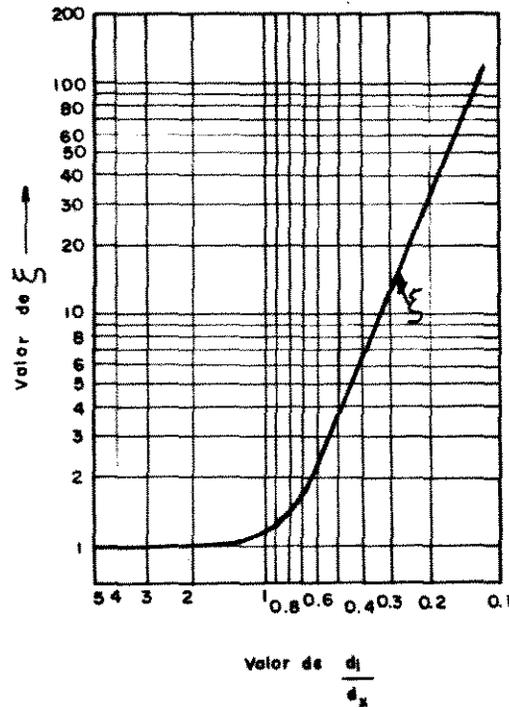


Figura 3.7: Fator de correção  $\xi$  (ap. Chang (1988))

$$\beta_x = \log \left( \frac{10,6Xx}{d_{65}} \right)$$

Aqui  $Y$ ,  $\xi$  e  $\theta$  são fatores de correção. O fator  $\xi$  leva em consideração o encobrimento das partículas menores pelas maiores e é apresentado em gráfico de  $\xi \times d/X$ . Fig. (3.7). Já  $\theta$ , é um fator de correção para  $\phi_*$  introduzido por Einstein e Chien, tabela (3.3), a ser usado somente nos casos de materiais finos.

Para  $d_{65}/x\delta' < 1,80$ :

$$X = 1,39\delta'$$

Para  $d_{65}/x\delta' > 1,80$ :

$$X = 0,77 \frac{d_{65}}{x}$$

onde:

$x$  é um fator de correção para os efeitos viscosos dado na tab. (3.2),  $\delta' = 11,6u/u'_*$ . A velocidade de atrito  $u'_* = \sqrt{gR'S}$  corresponde à rugosidade do grão. O fator de correção  $Y$  é mostrado pela fig. (3.8).

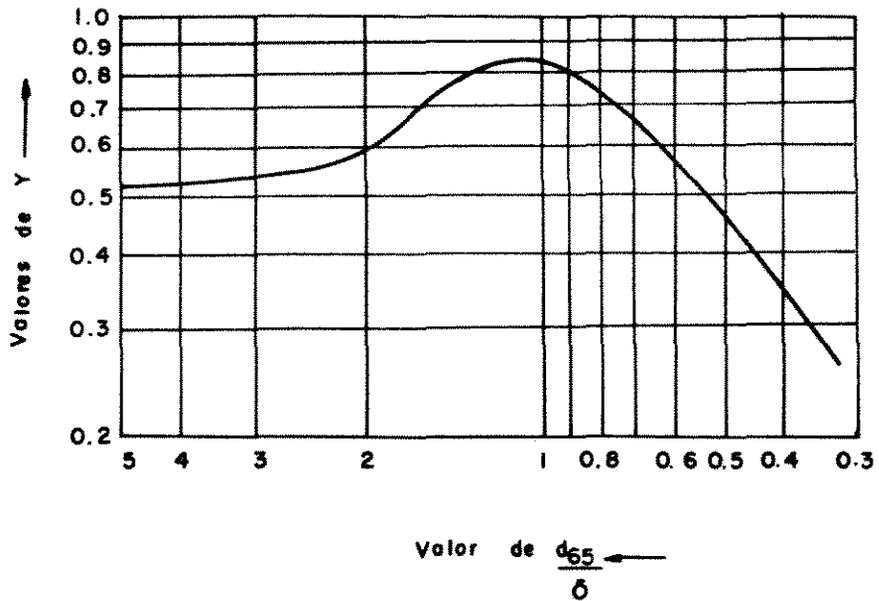


Figura 3.8: Fator de correção Y (ap. Chang (1988))

Deve ser ressaltado que para sedimentos uniformes, os fatores de correção X e Y são unitários.

ii) A taxa de transporte

Combinando as eqs. (3.28) e (3.29) teremos a taxa de transporte no leito para cada fração. A descarga total é obtida pela somatória das taxas transportadas de cada uma delas.

$$i_{BqB} = \phi_* i_b \gamma_s [gd^3]^{\frac{1}{2}} \left[ \frac{\rho_s}{\rho_f} - 1 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (3.33)$$

Segundo Rawdikiwi, o modelo de Einstein incorpora várias considerações que devem ser ressaltadas. Entre todas elas, tem a que toma  $A_L = L/d \approx 100$  constante, talvez seja a maior falha do modelo. Os experimentos sugerem que  $A_L$  cresce com o crescimento de  $\rho u_*^2 / \gamma_s^* d$ . No tempo de reposição da partícula no leito, ou seja na duração do salto  $t_1 = A_3(d/w_o)$ , o autor diz: " Não existe atualmente método algum para determinar o tempo de mudança da partícula. Mas experimentos indicam que  $t$  é uma outra constante característica do grão

Tabela 3.2: Valores de x e  $d_{65}/\delta$  (ap. Garde & Raju (1985))

$d_{65}/\delta'$	0,2	0,3	0,5	0,7	1,0	2,0	4,0	6,0	10,0
x	0,7	1,0	1,38	1,36	1,56	1,61	1,38	1,10	1,03

”. O  $t$  de frequência dos saltos deve depender das características da turbulência e uma parte deste tempo deve ser proporcional a  $d/u_*$ . As "constantes universais"  $A_*$ ,  $B_*$  e  $\eta_0$  não são constantes como nota Bishop *et al.* (1965). Mais algumas dúvidas também surgem no desenvolvimento das probabilidades e a consideração de que as forças do fluido sobre as partículas agem para cima. Para baixas taxas de transporte no leito,  $\phi < 10$ , a fórmula de Einstein segue a simples relação de Meyer *et al.*

$$\phi_B = 8 \left( \frac{\tau_o}{g(\rho_s - \rho_f)d} - 0,047 \right)^{\frac{3}{2}}$$

Yalin (1977) *ap. Garde & Raju (1985)*

Yalin expressou a taxa de transporte no leito como:

$$q_B = G_b U_g \quad (3.34)$$

Onde  $G_b$  é a quantidade em peso do material granular movendo sobre uma área unitária de superfície de fundo com velocidade  $U_g$ . É dado que:

$$\frac{G_b}{\Delta\gamma_s d} = \phi_1 \left[ \frac{u_* d}{v}, \tau_* \right] \quad (3.35)$$

e

$$\frac{U_g}{u_*} = \phi_2 \left[ \frac{u_* d}{v}, \tau_*, \frac{\rho_s}{\rho_f} \right] \quad (3.36)$$

assim:

$$\frac{q_B}{u_* \Delta\gamma_s d} = \phi_1 \phi_2 \quad (3.37)$$

se somente se  $G_b U_b = q_B$  e  $\Delta\gamma_s = \gamma_s - \gamma_f$ .

Yalin então expressou  $U_g$  com a equação (3.38).

$$\frac{U_g}{u_*} = C_1 \left[ 1 - \frac{2,307}{aS_\tau} \log(1 + aS_\tau) \right] \quad (3.38)$$

onde  $C_1$  é uma constante,

$$a = 2,45 \frac{\sqrt{\tau_*}}{\left(\frac{\rho_s}{\rho_f}\right)^{0,40}} \quad (3.39)$$

e

$$S_\tau = \frac{\tau_*}{\tau_{*c}} - 1 \quad (3.40)$$

Yalin também define sem dar nenhuma razão experimental ou teórica que:

Tabela 3.3: Relação entre  $\theta$  e  $u_* d/u$  *ap. (Garde & Raju (1985))*

$u_* d/v$	> 3,5	2,0	1,0	0,6	0,5	0,4
$\theta$	1,0	2,0	8,0	30,0	48	88,0

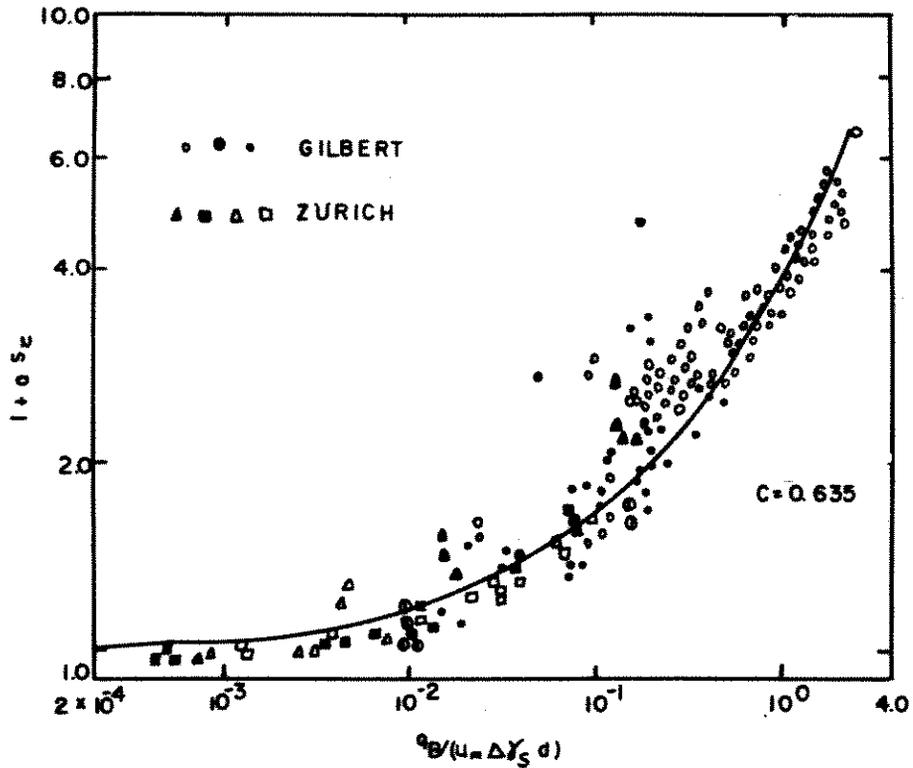


Figura 3.9: Ajuste do modelo de Yalin a dados experimentais (ap. *Garde & Raju (1985)*)

$$\frac{G_b}{\Delta \gamma_s d} = C_2 S_\tau \quad (3.41)$$

onde  $C_2$  é uma constante também. Portanto:

$$\frac{q_B}{u_* \Delta \gamma_s d} = C S_\tau \left[ 1 - \frac{2,307}{a S_\tau} \log(1 + a S_\tau) \right] \quad (3.42)$$

Esta equação pode ser expressa em termos de  $\phi$  e  $\tau_*$ :

$$\phi = C \sqrt{\tau_* S_\tau} \left[ 1 - \frac{2,307}{a S_\tau} \log(1 + a S_\tau) \right] \quad (3.43)$$

Usando dados de Gilbert e do Laboratório Zurich, o valor de  $C$  foi determinado e é 0,635. A figura (3.9) mostra a relação de Yalin ajustada a dados práticos.

Parker (1982) *ap.* Chang (1988)

A equação desenvolvida por Parker *et al.* é voltada para escoamentos sobre leitos na maior parte formados por seixos e outros materiais grossos. Tais leitos possuem geralmente uma camada de superfície sensivelmente mais grossa que o substrato inferior. Esta camada, referida como pavimento, é diferente da recoberta, imóvel. Em canais com fundo recoberto por seixos, o movimento do leito é considerado como um evento normal no qual ele está ativo para períodos infrequentes de cheias. Os grãos do recobrimento são geralmente móveis, enquanto que o leito recoberto é imóvel.

Parker *et al.* usou dados de campo para estudar a distribuição do transporte no leito em canais com delta pedregulhoso. O conceito de semelhança foi envolvido para combinar diferentes curvas pertencentes a distintos diâmetros das frações numa única curva universal. Neste modelo, as relações individuais para transporte no leito foram desenvolvidas empiricamente para cada um dos dez intervalos de diâmetros de grãos em "Oak Creek" (Oregon). Segundo o autor, pela escolha de parâmetros adequados, esta relação individual para transporte no leito converge, pelo menos aproximadamente, para uma única curva. A escolha dos parâmetros inclui: o transporte adimensional no leito, conforme a eq. (3.44), para um diâmetro de fração.

$$W_i^* = \frac{(\gamma_{sub})q_{Bi}}{f_i \sqrt{g}(RS)^{\frac{3}{2}} RS} \quad (3.44)$$

onde:

$\gamma_{sub}$  é o peso específico submerso do sedimento,

$f_i$  parte do subpavimento na  $i$ -ésima fração.

O parâmetro  $\phi_i$  é a tensão adimensional de arraste em relação ao valor de referência  $\tau_{ri}^*$ , do qual a eq. (3.44) é função.

$$\phi_i = \frac{RS}{\gamma_{sub} d_i \tau_{ri}^*} \quad (3.45)$$

O valor de  $\tau_r^*$  para  $d_{50}$  foi determinado ser 0,0876 baseado nos dados experimentais e para outros diâmetros:

$$\tau_{ri}^* = 0,0876 \frac{d_{50}}{d_i} \quad (3.46)$$

Da análise de semelhança, Parker *et al.* deduziu que todas frações de sedimentos são de mobilidade aproximadamente iguais quando a condição crítica de imobilidade é superada. Por causa da igual mobilidade de todos diâmetros, somente um deles, o subpavimento  $d_{50}$  é usado para a descarga característica de transporte no leito como uma função da tensão adimensional:

Para  $0,95 < \phi_{50} < 1,65$

$$W^* = 0,0025 e^{14,2(\phi_{50}-1) - 9,28(\phi_{50}-1)^2} \quad (3.47)$$

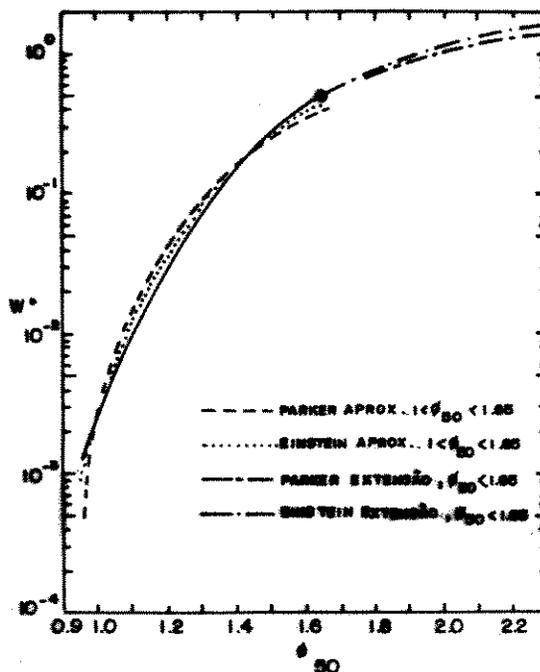


Figura 3.10: Variação de  $W^*$  e  $\phi_{50}$  proposto por Parker *et al.* comparado com o modelo de Einstein (ap. Chang (1988))

Para  $\phi_{50} > 1,65$

$$W^* = 11,2 \left[ 1 - \frac{0,822}{\phi_{50}} \right]^{4,5} \quad (3.48)$$

Nas equações  $\phi_{50}$  é baseado no subpavimento  $d_{50}$ . As equações (3.47) e (3.48), foram obtidas empiricamente usando dados de campo de várias origens com o diâmetro médio dos grãos variando entre 18 e 28mm.

### 3.1.3 Transporte em Suspensão

#### Equação geral da difusão

A difusão de sedimentos ocorre numa corrente fluida através de dois mecanismos essenciais. O primeiro é o transporte de sedimentos pelas flutuações de velocidade num regime turbulento. O segundo envolve a mistura de grãos de sedimentos com o fluido das proximidades. É fácil observar a difusão de uma pequena quantidade de material em suspensão introduzido num fluxo de água limpa. No ponto de introdução, a concentração é grande, mas decresce com a difusão a medida que se move para jusante com o fluxo. Para o fluxo bidimensional, permanente e uniforme em consideração, a principal componente de velocidade está na direção de montante e a média da componente vertical de velocidade é nula.

No entanto o aumento da concentração, em vez disso, deve ser atribuído a processos mais complexos de difusão. A difusão ocorre na direção do decréscimo da concentração de material em suspensão. A taxa de transporte de material em suspensão deve ser diretamente relacionada ao gradiente de sua concentração. Num escoamento permanente uniforme, a concentração de sedimentos e a difusão ocorre somente ao longo do eixo- $z$  (vertical). A concentração de sedimentos não muda e a difusão não ocorre no sentido longitudinal do fluxo nem na direção horizontal. As variações da velocidade instantânea, podem ser escritas como a soma da velocidade média e uma variação de velocidade. O mesmo princípio pode ser aplicado à concentração de sedimento:

$$\widehat{C} = C + C' \quad (3.49)$$

onde:

$\widehat{C}$ -é a concentração média no local

$C$ -é a concentração média

$C'$ -é a variação da concentração a partir do valor médio.

A velocidade média tem direção  $x$  (para montante), mas existe uma flutuação vertical de velocidade,  $w'$ , se a média desta componente for zero para o escoamento bidirecional. Através de uma superfície horizontal de área  $dx dy$ , as variações verticais contribuem para um componente vertical de vazão  $w' dx dy$ , que é também associado ao transporte instantâneo de sedimento  $w' \widehat{C} dx dy$ . O transporte instantâneo de sedimento por unidade de área é  $w' \widehat{C}$ ; que tem em média, seu módulo igual a:

$$q_1 = \overline{w' \widehat{C}} \quad (3.50)$$

Por substituição, as eqs. (3.49) e (3.50) tornam-se:

$$q_1 = \overline{w'(C + C')} = \overline{w'C} + \overline{w'C'} = \overline{w'C} + \overline{w'C'} \quad (3.51)$$

Os termos sobrelinhados indicam valores médios. O termo  $\overline{w'C'}$  desaparece porque  $\overline{w'}$  tem módulo nulo. Por causa da gravidade, a concentração de sedimentos decresce na vertical de baixo para cima. Com este gradiente da concentração de sedimento, a taxa de sedimentos ascendentes é maior que a taxa de sedimentos decedentes. Embora que individualmente  $\overline{w'}$  e  $\overline{C'}$  tenham módulos nulos, o produto deles não é nulo porque há uma preponderância de  $w'$  positivos com  $C'$  positivos e de  $w'$  negativos associados a  $C'$  negativos. Num escoamento permanente, os efeitos da difusão ascendente sobre os sedimentos são balanceados pela força gravitacional. A taxa de transporte de sedimentos por unidade de área devido á sua difusão é proporcional ao gradiente de concentração:

$$q_1 \propto -\frac{dC}{dz}$$

O sinal negativo indica que o transporte é na direção do decréscimo da concentração. Esta relação é semelhante a condutividade termométrica em fluxo de calor. Escrita como equação, torna-se:

$$q_1 = \varepsilon_s \frac{dC}{dz} \quad (3.52)$$

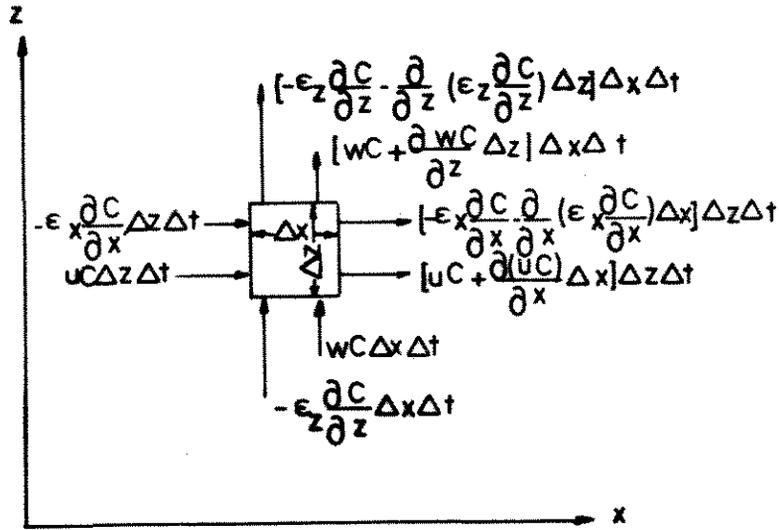


Figura 3.11: Esquema de entrada-saída de sedimentos num volume de controle elementar num fluxo bidimensional

onde  $\varepsilon$  é o coeficiente de difusão.

A equação da difusão para distribuição de sedimentos num escoamento bidimensional não-permanente não-uniforme é derivada da continuidade do transporte de sedimento que entra e sai de um volume de controle elementar. A fig. (3.11) mostra o balanço de sedimento em um volume de controle elementar  $\Delta x \Delta z$ , no qual a dimensão normal do plano  $xz$  é unitária. Para um tempo incremental  $\Delta t$ , as contribuições de sedimentos pelo fluxo d'água e pela difusão é mostrana na figura para as respectivas direções  $x$  e  $z$ . Os componentes locais de velocidade nas direções  $x$  e  $z$  são  $u$  e  $w$ , e os coeficientes de difusão são  $\varepsilon_x$  e  $\varepsilon_z$ , respectivamente: Da equação da continuidade para sedimentos, a entrada de sedimentos menos a saída deles, é igual ao balanço de massa dentro do volume, o qual é:

$$\left[ -\frac{\partial uC}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \varepsilon_x \frac{\partial C}{\partial x} \right) - \frac{\partial wC}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left( \varepsilon_z \frac{\partial C}{\partial z} \right) \right] \Delta z \Delta x \Delta t = \frac{\partial C}{\partial t} \Delta x \Delta z \Delta t \quad (3.53)$$

Após alguma simplificação e a introdução da equação da continuidade:

$$\partial u / \partial x + \partial w / \partial z = 0 \quad (3.54)$$

a equação (3.53) torna-se:

$$\frac{\partial C}{\partial t} + u \frac{\partial C}{\partial x} + w \frac{\partial C}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial x} \left( \varepsilon_x \frac{\partial C}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( \varepsilon_z \frac{\partial C}{\partial z} \right) \quad (3.55)$$

A equação (3.55) é a equação bidimensional da difusão para sedimentos em suspensão.

### Integração da Equação da Distribuição de Sedimentos

Para as condições de equilíbrio, um escoamento bidimensional permanente e uniforme num canal muito largo, a eq. (3.55) pode ser simplificada consideravelmente. Neste caso  $u$  é zero e as derivadas em relação a  $x$  e  $t$  desaparecem:

$$w \frac{\partial C}{\partial z} = \frac{\partial}{\partial z} \left( \varepsilon_z \frac{\partial C}{\partial z} \right) \quad (3.56)$$

Integrando a equação (3.56) para  $z$  e substituindo a componente vertical de velocidade  $w'$  pela velocidade de queda  $-w_o$  e o coeficiente de difusão  $\varepsilon_z$  por  $\varepsilon_s$ , teremos:

$$w_o C + \varepsilon_s \frac{dC}{dz} = \text{constante} \quad (3.57)$$

Para as condições de contorno; escoamento permanente, uniforme e bidimensional, a constante é igual a zero. A eq. (3.57) tem dois termos significando as duas tendências opostas que juntas mantêm a distribuição permanente da concentração de sedimentos. O primeiro, é a taxa de sedimentação através de uma área unitária. O segundo, representa o transporte de sedimentos na vertical para cima devido a sua difusão turbulenta. A variação vertical da concentração de sedimentos pode ser obtida a partir da eq. (3.57). Para este fim, o coeficiente de difusão para transferência de massa necessita ser expresso em termos de variáveis apropriadas. Von Karman notou que o coeficiente de difusão estava relacionado com o coeficiente de transferência de momento num escoamento turbulento de acordo com a analogia de Reynolds. Primeiro, para a transferência de momento ou para a tensão de arraste  $\tau$ :

$$\tau = \rho(v + \varepsilon) \frac{du}{dz} \simeq \rho\varepsilon \frac{du}{dz} = \text{fluxo de momento}$$

onde a viscosidade molecular  $\nu$  é muito pequena em relação ao coeficiente de difusão sendo então desprezada. Para transferência de massa, o coeficiente de difusão molecular  $\varepsilon$  é também desprezível se comparada ao coeficiente de difusão  $\varepsilon_s$ . Então:

$$\text{fluxo de massa} \simeq \rho\varepsilon_s \frac{dC}{dz}$$

A analogia de Reynolds é válida se os mecanismos controlando ambas transferências de momento e de massa, são idênticas. Então os dois coeficientes são iguais, isto é:  $\varepsilon_s = \varepsilon$ . A validade disto foi observada por vários pesquisadores para partículas finas, mas para partículas grossas,  $\varepsilon_s < \varepsilon$ . Esta desigualdade deve ser considerada pela equação:

$$\varepsilon_s = \beta\varepsilon$$

Se a tensão de arraste varia linearmente com a profundidade, esta tensão  $\tau$  numa distância  $z$  acima do leito será:

$$\tau = \gamma(D - z)S = \tau_o \left( 1 - \frac{z}{D} \right) \quad (3.58)$$

e

$$\tau = \rho \varepsilon \frac{du}{dz} \quad \text{ou} \quad \varepsilon = \frac{\tau/\rho}{\frac{du}{dz}} \quad (3.59)$$

Se o gradiente de velocidade  $du/dz$  é obtido da lei de velocidade de von Karman, isto é:

$$\frac{u - u_{m\acute{a}x}}{u_*} = \frac{1}{k} \ln \frac{z}{D} \quad (3.60)$$

onde  $u_{m\acute{a}x}$  é a máxima velocidade local e  $k$  é a constante universal de von Karman para águas claras, igual a 0,4. Então temos:

$$\frac{du}{dz} = \frac{d}{dz} \left( \frac{u_*}{k} \ln \frac{z}{D} \right) = \frac{u_*}{k} \frac{1}{z} \quad (3.61)$$

Das eqs. (3.58) e (3.59), segue-se:

$$\varepsilon = k u_* \frac{z}{D} (D - z) \quad (3.62)$$

Substituindo a eq. (3.62) na eq. (3.57) e separando as variáveis  $C$  e  $z$ :

$$\frac{dC}{C} + \frac{w_o}{k u_*} \frac{D dz}{z(D - z)} = 0 \quad (3.63)$$

Integrando a eq. (3.63) de  $a$  a  $z$ :

$$\ln \frac{C}{C_a} = - \frac{w_o}{k u_*} \int_a^z \frac{D dz}{z(D - z)} \quad (3.64)$$

fazendo

$$z_* = \frac{w_o}{k u_*}$$

ter-se-á:

$$\frac{C}{C_a} = \left( \frac{D - z}{z} \frac{a}{D - a} \right)^{z_*} \quad (3.65)$$

O termo  $C_a$  significa a concentração de sedimentos com velocidade de queda  $w_o$  no nível  $z = a$ . O termo  $z_* = w_o/k u_*$  é o expoente da equação de distribuição de sedimentos.

### Integração da curva Concentração × Velocidade

#### i) Método de Lane e Kalinske (1941) *ap. Garde & Raju*

Lane & Kalinske propuseram um método aproximado para a determinação da carga de sedimentos em suspensão através da integração das curvas Concentração x Velocidade. Os autores demonstraram que embora  $\varepsilon_s$  ou  $\varepsilon_m$  variem com  $z$ , um valor de  $\varepsilon = \varepsilon_m = D\sqrt{gDS}/15$

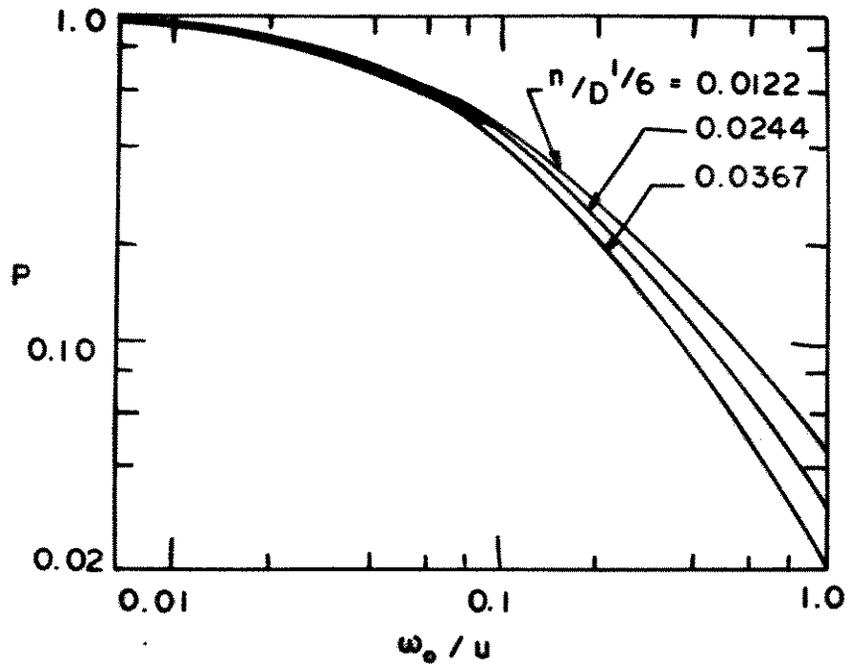


Figura 3.12: Valores de  $P$  (ap. Garde & Raju (1985))

pode ser usado na vertical para rios de grande largura. Portanto a integração da eq. (3.57) nos dará:

$$\frac{C}{C_a} = \exp\left(-15 \left(\frac{w_o}{u_*}\right) \left(\frac{z}{D} - \frac{a}{D}\right)\right) \quad (3.66)$$

Esta equação foi verificada com dados coletados no Rio Mississippi. A taxa de transporte de Sedimentos em suspensão  $q_s$  torna-se então:

$$q_s = UDC_a \int_0^1 \left(\frac{u}{U}\right) \exp\left(-15 \left(\frac{w_o}{u_*}\right) (Z - A)\right) dZ \quad (3.67)$$

onde  $Z = z/D$  e  $A = a/D$ . Lane & Kalinske depois mostraram que a equação (3.67) pode ser simplificada para:

$$q_s = qC_a P \exp 15 \left(\frac{w_o}{u_*}\right) A \quad (3.68)$$

onde  $P$  é uma função de  $w_o/u_*$  e  $u_*/KU$ . Usando a equação de Manning para  $U$ ,  $u_*/K_oU$  pode ser expressa em termos de  $n/D^{1/6}$ . A fig. (3.12) contém o gráfico de  $P$  versus  $w_o/u_*$  e  $n/D^{1/6}$  em unidades SI.

Assim para valores conhecidos de  $w_o/u_*$ ,  $n/D^{1/2}$ ,  $q$  e  $C_a$ ;  $q_s$  poderá ser calculado. A concentração de referência pode ser obtida por uma simples medição ou calculada.

ii) **Método de Einstein (1950)** ap. *Rawdikiwi (1976); Garde & Raju (1985)*

O conhecimento da distribuição de sedimentos na vertical é eventualmente usada para calcular o transporte em suspensão levado por um curso d'água. Se  $C$  representa a concentração em volume de sedimentos suspensos a um nível  $z$  onde a velocidade do fluido é  $u$ , então o sedimento transportado por uma faixa de largura unitária e espessura  $dy$  será  $C_u dy$ . Assim, Einstein partiu da eq. (3.65) e propôs um método para integração desta equação junto a lei de distribuição de velocidades abaixo. Considere que a lei de distribuição de velocidades tenha a seguinte forma:

$$\frac{u}{u_*} = \frac{2,303}{k} \log \frac{z}{k'_s} \quad (3.69)$$

A integração da variação da concentração vertical de sedimentos será  $q_s$ , em peso por unidade de tempo por unidade de largura:

$$q_s = \int_a^D C u dz \quad (3.70)$$

até o limite onde começa a suspensão. Então substituindo as eqs. (3.65) e (3.69) na equação (3.70), teremos:

$$q_s = \int_a^D C_a \left( \frac{D-z}{z} \frac{a}{D-a} \right)^{z_*} \frac{2,303 u_*}{k} \log \left( \frac{z}{k'_s} \right) dz \quad (3.71)$$

Substituindo os valores de  $a$  e  $z$  pelos seus respectivos valores adimensionalizados  $A = a/D$  e  $Z = z/D$ :

$$q_s = \int_A^1 D C u dz$$

Integrando:

$$q_s = \left[ \frac{\gamma_s}{100} \frac{2,303}{k} u_* C_a D \right] \left( \frac{A}{1-A} \right)^{z_*} \left[ \int_A^1 \left( \frac{1-Z}{Z} \right)^{z_*} \log Z dZ \right] + \left[ \log \left( \frac{D}{k'_s} \right) \int_A^1 \left( \frac{1-Z}{Z} \right)^{z_*} dZ \right] \quad (3.72)$$

Convertendo  $\log Z$  em  $\ln Z$  e escrevendo:

$$I_1 = 0,216 \frac{A^{z_*-1}}{(1-A)^{z_*}} \int_A^1 \left( \frac{1-Z}{Z} \right)^{z_*} dZ \quad (3.73)$$

$$I_2 = 0,216 \frac{A^{z_*-1}}{(1-A)^{z_*}} \int_A^1 \left( \frac{1-Z}{Z} \right)^{z_*} \ln Z dZ \quad (3.74)$$

Então com  $K' = d_{65}/30, 2x$  (x, tab. (3.2)) e substituindo  $u_*$  por  $u'_*$  para considerar os efeitos das ondulações do leito, a eq. (3.72) fica:

$$q_s = \frac{\gamma_s}{100} 11,6 u'_* 2dC_a \left[ 2,303 \log \left( \frac{30,2Dx}{d_{65}} \right) I_1 + I_2 \right] \quad (3.75)$$

As integrais  $I_1$  e  $I_2$  foram resolvidas numericamente por Einstein e estão traçadas graficamente em função de  $A$  e de  $z_*$ .

Einstein propôs que a eq. (3.75) fosse usada para calcular a descarga para várias frações de granulometria dos sedimentos. Para cada diâmetro de fração, ele selecionou o valor  $a = 2d_i$  como limite mínimo de integração. O transporte suspenso total é a soma do transporte de cada fração. Assim:

$$i_s q_s = i_B q_B (PI_1 + I_2) \quad (3.76)$$

desde que:

$$i_B q_B = 100aC_a 11,6 u'_* \gamma_s \quad (3.77)$$

Na equação (3.76),  $P = 2,303 \log(30,2Dx/d_{65})$ ,  $i_s$  é a fração de transporte em suspensão numa dada dimensão e  $i_B$  é a fração de transporte no leito da mesma dimensão. Então, como dito acima, o transporte total em suspensão será:

$$q_{ss} = \sum_i i_s q_s \quad (3.78)$$

O método de cálculo de  $i_B q_B$  foi discutido na seção anterior. Os valores de  $P$ ,  $I_1$  e  $I_2$  podem ser obtidos das figs. (3.13), (3.14) e pelas equações apresentadas.

### Outras Fórmulas para Determinação da Descarga de Sedimentos em Suspensão

i) **Holtorff (1983) ap. Garde & Raju (1985)**

Holtorff considerou a constante universal de von Karman decresce do seu valor 0,40 para águas claras sempre que material em suspensão esteja presente. Ele lançou a hipótese de que apenas uma parte da tensão total de arraste causa suspensão. Esta fração é dependente da rugosidade relativa e do valor de  $k$ , como mostra a fig. (3.15).

Onde  $\tau_s$  é a tensão de arraste responsável pelo transporte em suspensão. Esta equação para transporte em suspensão foi deduzida considerando-se o balanço de forças e pode ser expressa como:

$$\frac{q_s \Delta \gamma_s}{\tau_o U} = 0,055 \sum_i i_b \left( \frac{\tau_s}{\tau_o} \right) \left( \frac{U}{w_o} \right)_i \quad (3.79)$$

Onde  $(\tau_s/\tau_o)$  e  $(U/w_o)$  são valores correspondentes a uma dimensão particular, o primeiro retirado da fig. (3.15) para valores conhecidos de  $k$ . O valor de  $k$  para uma dada dimensão é determinado assim: Considerando que a carga em suspensão seja zero quando  $z_*$  é maior

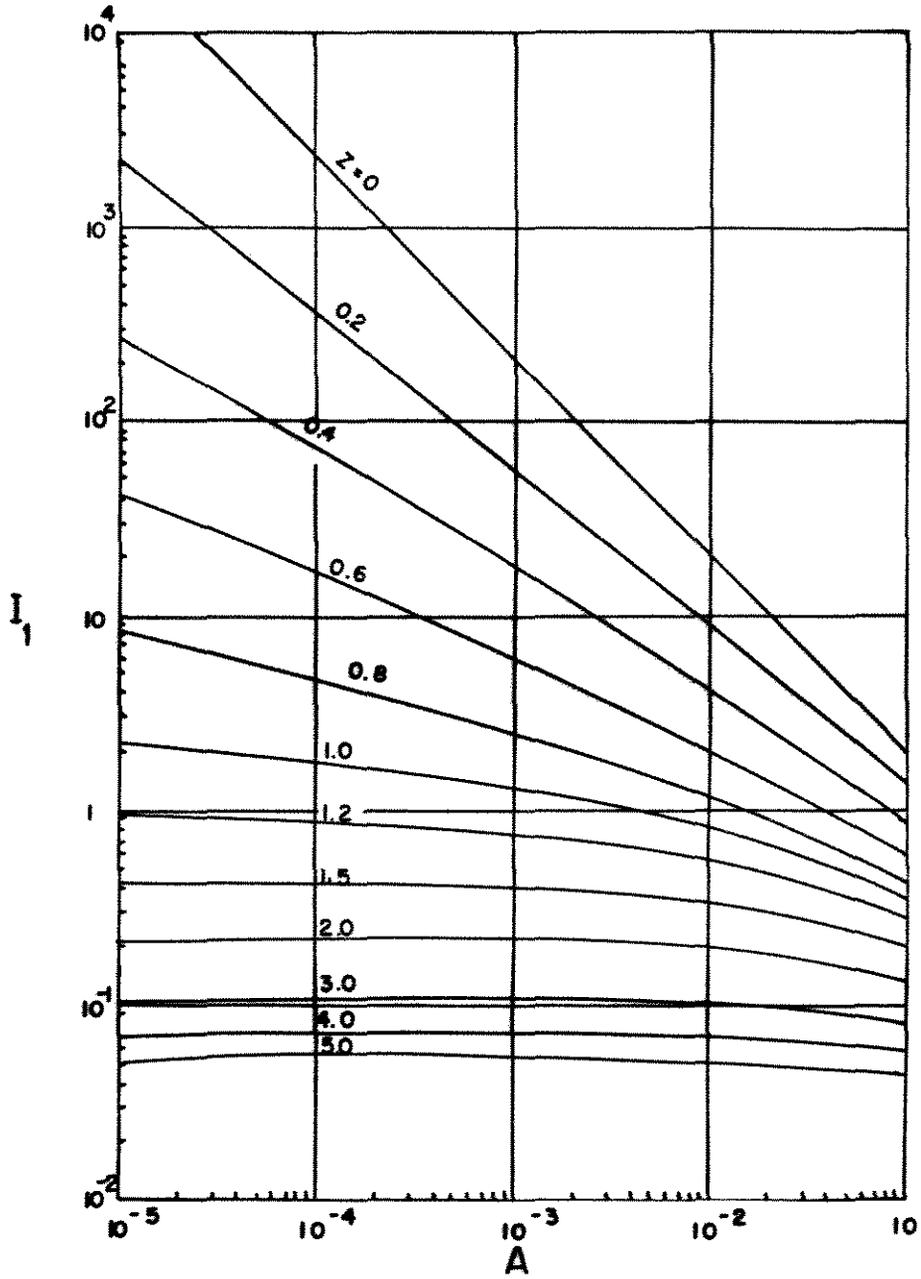


Figura 3.13: Valores da Integral  $I_1$  (ap. Rawdikiwi (1976))

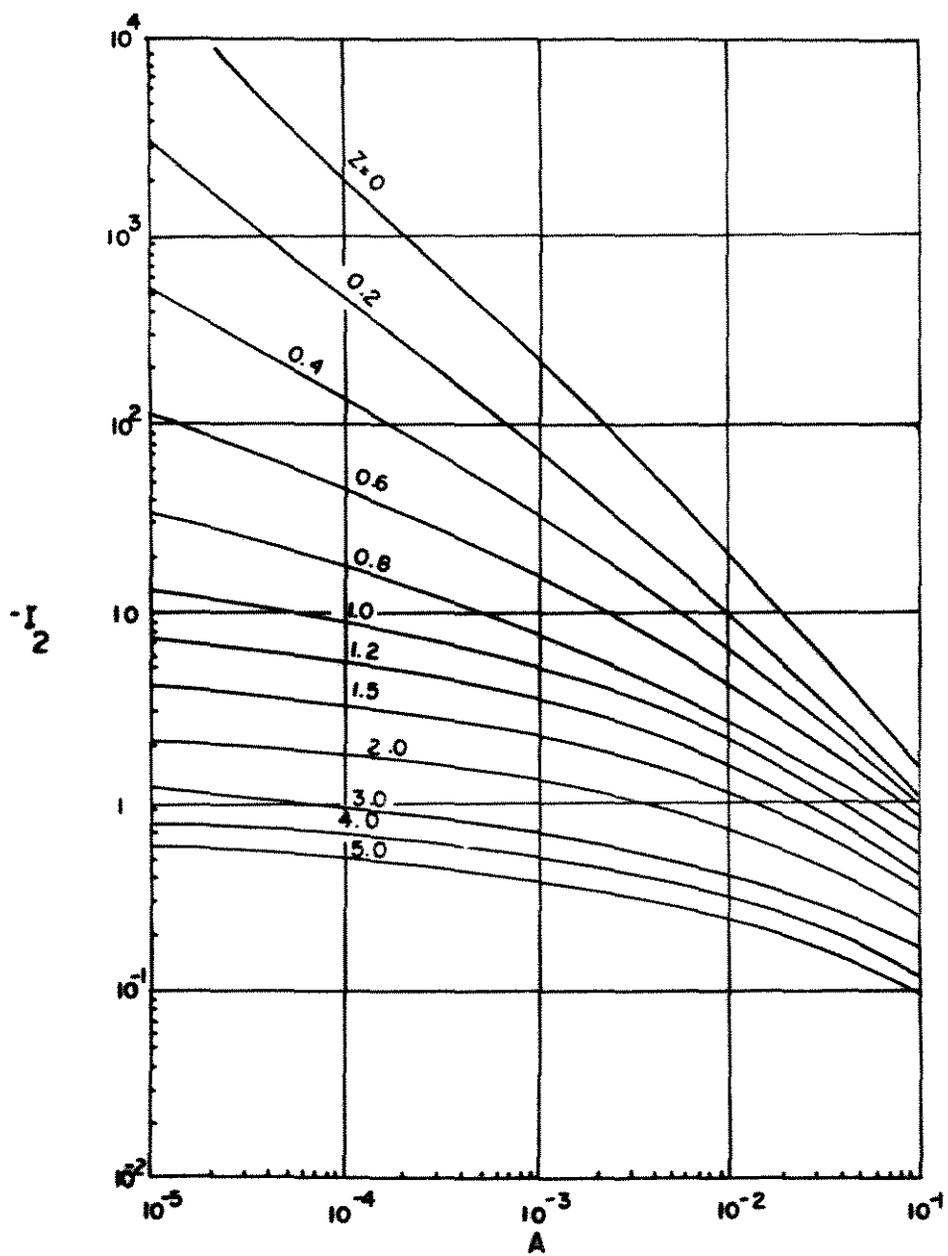


Figura 3.14: Valores da Integral  $I_2$  (ap. Rawdikiwi (1976))

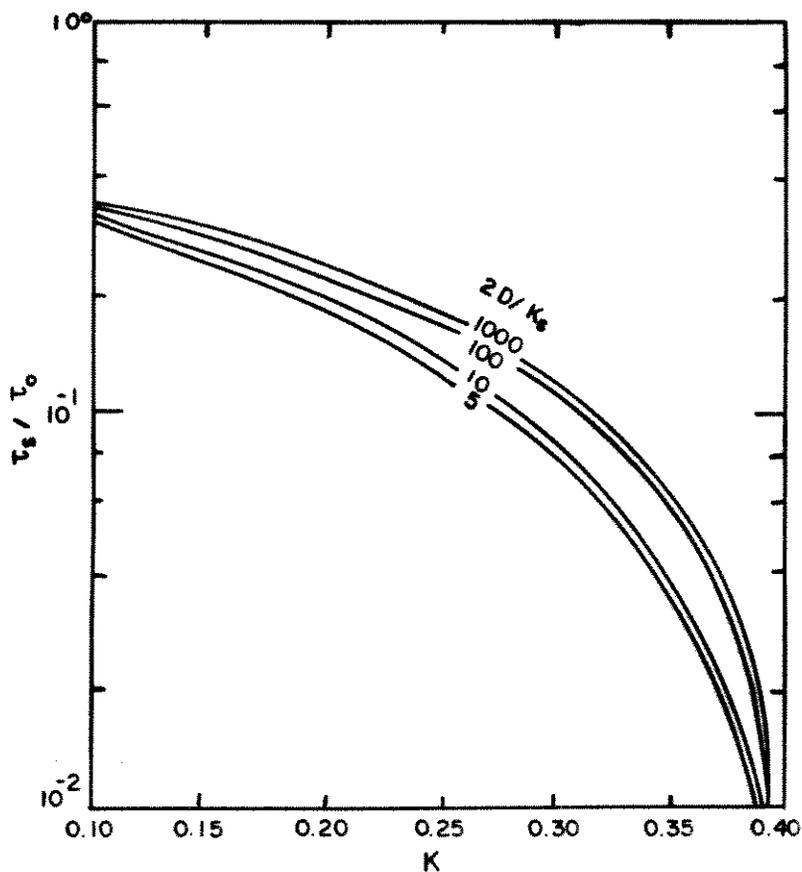


Figura 3.15: Variação de  $K$  (ap. Garde & Raju (1985))

que 3, a máxima dimensão de sedimento que pode ser posta em suspensão ( para o qual  $k$  é tomado como 0,4) pode ser obtida pela expressão:

$$(w_o)_m = (3,0 \times 0,4)u_* = 1,2u_* \quad (3.80)$$

O valor de  $k$  para outras dimensões pode ser obtido pela equação:

$$k = 0,4 \frac{(w_o)_t}{(w_o)_m} \quad (3.81)$$

O método foi aplicado por Holtorff a alguns dados de campo verificou-se que houve um bom ajuste.

ii) Samaga (1984) ap. Garde & Raju (1985)

Tabela 3.4: Variação de  $K_s$  com  $\tau_o/\tau_{oc}$  (*Garde & Raju (1985)*)

$\tau_o/\tau_{oc}$	< 2,0	3,0	4,0	5,0	7,0	9,0	10,0	11,0	14,0	> 17,0
$K_s$	2,2	2,1	1,9	1,8	1,65	1,5	1,35	1,25	1,1	1,0

Tabela 3.5: Variação de  $L_s$  com  $M$  (*ap. Garde & Raju (1985)*)

$M$	< 0,20	0,25	0,3	0,4	> 0,5
$L_s$	0,80	0,86	0,9	0,97	1,0

Samaga propôs um método de cálculo para transporte de sedimentos em suspensão pelo conceito das frações individuais numa mistura. Ele primeiro deu os parâmetros  $\tau_*$  e  $\phi_s$  relacionados pela equação:

$$\phi_s = 30\tau_*^6 \quad (3.82)$$

no caso de sedimentos uniformes, aqui:

$$\phi_s = \left( \frac{q_s}{\gamma_s d} \right) \sqrt{\frac{\gamma_f}{\Delta\gamma_s} \frac{1}{gd}}$$

e

$$\tau_* = \frac{\tau_o}{\Delta\gamma_s d}$$

Por uma análise semelhante àquelas para a carga de transporte no leito (seção anterior), ele deduziu que  $\phi_s$  está relacionado a  $\xi_s \tau_o / \Delta\gamma_s d_i$ . Para sedimentos não uniformes,  $\phi_s$  é definido como:

$$\phi_s = \frac{i_s q_s}{\gamma_s d_i i_b} \sqrt{\frac{\gamma_f}{\Delta\gamma_s} \frac{1}{gd_i}} = 30 \left( \frac{\xi_s \tau_o}{\Delta\gamma_s d_i} \right)^6 \quad (3.83)$$

O parâmetro  $\xi_s$  é o coeficiente aplicado para transporte de sedimentos em suspensão. A variação de  $\xi_s L_s K_s$  com  $\tau_o / (\Delta\gamma_s d_i)$  está na fig. (3.16).

Os coeficientes empíricos  $K_s$  e  $L_s$  são funções de  $\tau_o/\tau_{oc}$  e  $M$  respectivamente como mostram as tabelas (3.4) e (3.5).  $M$  é o coeficiente de uniformidade de Kramer e  $\tau_{oc}$  a tensão crítica de arraste como a tensão de Shields para a dimensão média da partícula. A fig. (3.16), as tabelas (3.4) e (3.5) com a eq. (3.83), permitem o cálculo do transporte em suspensão sem os processos de integração da curva  $C_u$ .

### 3.1.4 Descarga Total de Sedimentos

#### Introdução

O conhecimento da descarga total de sedimentos é de fundamental importância para o cálculo da sedimentação dos reservatórios, verificação da estabilidade de canais e no estudo dos problemas de degradação e agradação de rios. Esta taxa consiste do somatório dos transportes no leito com o transporte em suspensão incluído aí a carga de deflúvio. Esta, não

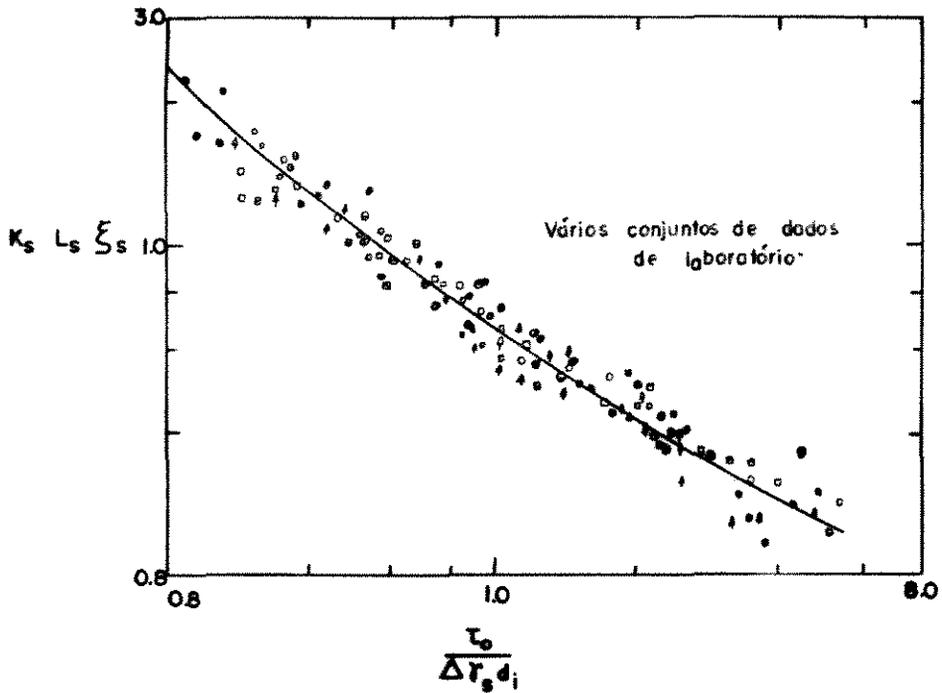


Figura 3.16: Ajuste da Equação de Samaga a dados experimentais (ap. Garde & Raju (1985))

pode ser calculada pelas equações, motivo pelo qual é de estrita necessidade a determinação através de medidas no campo. De uma forma puramente analítica podemos chegar às taxas, com imprecisões é claro, pela adição dos transportes em suspensão e no leito calculados por um dos métodos existentes. A forma mais adequada e precisa para se chegar a esta taxa é a sua determinação através de pesquisa.

### Fórmulas para o Cálculo da Descarga Total de Sedimentos

#### i) Engelund-Hansen (1967) ap. Chang (1988)

Engelund & Hansen aplicaram o conceito das forças da corrente desenvolvido por Bagnold e os princípios de similaridade para obter a equação (3.84) para a descarga total de sedimentos.

$$f' \phi = 0,4(\tau_*)^{\frac{5}{2}} \quad (3.84)$$

com

$$f' = \frac{2gRS}{U^2} \quad (3.85)$$

$$\phi = \frac{q_s}{\gamma_s \left[ \left( \frac{\rho_s}{\rho_f} - 1 \right) g d^3 \right]^{\frac{1}{2}}} \quad (3.86)$$

$$\tau_* = \frac{\tau_o}{(\gamma_s - \gamma_f)d} \quad (3.87)$$

onde  $f'$  é o coeficiente de atrito,  $d$  é o diâmetro médio de sedimentação do material do leito,  $\phi$  é a descarga adimensional de sedimentos e  $\tau_*$  a tensão adimensional de Shields. Substituindo as eqs. (3.85) e (3.86) em (3.87) teremos:

$$\bar{C}_T = 0,05 \left( \frac{\rho_s}{\rho_s - 1} \right) \frac{US}{[(\rho_s - 1)gd]^{0,5}} \frac{RS}{(\rho_s - 1)d} \quad (3.88)$$

onde  $\bar{C}_T = q_T/q$  é a taxa de concentração de sedimento em peso. Esta equação relaciona a concentração de sedimento aos produtos  $U \times S$  (taxa de energia gasta por peso unitário d'água) e  $R \times S$  (que é a tensão de atrito). Rigorosamente falando, a fórmula de Engelund & Hansen deve ser aplicada a correntes com leito em dunas de acordo com os princípios de similaridade. Entretanto, pode ser aplicada a outros regimes com partículas de  $d > 0,15\text{mm}$  sem grandes erros.

ii) **Ackers-White (1973) ap. Chang (1988)**

Também baseados nos conceitos de Bagnold, Ackers & White relacionaram a concentração de Transporte de sedimentos em suspensão como função do número de mobilidade,  $F_g$ .

$$C_s = c \frac{d}{R} \rho_s \left( \frac{U}{U_*} \right)^n \left( \frac{F_g}{A} - 1 \right)^m \quad (3.89)$$

onde  $n$ ,  $c$ ,  $A$  e  $m$  são coeficientes. O número de mobilidade  $F_g$  é dado por:

$$F_g = \frac{u_*^n}{\left[ \frac{\Delta\gamma_s d}{\rho_f} \right]^{0,5}} \left[ \frac{U}{\sqrt{32} \log(10R/d)} \right]^{1-n} \quad (3.90)$$

Os autores também expressaram o diâmetro do sedimento através de um diâmetro adimensional:

$$d_g = d \left[ \frac{\Delta\gamma_s}{\rho_f v^2} \right]^{\frac{1}{3}} \quad (3.91)$$

onde  $v$  é a viscosidade cinemática da água. Na dedução do fator de mobilidade para transporte de sedimentos, os autores separaram o transporte no leito do transporte em suspensão. O transporte dos materiais grossos na forma de transporte no leito é atribuído à força da corrente que gera a tensão de atrito do grão,  $\tau'_o U$ , a qual reflete-se na segunda parte da expressão de  $F_g$ . Os materiais finos, a maior parte em suspensão, são mantidos neste estado pela turbulência do escoamento que é tomada como uma função da tensão total de arraste,  $\tau_o U$ . A primeira parte da relação de  $F_g$  reflete a força necessária associada à

Tabela 3.6: Coeficientes  $c$ ,  $n$ ,  $A$  e  $m$  da Fórmula Ackers-White (ap. Chang (1988))

Coef.	$d_g$	$60 \geq d_g > 1$
$c$	0,025	$\log c = 2,86 \log d_g - (\log d_g)^2 - 3,53$
$n$	0,0	$1 - 0,56 \log d_g$
$A$	0,17	$0,23/(d_g)^{0,5} + 0,14$
$m$	1,50	$9,66/d_g + 1,34$

turbulência da corrente. Os coeficientes foram determinados pelo melhor ajuste das curvas de quase 1000 conjuntos de dados de laboratório com o diâmetro de sedimento maior que  $0,04mm$  e Froude menor que  $0,8$ . Os valores desses coeficientes estão listados na tabela (3.6).

iii) Yang (1973) ap. Garde & Raju (1985)

Yang considerou que a taxa de transporte de sedimentos num canal aluvial é principalmente gerada pelo consumo de energia potencial por unidade de peso de água, isto é, a carga unitária da corrente. Pela análise de uma grande quantidade de dados, o autor obteve a seguinte relação de  $C_T$ , a concentração em  $ppm$  por unidade de peso.

$$\log C_T = 5,435 - 0,286 \log \frac{w_o d}{v} - 0,457 \log \frac{u_*}{w_o} + \left(1,799 - 0,409 \log \frac{w_o}{v} - 0,314 \log \frac{u_*}{w_o}\right) \log \left(\frac{uS}{w_o} - \frac{u_{cr}S}{w_o}\right) \quad (3.92)$$

Nesta equação,  $u_{cr}$  é a velocidade crítica para o movimento incipiente de partículas e precisa ser calculada pelas equações (3.93) e (3.94).

Para  $\frac{u_* d}{v} > 70$ :

$$\frac{u_{cr}}{w_o} = 2,5 \quad (3.93)$$

Para  $\frac{u_* d}{v} < 70$ :

$$\frac{u_{cr}}{w_o} = \frac{0,25}{\log \frac{u_* d}{v} - 0,06} \quad (3.94)$$

onde  $u_* = \sqrt{\tau_o / \rho_f}$ .  $\tau_o$  é a tensão média de araste nos limites do escoamento. A relação de Yang tem boa aderência junto a dados tanto de campo como de laboratório.

## 3.2 Assoreamento de Reservatórios

### 3.2.1 Introdução

A interrupção de um curso d'água por uma barragem causa várias consequências no trecho do rio onde o lago será formado. Dentre estas consequências, a mais importante para o novo reservatório é a diminuição das velocidades das correntes. Este fato já começa ocorrer no trecho do remanso. A variação da velocidade proporciona a deposição dos sedimentos

transportados pelo afluente no remanso ou dentro do próprio reservatório. Assim, a sedimentação dos reservatórios é inevitável, sendo necessário fazer uma estimativa da sua grandeza a fim de prever a vida útil nos projetos de barragens. Nesta seção, serão tratados quatro aspectos relacionados à sedimentação dos reservatórios: o estudo do volume dos sedimentos acumulados, a sua distribuição dentro do lago, a eficiência de retenção dos sedimentos pela represa e o peso específico do material acumulado.

### 3.2.2 Volume de sedimentos acumulados por um reservatório

Segundo a bibliografia, há três maneiras básicas de fazer estimativas para a taxa afluente anual de sedimentos.

O primeiro método é essencialmente empírico, e só deve ser usado nos casos em que há total falta de dados para que seja empregado um outro. Consiste na observação visual por um especialista das condições da bacia de contribuição. Deverão ser observados vários aspectos das condições da bacia, tais como erosão, usos da terra, existência e quantidade de córregos e talwegues, redes de drenagem urbana, etc. A observação da pluviosidade e do relevo é também de suma importância. A partir dessas observações é possível fazer uma estimativa da taxa afluente anual de sedimentos em unidades de peso por unidades de área de drenagem por ano. De igual modo, convém verificar-se os aspectos históricos relacionados ao uso e conservação dos solos. Segundo BORLAND (1971), o Serviço de Conservação dos Solos dos Estados Unidos, utiliza fórmulas para estimativa da taxa afluente anual de sedimentos em pequenas bacias, que também podem ser utilizadas para dar uma idéia das taxas em grandes bacias. Estas fórmulas envolvem vários fatores inerentes à bacia como declividade média das terras, características e uso do solo, precipitações, etc. Nesta fase, é importante identificar as principais fontes de sedimentos na bacia causadas pelos deflúvios das precipitações e por qualquer outra fonte de erosão. Inspeções no afluente devem ser feitas para verificação da textura dos sedimentos transportados e da erosão do leito. Após um diagnóstico inicial, o segundo passo é a comparação com dados de outras áreas semelhantes a bacia em estudo. Esta área deve ter características climáticas, fisiográficas e hidrológicas muito parecidas com a estudada. A taxa afluente anual de sedimentos desta área comparada poderá servir como uma estimativa inicial. Inspeções no afluente devem igualmente ser feitas para verificação da textura dos sedimentos transportados e da erosão do leito. O volume afluente anual de sedimentos é calculado pela multiplicação da taxa afluente anual vezes a área da bacia.

No segundo método, a taxa afluente anual também é feita por comparação de áreas idênticas como o anterior, e as restrições daquele se aplicam a este. A taxa afluente anual de sedimentos pode ser estimada através de dados de levantamento batimétrico de um reservatório já existente ou nas proximidades da área em estudo. O volume afluente anual de sedimentos deve ser calculado como a taxa afluente como no primeiro método. É possível que sejam necessários alguns ajustes para as variações nas características da área de drenagem.

O método mais preciso para estimativa da taxa e do volume afluentes anual de sedimentos é o feito com o cálculo da descarga total de sedimentos pelo afluente. Os dados devem ser coletados no afluente no exato local ou o mais próximo possível da barragem proposta. As descargas de sedimentos e o deflúvio são muito variáveis de ano para ano e um período de

10 anos ou mais de amostragens, é necessário para que se tenha uma certa confiabilidade nos dados. É desejável que se tenha um período de 30 ou mais anos de dados. Coletas de sedimentos por um período de 3 a 5 anos, no mínimo, podem dar uma razoável visão da descarga média anual na ausência total de dados. Na coleta dos dados é necessário tomar vários cuidados para evitar erros. Há casos em que o deflúvio de sedimentos em um dia é superior à de todo resto do ano. Não são necessárias então coletas diárias de amostras de sedimentos porque alguns dados podem ser excessivamente repetidos. Amostragens em curtos intervalos de tempo nos períodos de cheia são suficientes.

### 3.2.3 A Distribuição dos Sedimentos dentro dos Reservatórios

Quando as águas do afluente começam a aproximar-se do reservatório, a velocidade começa a decrescer diminuindo as turbulências e causando deposição dos sedimentos. Este processo se estende desde o remanso até o fundo do lago e acontece por etapas depositando cada tipo de sedimento em um local, dependendo da granulometria. No início, ocorre a deposição dos materiais grossos até uma certa distância dentro do reservatório, no fundo, onde se depositam os materiais finos. As forças que agem sobre os sedimentos, governam a sua deposição e movimento dentro dos reservatórios. Elas são basicamente duas: uma horizontal devida a força da movimentação da água e outra vertical devida aos efeitos da gravidade e das turbulências. Esta última, agindo ora para cima, ora para baixo. Desta forma, os depósitos de sedimentos dentro dos reservatórios compõem-se por duas partes. Uma no início do remanso, ocupado pelos materiais grossos como areia e seixos, e outro no fundo do reservatório, próximo da barragem já no lago, ocupado pelos materiais finos como silte e argila. Este processo está mostrado na figura (3.17). A deposição dos sedimentos não é exclusivamente determinada pela sua textura, ela está ligada também a uma série de outros fatores. Entre eles, a relação vazão afluente-efluente, tamanho e forma do reservatório, e esquema de operação. Os cálculos para estimar a formação de deltas nos reservatórios e a distribuição de depósitos, está baseada principalmente em métodos empíricos desenvolvidos a partir de características dos deltas de reservatórios existentes obtidas por levantamento batimétrico. A declividade do leito de topo, fig. (3.17), pode ser estimada usando a equação de Meyer-Peter-Muller para transporte incipiente ou a equação de Schoklitsch para a taxa de transporte no leito igual a zero. Estas equações calculam a declividade na qual teoricamente não haverá transporte. Assim são estabelecidas as condições para o início da formação de deltas. Nota-se que na grande parte dos reservatórios a declividade do leito de topo é aproximadamente a metade da inclinação do leito original. Este valor serve para calibrar a declividade encontrada pelas equações. No cálculo da declividade do leito frontal, segundo BORLAND (1971), o "U. S. Bureau of Reclamation", nos seus reservatórios observou que esta inclinação é em média 6,5 vezes a declividade do leito de topo. Esta relação prática, pode ser tomada como uma primeira aproximação. Não há outro processo que calcule a inclinação do leito frontal sendo obrigatória a sua determinação através de batimetria.

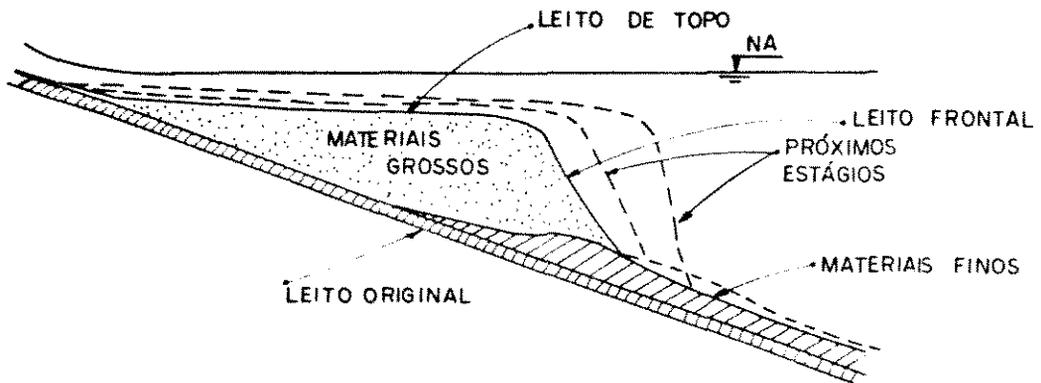


Figura 3.17: Formação de Leitos nos Reservatórios

### 3.2.4 Eficiência de Retenção de Sedimentos.

A eficiência de retenção de sedimentos é simplesmente o percentual do total de sedimentos afluentes que ficam retidos no reservatório, ou seja, a razão entre os sedimentos depositados e os afluentes. Ela tem dependência direta da razão entre o volume do reservatório e o volume afluente anual, chamada "período de retenção", a forma dele, tipo de operação e localização dos extravasores e da dimensão dos sedimentos. Nos grandes reservatórios, a eficiência de retenção é adotada como 100%, isto é, todo sedimento que entra no reservatório fica retido. Algum sedimento permanece em suspensão durante os períodos das grandes descargas (cheias) e conseguem vencer o lago. Mas este fato é ignorado pela maioria das estimativas aproximadas para o cálculo da eficiência de retenção nos grandes reservatórios. Nos pequenos reservatórios com pouco volume, a maioria dos sedimentos vencem o lago. Isto ocorre também nos períodos de altas descargas quando o reservatório está vertendo e a velocidade do fluxo através dele aumenta. A retenção de sedimentos por um reservatório depende principalmente de dois fatores: A velocidade média do fluxo e as características do sedimento. Este último, com a velocidade de queda a qual entre outras coisas depende da viscosidade e da química da água. Partículas finas, de baixa velocidade de queda conseguem vencer o reservatório. As de maior granulometria, como areia, não. Há dois métodos empíricos para o cálculo da eficiência de retenção de sedimentos e um terceiro baseado em observações teóricas e de laboratório.

Segundo Borland, o primeiro é o método de Churchill (1948). O autor usou dados de reservatórios do "Tennessee Valley Authority". Este método consiste de uma relação logarítmica entre o percentual de sedimentos passando pelo reservatório e o índice de sedimentação. O índice de sedimentação é o quociente do período de retenção e a velocidade média do escoamento através do reservatório. O período de retenção é igual a capacidade do reservatório,  $Cap$ , dividida pela vazão diária média afluente anual,  $\bar{V}_a$ . Para, isso são necessários os seguintes dados: capacidade do reservatório na cota média de operação durante

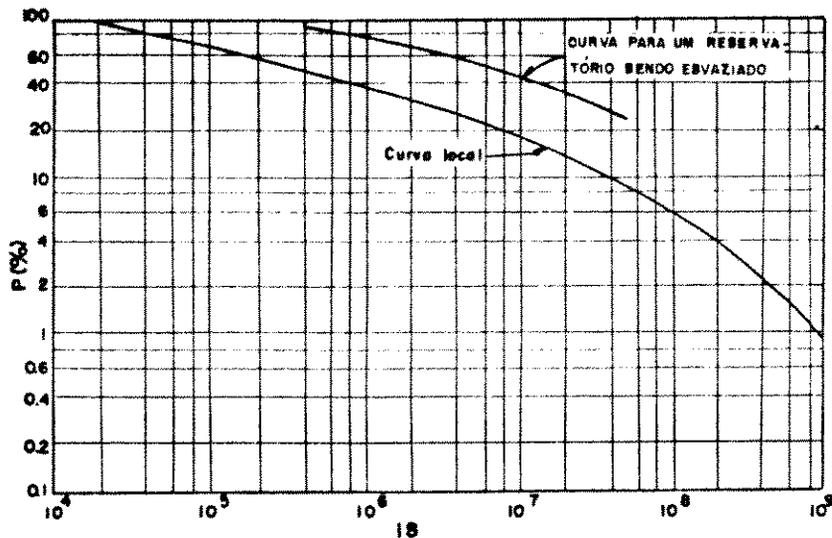


Figura 3.18: Curva de Churchill (ap. Borland (1971))

o período considerado, o comprimento médio do lago naquela cota e a vazão afluyente. Primeiro, calcula-se o período de retenção dividindo a capacidade pela vazão afluyente. Depois, a seção transversal média dividindo a capacidade pelo comprimento médio e a velocidade média dividindo a vazão afluyente pela seção transversal média. Finalmente, o índice de sedimentação como acima descrito, o que nos dá:  $IS = (Cap)^2 / [(\bar{V}_a)^2 Comprimento]$ . Com o  $IS$ , entra-se na fig. (3.18) e tira-se a porcentagem de sedimentos passando pelo reservatório.

A eficiência de retenção será:  $Er = 100 - p$ .

O segundo método empírico é o de Brune (1953). Brune desenvolveu seu método usando dados de 44 reservatórios americanos e traçou a eficiência de retenção de sedimentos  $\times$  a razão capacidade-volume afluyente médio anual. Esta razão,  $C/I$ , é o volume médio acumulado pelo reservatório dividido pelo volume afluyente anual. Fig. (3.19).

Dados do " U. S. Bureau of Reclamation " de reservatórios sendo esvaziados e reservatórios semi-vazios, foram acrescentados a curva de Churchill. Por isto, este método é mais indicado para reservatórios neste estado de operação, uma vez que os novos dados tendencionaram a relação.

Brune, no seu método tomou dados de reservatórios em operação normal, não sendo recomendado o seu emprego nos casos citados acima.

O terceiro método foi proposto por Einstein (1965) baseado em experimentos de laboratório. Está baseado em duas equações principais. A primeira é a do tempo, de meia-vida ou tempo para que a concentração caia para a metade, em segundos.

$$T = 0,657 \frac{h}{nw_0} \quad (3.95)$$

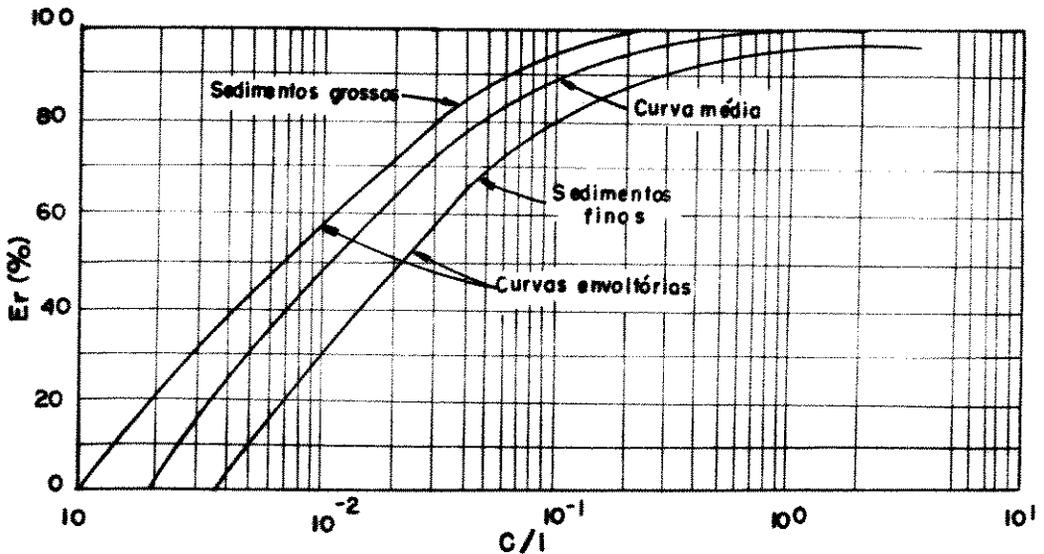


Figura 3.19: Curva de Brune (ap. Borland (1971))

$h$  é igual à profundidade,  $w_o$  é a velocidade de queda da partícula e  $n$  é a razão entre o volume d'água acima do leito para o volume total do sistema de canais usado por Einstein. O seu valor é considerado unitário para canais longos e rios com leito de pedregulhos. A segunda, é a de  $p$  igual a fração do material depositado sobre o comprimento total da bacia de sedimentação, em porcentagem.

$$p = 1 - e^{-0,693l/L} \quad (3.96)$$

$l$  é o comprimento da Bacia em milhas e  $L$  é o comprimento do canal onde metade das partículas se depositam, em milhas. A equação (3.96) é usada para calcular a eficiência de retenção de sedimentos. Mas são necessários alguns ajustes para que haja uma forma prática de aplicação. Seja  $L$  em pés, igual a  $VT/5280$ , onde  $V$  é a velocidade média do escoamento em pés/segundo. Substituindo  $T$  da eq. (3.95),  $L$  será:

$$L = \frac{0,657Vh}{5280w_o} \quad (3.97)$$

Segundo Borland, o valor de  $l$  pode ser calculado pela equação de Vetter (1940) para projeto de bacias de sedimentação. Com  $l$  em pés, a equação (3.96) torna-se:

$$p = 1 - \frac{1}{\frac{0,693lw_o}{e^{0,697Vh}}} = 1 - \frac{e^{Vh}}{1,055lw_o} \quad (3.98)$$

Esta é a forma da equação usada para os volumes depositados em vários intervalos de diâmetros de partículas. A soma das frações para cada intervalo dá o volume de sedimentos

depositados em acre-pés. A eficiência de retenção é calculada dividindo a descarga total de sedimentos depositados pelo volume de sedimentos afluentes, expressa em percentual.

A eficiência de retenção de sedimentos deve ser observada em intervalos regulares da vida útil dos reservatórios, não sendo usual períodos menores que 10 anos. A variação da descarga afluente anual de sedimentos poderá introduzir anomalias nas análises se períodos curtos são escolhidos. Pelo menos teoricamente, a eficiência de retenção de sedimentos diminui com o tempo uma vez iniciado o acúmulo de águas.

### 3.2.5 Peso Específico dos Sedimentos Acumulados nos Reservatórios

Um único método existe atualmente para a estimativa do peso específico médio dos depósitos de sedimentos. Proposto por Miller (1953), *apud* BORLAND (1971) este método leva em consideração o peso específico inicial,  $\gamma_o$ , dos sedimentos o qual depende da dimensão das partículas como mostra a tabela (3.7). Alguns apresentam  $\gamma_o$  também em função da porosidade do material. A equação de Miller é resultante da integração da equação de Lane & Koelzer (1943), *apud* GARDE & RAJU (1985), eq. (3.99), a qual apresenta um valor para o peso específico dos sedimentos em  $kN/m^3$  no final de  $T$  anos.

$$\gamma(T) = \gamma_o + K \log T \quad (3.99)$$

A equação leva em conta um fator de compactação  $K$ , o qual depende do tipo de sedimento e modo de operação do reservatório. Se a composição em % é conhecida,  $K$  pode ser calculado com o uso da tabela (3.8) e da equação (3.100).

$$K = \frac{1}{100} \sum f_i K_i \quad (3.100)$$

onde  $f_i$  é a percentagem da fração componente e  $K_i$  o coeficiente de compactação para esta fração. A eq. (3.101) é a relação de Miller o  $\gamma_s$  médio ao final de  $T$  anos.

$$\gamma(T) = \gamma_o + 0,4343K \left[ \left( \frac{T}{T-1} \right) \ln T - 1 \right] \quad (3.101)$$

Tabela 3.7: Relação entre o peso específico inicial e a dimensão do sedimento ( *ap. Garde & Raju (1985)* )

d(mm)	0,0012	0,005	0,01	0,05	0,10	0,25	0,50	1,00
$\gamma_o(kN/m^3)$	7,55	9,45	10,2	11,6	12,6	14,0	16,3	18,9

Tabela 3.8: Valores de  $K$  (ap. *Garde & Raju (1985)*)

Tipo de Operação do Reservatório	Tipo de Material		
	Areia	Silte	Argila
1. Reservatório sempre cheio ou parcialmente cheio	0	0,90	2,51
2. Reservatório normalmente com moderado esvaziamento	0	0,42	1,68
3. Reservatório normalmente com considerável esvaziamento	0	0,16	0,94
4. Reservatório normalmente vazio	0	0	0

## Capítulo 4

# Qualidade d'água

### 4.1 Introdução

A água, solvente universal, tem parâmetros físico-químicos relacionados com a sua qualidade. A seguinte revisão de alguns desses parâmetros básicos relativos à ela, deve auxiliar na compreensão dos levantamentos de qualidade d'água determinados neste trabalho. Procurou-se determinar o maior número possível de parâmetros visando o múltiplo uso dos Recursos Hídricos.

#### 4.1.1 pH

Em qualidade d'água, o pH é um parâmetro usado para expressar a acidez ou alcalinidade de uma amostra. Ele representa a atividade do íon Hidrogênio e é muito importante tanto nas análises das águas de abastecimento como no tratamento de águas residuárias. Em relação ao primeiro aspecto, deve ser considerado nas fases de coagulação química, desinfecção e amolecimento das águas para consumo humano bem como no controle da corrosão dos condutos. Neste último, é de especial importância na manutenção de caldeiras. Nos tratamentos de águas residuárias, o pH deve ser controlado dentro de um certo intervalo favorável à atividade de microorganismos, se estes estão envolvidos. A expressão da concentração do íon  $H^+$  em termos de concentração molar, dificulta a compreensão do parâmetro. Segundo McCARTY & SAWYER (1978), Sorenson (1909) propôs exprimir tais valores em termos do seu logaritmo decimal negativo, ao qual chamou  $pH^+$ . Depois este símbolo foi substituído simplesmente por pH.

$$pH = -\log[H^+] = \log \frac{1}{[H^+]}$$

A escala do pH é geralmente apresentada por um intervalo de 0 a 14, com pH 7 representando absoluta neutralidade. A acidez cresce com o decréscimo do pH ocorrendo o contrário com a alcalinidade.

### 4.1.2 Alcalinidade

A alcalinidade de uma água é a medida de sua capacidade de neutralizar ácidos. A alcalinidade nas águas naturais é devida principalmente a sais de ácidos fracos, mas bases fortes podem contribuir também. Em águas poluídas anaerobiamente, sais de ácidos fracos, como ácidos acético, propiónico e hidrosulfúrico, podem ser produzidos e contribuir para a alcalinidade. Em altas taxas, a alcalinidade deixa um sabor amargo na água. A principal objeção ao uso de águas alcalinas são as reações que podem ocorrer entre ela e certos cátions, causando deposição de substâncias nas paredes dos condutos.

### 4.1.3 Cloretos

Os cloretos aparecem em todas as águas naturais em uma variada gama de concentrações. Estas concentrações crescem geralmente com o crescimento da presença de minerais. Os cloretos podem chegar aos mananciais de várias formas: a partir dos solos pelos escoamento superficial das precipitações, "sprays" da água do mar levados à terra pelo vento através de gotículas ou minúsculos cristais, infiltrações da água do mar no subsolo nas zonas costeiras, etc. Excrementos humanos, urina em particular, contém cloretos numa quantidade mais ou menos igual às consumidas com alimentos. Esta quantidade média varia em torno de  $6g\ Cl^-$  por pessoa por dia e eleva a quantidade de  $Cl^-$  nos esgotos para aproximadamente  $15mg/l$  acima das taxas encontradas nas águas naturais. Deste modo, os esgotos são contribuintes consideráveis de  $Cl^-$  nos mananciais. A determinação da quantidade de cloretos serve como base para detectar a contaminação de águas superficiais por águas residuárias.

### 4.1.4 Temperatura

A temperatura das águas superficiais influi num amplo espectro de espécies biológicas presentes, bem como nas suas atividades. Afeta também a maioria das reações químicas que ocorrem nas águas naturais, e tem importante efeito sobre a solubilidade dos gases na água.

### 4.1.5 Oxigênio Dissolvido

Todos os organismos vivos dependem de Oxigênio para sua reprodução e metabolismo. Para os processos aeróbios, este parâmetro é de grande importância devido a necessidade de Oxigênio livre. Todos os gases atmosféricos têm algum grau de solubilidade na água. Nitrogênio e Oxigênio são considerados de baixa solubilidade, e desde que não reajam quimicamente com a água, suas solubilidades são diretamente proporcionais às suas pressões parciais e variam fortemente também com a temperatura. Esta solubilidade é menor em águas salinas. A escala de solubilidade de Oxigênio atmosférico em água fresca vai de  $14,6mg/l$  a  $0^\circ C$  a até perto de  $7mg/l$  a  $35^\circ C$  sob pressão de  $1atm$ . Considerando que Oxigênio é um gás pouco solúvel, sua solubilidade varia diretamente com a pressão atmosférica em uma dada temperatura. Medidas de OD são de vital importância para manutenção das condições aeróbias nas águas naturais, e mais uma ampla variedade de usos tais como o controle da poluição dos rios, desejável para manter boas condições favoráveis ao crescimento e reprodução das populações normais dos peixes e outros organismos aquáticos. Determinações de

OD servem como base para o ensaio de DBO, assim sendo o fundamento da mais importante determinação usada para avaliar o crescimento populacional nos esgotos domésticos e industriais.

#### 4.1.6 Demanda Bioquímica de Oxigênio

A Demanda Bioquímica de Oxigênio, DBO, é geralmente definida como sendo a quantidade de Oxigênio requerido por uma bactéria enquanto metaboliza matéria orgânica degradável sob condições aeróbias. O termo "degradável" pode ser interpretado como a matéria orgânica passível de servir como alimento para as bactérias enquanto energia é liberada. O teste de DBO é amplamente usado para determinar o crescimento populacional nos esgotos domésticos e industriais em função do Oxigênio que consomem se despejados em cursos naturais de água, nos quais existem condições aeróbias. O ensaio de DBO é um dos mais importantes de todos usados nas atividades de controle da poluição de rios.

#### 4.1.7 Demanda Química de Oxigênio

A Demanda Química de Oxigênio, DQO, é de modo geral considerada como a quantidade de Oxigênio equivalente da matéria orgânica contida numa amostra. O teste é baseado no fato de que todos compostos orgânicos com poucas exceções, podem ser oxidados pela ação de fortes agentes oxidantes em meio ácido. Durante a determinação da DQO, matéria orgânica é convertida em dióxido de Carbono permitindo a verificação da capacidade de assimilação bioquímica das substâncias. Uma das grandes limitações do teste de DQO, é a sua impossibilidade de diferenciar as matérias biologicamente oxidável e a matéria biologicamente inerte. Também não dá qualquer evidência da taxa na qual a matéria biologicamente ativa seria estabilizada sob condições existentes na natureza. A maior vantagem do teste de DQO é o curto espaço de tempo necessário para sua realização. A mais, o teste oxida matéria orgânica resistente à biodegradação, sendo isto uma vantagem sobre a DBO.

# Capítulo 5

## Metodologia

### 5.1 Introdução

Inicialmente foram definidas duas seções para coleta de amostras, sendo uma a montante do reservatório e outra a jusante. Estas duas seções possibilitam fazer o balanço de sedimentos no reservatório. Nas duas seções existem pontes. Uma outra seção foi escolhida para tomada de medidas quando a usina hidrelétrica foi fechada. O fechamento deu-se em novembro do ano passado devido aos graves problemas de assoreamento e da grande quantidade de lixo preso às grades da tomada d'água das turbinas. Estes fatos impediram a usina de funcionar. Esta nova seção encontra-se justamente sobre o vertedor, já que todo volume de água que entra no reservatório passa por ele enquanto não há geração de energia. Esta nova seção facilitou a medição de vazão, uma vez que os trabalhos com molinete foram substituídos por uma simples leitura de régua limnimétrica. Houve necessidade entretanto, de calibrar o vertedor que não tinha curva de descarga conhecida.

### 5.2 Transporte de Sedimentos

#### 5.2.1 Medidas de velocidade

Com um conjunto molinete-guincho fluviométrico e contador de pulso digital, mediu-se as distâncias entre a linha d'água, o fundo e o referencial (ponte). Pela diferença entre as duas medidas, calcula-se a profundidade. No guarda-corpo das pontes, foram feitos estaqueamentos que indicaram as verticais da seção molhada. Na ponte de montante, devido a regularidade da seção, tomou-se a distância de dois metros entre as estacas e na ponte de montante um metro. Em cada vertical é feita a batimetria do modo descrito acima e medida a velocidade média na seção, considerada a 60% da profundidade.

### 5.2.2 Cálculo da vazão

Com os dados da batimetria da seção, foi traçado o perfil do fundo do rio em papel milimetrado. Definiu-se as sub-áreas de influência de cada vertical predominando em média a distância entre elas como a base da sub-área incremental. Calculou-se o módulo das sub-áreas. Em cada uma delas, tem-se uma velocidade média que multiplicada pelo seu módulo fornece a vazão deste trecho da seção. A vazão total é a somatória das vazões dos trechos. O procedimento descrito acima pode ser representado pela equação (5.1).

$$q_i = 0,5(z_i + z_{i+1})d_i v_i \quad (5.1)$$

onde:

$z_i$  e  $z_{i+1}$  - profundidade na  $i$ -ésima e  $i + 1$  seções.

$d_i$  - distância entre as seções  $i$ .

$v_i$  - velocidade média na seção  $i$ .

$$Q = \sum_i^n q_i \quad (5.2)$$

### 5.2.3 Amostragem de sedimentos

A amostragem de sedimentos foi tomada integralmente, com amostrador de transporte em suspensão. O amostrador é preso ao cabo de aço do sistema molinete-guincho fluviométrico e abaixado até que chegue o mais próximo possível do leito do rio. Ao chegar às proximidades do fundo, é novamente içado até a superfície. Nas amostragens o tempo médio para que se dê o enchimento de  $\frac{3}{4}$  da garrafa de amostra variou entre 30 e 45 segundos. Este tempo é função da carga hidráulica e da velocidade do rio.

A amostragem dos sedimentos no leito foi feita com amostrador apropriado para transporte de material por arraste. O amostrador, seguro por um cabo era colocado em repouso sobre o leito durante um tempo determinado. Após este período de tempo, era içado e todo material contido nele retirado e conduzido ao laboratório para secagem.

As amostras do fundo do reservatório foram retiradas com este vazio. Foram tomadas amostras de materiais junto a tomada d'água e ao longo do reservatório e anotadas as respectivas distâncias. Estas amostras foram conduzidas para o laboratório para secagem e feita a granulometria.

### 5.2.4 Cálculo da concentração de sedimentos

As amostras de sedimentos em suspensão foram filtradas em membranas de fibra de vidro tipo GFC em suporte de acrílico Sartorius. As membranas foram secas a temperatura de  $550 \pm 50^\circ C$ . Esta temperatura é a recomendada pelo "Standard Methods for the Examination of Wastes and Wastewater" para calcular os sólidos fixos totais contidos numa amostra. Por diferença de peso, calcula-se a quantidade de sólidos presentes na amostra filtrada. A concentração de sedimentos é o peso dos sólidos dividido pelo volume total de amostra que passou pelo filtro.

As amostras de sedimentos transportadas no leito, foram secas à mesma temperatura das amostras de transporte em suspensão e pesadas. A descarga específica de sedimentos no leito foi calculada como o peso da amostra seca dividida pelo tempo em segundos multiplicado pela largura do amostrador, que é 10cm.

## 5.3 Qualidade d'água

### 5.3.1 pH

Por motivos de praticidade, preferiu-se as medidas potenciométricas de pH às titulométricas. Neste trabalho foi usado um pH-metro Procyon, modelo SA-720 de múltiplas funções com eletrodo de vidro dupla junção. Antes de iniciar as medidas, o aparelho é calibrado com dois tampões com pH 7,0 e 4,0. Foram utilizadas alíquotas de 200 e 300ml da amostra a temperatura de 25°C para medir o pH. A alíquota é levada em um beacker a um agitador magnético para que durante a medida tenha-se uma melhor homogeneidade. O eletrodo é então imerso na solução e o pH-metro fornece o valor pH como leitura direta.

### 5.3.2 Alcalinidade

Os procedimentos para esta análise seguem os mesmos passos do valor pH descrito acima. Após a leitura do pH, é feita uma adição gradual de solução de ácido sulfúrico a 0,02N até que o pH da amostra chegue a 4,5. Com o volume consumido, procede-se ao cálculo da alcalinidade até pH preestabelecido expressa em mg de CaCO<sub>3</sub>/l. A seguinte expressão fornece os resultados:

$$\text{Alcalinidade, mg CaCO}_3/\text{l} = \frac{A \times N \times 50.000}{\text{ml de amostra}} \quad (5.3)$$

onde:

A - ml de ácido consumido

B - normalidade do ácido

### 5.3.3 Cloretos

O método escolhido para esta análise foi o argentométrico. Nas soluções levemente alcalinas, cromato de Potássio pode indicar o ponto de virada do titulador de cloreto, nitrato de Prata. São utilizadas duas soluções neste método. Uma solução do indicador cromato de Potássio (K<sub>2</sub>CrO<sub>4</sub>) e outra tituladora de nitrato de Prata (AgNO<sub>3</sub>), concentração 0,0141N. Este método também é usado para titular brometos e iodetos podendo então estas substâncias virem a ser interferentes. Como neste caso a amostra é água de rio, os dois interferentes não atrapalham os resultados porque são de rápida assimilação pela natureza. É tomada uma alíquota de 100ml de amostra e a ela adicionado 1ml de do indicador. Titula-se com nitrato de Prata até o ponto de virada assumindo a solução uma cor vermelho alaranjado que deve ser bem consistente. Uma amostra em branco (água destilada) é titulada também. Com o valor do titulador consumido pela amostra, A, o valor do titulador



Figura 5.1: Seção de Montante



Figura 5.2: Seção de Jusante

consumido pelo branco,  $B$ , e a normalidade,  $N$ , da solução de nitrato de Prata, calcula-se com a equação (5.4) a concentração de cloreto presente.

$$\text{mg de Cl}^- = \frac{(A - B) \times N \times 35.459}{\text{ml de amostra}} \quad (5.4)$$

### 5.3.4 Temperatura

Após a imediata coleta da amostra, foi medida a temperatura com termômetro de mercúrio. Este dado significa portanto a temperatura instantânea da amostra *in loco*.

### 5.3.5 Oxigênio Dissolvido

Para este parâmetro dois métodos são utilizados: potenciométrico e de Winckler modificado. O primeiro devido a sua grande praticidade, foi utilizado nos testes de DBO. O segundo para medidas de OD *in loco*. Nas medidas potenciométricas foi utilizado um oxímetro digital Digimed, modelo DMO-3 com eletrodo de membrana com agitador acoplado. O eletrodo com agitador é imerso na amostra diluída no próprio frasco de DBO e o aparelho fornece a leitura direta da taxa de OD em  $\text{mg/l}$ . No método de Winckler, parte dele é realizado no local de amostragem (fixação do Oxigênio). Consiste do uso de duas soluções para fixar o Oxigênio, mais ácido sulfúrico concentrado para dissolver os flocos do precipitado que se formam após a adição daquelas substâncias. No laboratório a amostra é titulada com tiosulfato de Sódio ( $\text{Na}_2\text{S}_2\text{O}_3 \cdot 5\text{H}_2\text{O}$ )  $0,0021M$  usando amido como indicador. As soluções para fixar o Oxigênio são de sulfato de Manganês ( $\text{MnSO}_4$ ) e álcali-Iodo-azida. Na preparação da última, são usados soda cáustica ( $\text{NaOH}$ ), Iodo ( $\text{KI}$ ) ou ( $\text{NaI}$ ) e azida sódica ( $\text{NaN}_3$ ). Os procedimentos para a análise são os seguintes. Após a coleta da amostra, toma-se uma alíquota com um frasco de DBO, tomando o cuidado para que não haja formação de bolhas ou borbulhamento. A ela é adicionado  $2\text{ml}$  da solução de sulfato de Manganês e  $2\text{ml}$  de solução álcali-Iodo-azida. Com o frasco fechado hermeticamente, é feita uma agitação por alguns segundos. Quando os flocos brancos que se formam precipitam para aproximadamente metade do frasco, são diluídos por  $2\text{ml}$  de ácido sulfúrico concentrado. No laboratório, um volume de  $200\text{ml}$  da solução é tomada em um erlenmeyer e adicionado 5 gotas de solução indicadora de amido. Com o recipiente no agitador magnético, procede-se a titulação com tiosulfato de Sódio a  $0,0021M$ . Para uma amostra com  $200\text{ml}$ ,  $1\text{ml}$  de de tiosulfato a  $0,0021M = 1\text{mg OD/l}$ .

### 5.3.6 Demanda Bioquímica de Oxigênio

Para esta análise são preparados três frascos de DBO, cada um com uma diluição distinta. Neste trabalho, as diluições adotadas foram de 5, 10 e 15%. Estas diluições foram adotadas após verificação de resultados iniciais altos para as recomendadas para rios pelo "Standard Methods for the Examination of Wastes and Wastewater(25 a 100%)". Todo Oxigênio foi consumido após 5 dias de incubação com aquelas diluições, o que não é aceito pelo método. Alíquotas com volumes representando os percentuais das diluições citadas, são colocadas nos frascos que têm volume conhecido. Este volume varia em torno de  $300\text{ml}$ . O restante

do volume é completado com água de diluição. A água de diluição é uma solução de água destilada aerada (com ar comprimido) e nutrientes (Magnésio, Cálcio, Ferro e Sódio) mais uma solução tampão de fosfato. Com o oxímetro é medida a taxa de OD inicial em cada frasco e encubados por 5 dias a 20°C. Após este período, novamente é lida a taxa de OD. Com a equação (5.5) calcula-se a DBO nos três frascos. Nesta equação,  $p$  é a fração decimal volumétrica da amostra. O valor médio é o adotado como a taxa final para aquela amostra analisada.

$$\text{DBO em mg/l} = \frac{OD_i - OD_5}{p} \quad (5.5)$$

### 5.3.7 Demanda Química de Oxigênio

O método empregado foi do refluxo com digestão por dicromato de Potássio. Foram utilizadas alíquotas com 10 a 20ml de amostra. Tomada a alíquota, esta é posta em um balão apropriado adaptável ao sistema de refluxo. O volume de amostra utilizado depende das condições de poluição apresentadas por ela. Nos períodos mais secos, utilizou-se pouca amostra devido a baixa diluição. Altas concentrações de DQO dificultam a observação do ponto de virada na titulação do dicromato de Potássio ( $K_2Cr_2O_7$ ) no final do procedimento. Com a amostra nos balões é adicionado aproximadamente 1g de sulfato de Mercúrio ( $HgSO_4$ ), que deve ser dissolvido com ácido sulfúrico concentrado em volume suficiente. Adiciona-se mais 30ml de solução de ácido sulfúrico e sulfato de Prata ( $Ag_2SO_4$ ) e 10ml de de solução de dicromato de Potássio. Resfria-se a solução e é levada ao refluxo para digestão a 150°C durante 2 horas. Um balão em branco é também preparado com o mesmo volume de amostra substituído por água destilada. Depois de frias as amostras, são tituladas com solução de sulfato ferroso amoniacal 0,25N usando ferroína como indicador. A equação (5.6) dá a DQO.  $A$  e  $B$  são os volumes em ml de SFA usados para titular o branco e a amostra respectivamente.  $N$  é a normalidade da solução de SFA.

$$\text{DQO em mg/l} = \frac{(A - B) \times N \times 8.000}{\text{ml de amostra}} \quad (5.6)$$

## Capítulo 6

# Resultados e Análise

### 6.1 Introdução

Nesta seção são apresentados todos os resultados coletados durante o ano de pesquisa transcorrido entre maio de 1991 e maio de 1992. A pesquisa apresenta duas partes distintas: uma parte, hidráulica, envolvendo o transporte de sedimentos pelo afluente associado a vazão líquida e ao estudo do assoreamento do reservatório. E outra, que envolveu a verificação da qualidade d'água do afluente através da determinação dos parâmetros apresentados na seção relativa a metodologia. Seguindo este raciocínio, apresentou-se separadamente cada assunto.

### 6.2 Transporte de Sedimentos

#### 6.2.1 Transporte de Sedimentos em Suspensão

No período transcorrido de maio de 91 a maio de 92, foram realizadas 23 campanhas de coletas de dados. Todos estes dados estão mostrados nas tabelas (6.1) e (6.2) para cada seção. Estas tabelas mostram a data da coleta do dado, a área da seção estudada, a velocidade média do escoamento, computada dividindo-se a vazão, calculada com o método descrito na seção referente a metodologia, pela área. A profundidade média, calculada como a média entre as profundidades medidas *in loco* a cada estaca, a largura da seção,  $b$ , e a vazão. Na tabela (6.2) valores de  $b$  não existem porque a seção está entre dois muros de apoio da ponte, fato que torna a largura constante igual a 12,39m.

A seção a montante do reservatório tem o seu leito móvel. Este fato pode ser percebido na influência que ele causa sobre a variação das profundidades médias com as vazões. Este problema é de especial importância nos baixos valores de vazões, mas é perfeitamente assimilado pela boa quantidade de medidas reduzindo assim as chances de erro. No entanto, não é recomendável a utilização da curva-chave obtida aqui por um período muito longo nem a sua extrapolação. A amplitude das vazões medidas é boa, compreendendo valores de

Tabela 6.1: Ribeirão do Quilombo - Seção a Montante do Reservatório - Dados de Vazão

Data	$A(m^2)$	$\bar{v}(m/s)$	$Q(m^3/s)$	$\bar{p}(m)$	$b(m)$
08/05/91	9,939	1,230	12,300	1,078	10,00
22/05/91	8,255	1,059	8,750	1,246	8,10
12/06/91	6,625	0,881	5,839	1,120	7,00
26/06/91	7,557	1,136	8,592	0,950	9,25
14/08/91	2,743	0,803	2,204	0,796	4,75
28/08/91	3,247	0,726	2,350	0,676	5,90
11/09/91	3,661	0,827	3,028	0,650	6,26
09/10/91	4,500	0,888	3,996	0,940	5,90
23/10/91	2,821	0,616	1,740	0,650	6,14
20/11/91	2,750	0,781	2,150	0,636	6,30
04/12/91	3,830	0,493	1,890	0,743	6,40
18/12/91	10,099	1,150	11,640	1,420	8,00
22/01/92	18,160	1,770	32,170	2,010	10,00
31/01/92	4,411	0,905	3,994	0,820	5,70
11/02/92	4,630	1,230	3,760	0,883	6,80
17/03/92	5,036	1,126	5,673	0,870	6,10
27/03/92	3,399	0,548	1,863	0,833	6,50
31/03/92	11,536	1,263	14,573	1,450	10,30
09/04/92	3,854	0,752	2,899	0,710	6,70
14/04/92	4,820	0,950	4,580	0,725	7,45
28/04/92	3,815	0,713	2,720	0,746	6,00
05/05/92	6,895	0,853	5,882	0,897	8,90
12/05/92	3,727	0,627	2,338	0,710	6,30

Tabela 6.2: Ribeirão do Quilombo - Seção a Jusante do Reservatório - Dados de Vazão

Data	$A(m^2)$	$\bar{v}(m/s)$	$Q(m^3/s)$	$\bar{p}(m)$
08/05/91	16,086	0,602	9,691	1,600
22/05/91	16,060	0,646	10,374	1,200
12/06/91	10,920	0,378	4,131	1,023
26/06/91	13,157	0,632	8,315	1,167
14/08/91	11,767	0,128	1,512	1,043
28/08/91	9,902	0,222	2,204	1,007
11/09/91	12,690	0,258	3,024	1,029
09/10/91	15,920	0,479	7,622	1,066
23/10/91	11,210	0,295	3,303	1,034

$1,74m^3/s$  a  $32,17m^3/s$ . Não foi possível obter vazões mais altas apesar de ser dada atenção especial às cheias, devido a pluviosidade no período chuvoso de 1991/92 ter sido de pequena a média intensidade durante a pesquisa. Mesmo assim, com o equipamento utilizado não seria possível medir maiores vazões que aquela de  $32,17m^3/s$ , devido a falta de um lastro mais pesado que o de  $15kg$  utilizado com o molinete.

Com os dados das tabelas (6.1) e (6.2) procedeu-se uma análise para encontrar uma equação representativa para as vazões em função da profundidade média, *overlinep*. Quatro tipos de curvas foram testadas. Linear:  $y = a + bx$ , logarítmica:  $y = a + b \ln x$ , exponencial:  $y = ae^{bx}$  e potencial  $y = ax^b$ . A regressão linear foi o método utilizado para a busca da equação que mais se ajustasse. Quando este não pode ser utilizado diretamente, sempre foram feitas transformações de modo que se caísse numa regressão linear. Para os dados da seção de montante, a equação (6.1) é a que melhor se ajusta.

$$Q = 19,088\bar{p} - 11,591 \quad (6.1)$$

Como as curvas-chave são nitidamente côncavas para o eixo-x, geralmente representando as vazões, ajustamos os dados a uma equação potencial. Eq. (6.2). Para efeito de comparação, são apresentados os quadrados dos coef. de correlação para as duas curvas. Coef. de correlação linear:  $r^2 = 0,878$ . Coef. de correlação da curva potencial:  $r^2 = 0,828$ .

$$Q = 5,857\bar{p}^{2,370} \quad (6.2)$$

Os valores dos dados gerais são apresentados com precisão milesimal apenas para se obter mais precisão nos arredondamentos dos valores médios. Os valores médios calculados foram arredondados para duas casas decimais. Na seção a jusante do reservatório, o problema da mobilidade do leito não é tão importante quanto a anterior por causa das baixas velocidades.

Mas um outro aspecto tornou o problema das variações das profundidades com a vazão mais severas ainda que na seção a montante. A influência da proximidade à foz do Ribeirão do Quilombo no Rio Piracicaba. A pequena distância ( $\sim 50m$ ) coloca a seção dentro de um remanso. Devido a este fato, fica extremamente difícil uma correlação precisa entre vazões e profundidades, sacrificando a precisão da curva-chave. Nesta situação, a curva-chave depende intrinsecamente do nível do Rio Piracicaba e a rigor tem-se não somente uma curva e sim uma família delas. Cada uma corresponde a um nível do Rio Piracicaba. Como a

Tabela 6.3: Ribeirão do Quilombo - Vazões Sobre o Vertedouro da Barragem de Cariobinha

Data	Vazão ( $m^3/s$ )	Data	Vazão ( $m^3/s$ )
04/12/91	3,555	31/03/92	14,650
18/12/91	15,265	09/04/92	3,940
22/01/92	17,160	14/04/92	5,179
31/01/92	4,965	28/04/92	3,553
11/02/92	2,144	05/05/92	7,481
17/03/92	5,617	12/05/92	2,474
27/03/92	4,754	-	-

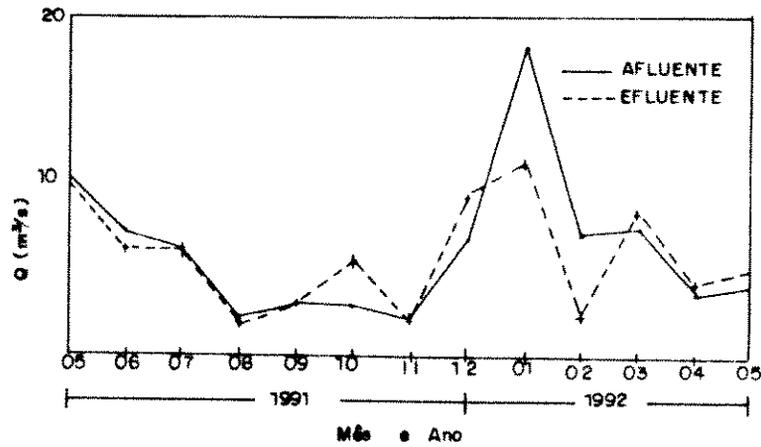


Figura 6.1: Fluviogramas Afluente e Efluente ao Reservatório

concentração de sedimentos na seção no caso em estudo é mais importante que a sua vazão, imprecisões na curva-chave não implicarão muito nas conclusões deste trabalho. Além disso, a maioria das medidas de vazão de jusante foram feitas no vertedouro da barragem. As medidas de vazão no vertedouro passaram a ser feitas desde 12/91 por causa do fechamento da usina hidrelétrica para manutenção. Então, todo volume d'água oriundo do reservatório obrigatoriamente passou a extravazar pelo vertedouro, fato que nos obrigou a calibrá-lo. A calibração foi feita em 18/12/91 com medidas de velocidades sobre a crista, medida a altura da lâmina vertida e leitura da correspondente carga numa régua existente no vertedouro. Com estes dados ajustou-se os seus valores a uma equação do tipo  $Q = CLH^{\frac{3}{2}}$  que resultou na equação (6.3).

$$Q = 23,98H^{\frac{3}{2}} \quad (6.3)$$

Como a montante, também os dados de jusante foram ajustados a uma equação. A equação (6.4) foi a de melhor coef. de correlação,  $r^2 = 0,549$ . Como na primeira vez, novamente a equação que melhor se ajusta não é potencial. Assim, foi feito um ajuste para uma função daquele tipo, eq. (6.5), embora com o prejuízo de um coeficiente de correlação menor. Neste caso  $r^2 = 0,446$ .

$$Q = 3,662 + 17,144 \ln \bar{p} \quad (6.4)$$

$$Q = 3,215\bar{p}^{3,159} \quad (6.5)$$

Os valores medidos no vertedouro, a partir de 18/12/91, estão na tabela (6.3). Os dados das tabelas (6.1) e (6.2), foram classificados através de intervalos de classe. Os dados de vazão da seção de montante foram divididos em 10 intervalos de classe. Tabela (6.4). Os da seção de jusante em apenas 5 devido a menor quantidade. Tabela (6.5). Dentro de cada intervalo foram calculadas as médias das vazões, das profundidades médias, das áreas da

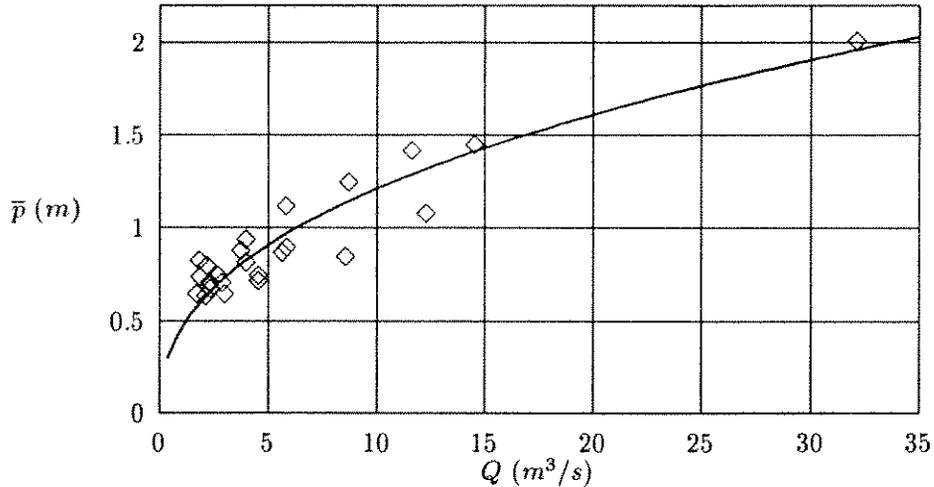


Figura 6.2: Curva-chave de Montante

seção, das velocidades médias e das larguras da seção. Junto a cada média, há seu desvio padrão,  $\sigma$ . Com os dados das tabelas de classificação foram retirados apenas a média de cada intervalo para uma tabela de resumo. Tabelas (6.7) e (6.8). Com os dados destas tabelas traçamos as curvas-chave para as duas seções. Figs. (6.2) e (6.3). Obviamente, para o vertedouro não foram elaboradas estas tabelas. Nelas, todos parâmetros estão em função das profundidades médias. A última coluna das tabelas (6.7) e (6.8), indica as frequências,  $f$ , número de amostragens por intervalo de classe. Novamente, correlações foram feitas como para os dados gerais. Para a seção de montante a eq. (6.6) foi a que melhor se ajustou, com  $r^2 = 0,989$ .

$$Q = 6,275\bar{p}^{2,422} \quad (6.6)$$

Na seção de jusante, somente três valores foram obtidos e a correlação de melhor ajuste foi a eq. (6.7) com  $r^2 = 0,744$ . Ajustou-se também os dados a uma equação potencial, eq. (6.8), já que a eq. (6.7) é logarítmica. Neste ajuste,  $r^2 = 0,643$ .

$$Q = 3,805 + 20,006 \ln \bar{p} \quad (6.7)$$

$$Q = 3,583\bar{p}^{3,378} \quad (6.8)$$

A cada mês de pesquisa foram calculadas as vazões e as concentrações médias de sedimentos suspensos para cada seção estudada. Tabelas (6.10) e (6.11). Nestas tabelas também há a frequência mensal de amostragem em sua última coluna. A frequência foi utilizada para o cálculo das vazões médias anuais no período pesquisado. Esta vazão foi calculada como a média ponderada entre as frequências e as vazões médias mensais, eq. (6.9).

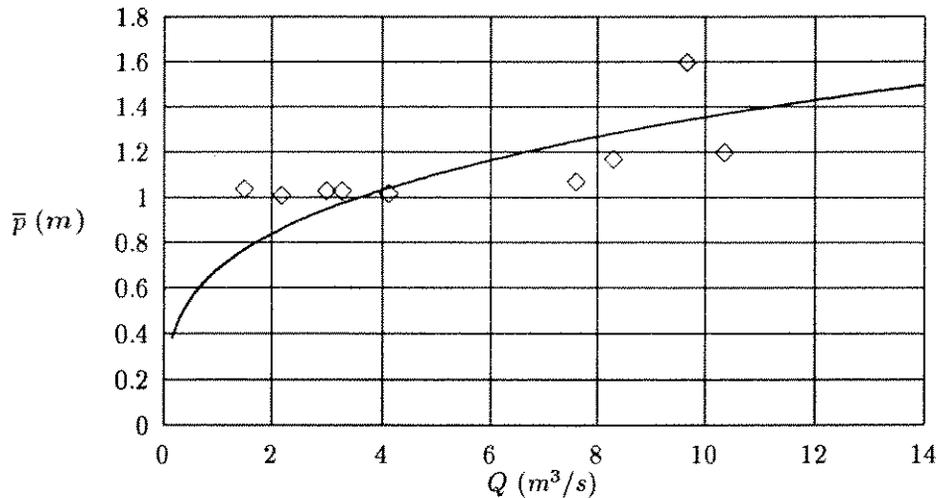


Figura 6.3: Curva-chave de Jusante

$$\bar{Q}_{anual} = \frac{\sum q_i f_i}{\sum f_i} \quad (6.9)$$

A vazão média é de  $6,30m^3/s$  para a seção de montante e  $6,22m^3/s$  para a de jusante. Observar que os valores das vazões nas duas seções estão muito próximos, 1,27% de diferença da vazão de jusante com a de montante. Caso o período de pesquisa fosse mais longo, eles certamente aproximar-se-iam mais ainda. Com estes valores podemos calcular os volumes afluentes e efluentes do Reservatório de Cariobinha durante o período de pesquisa. Estes volumes são definidos matematicamente pela expressão:

$$V = \int_{t_1}^{t_2} Q dt \cong \sum_{i=1}^n \bar{q}_i \Delta t \quad (6.10)$$

onde  $\bar{q}_i$  é a vazão média no  $i$ -ésimo período, e  $\Delta t$  o tempo decorrido nele. Para cada seção temos da tabelas (6.10) e (6.11),

Montante:  $201,76 \times 10^6 m^3$

Jusante:  $194,37 \times 10^6 m^3$

Os valores referentes às seções de montante e jusante serão substituídos por "afluente" e "efluente" ao Reservatório de Cariobinha, respectivamente. Como pode-se perceber, há uma diferença de  $7,39 \times 10^6 m^3$  (3,66%) entre os volumes afluente e efluente. Esta diferença é devida a uma série de fatores. Uma parte, cerca de 7%, é o volume acumulado pelo

reservatório. Outra parte, está acumulada no trecho entre as duas seções de medidas. E por fim, erros de amostragem e de cálculos. Mas considerando a grande quantidade de volume d'água durante um ano todo de pesquisa, um erro de 3,66% é muito pequeno. Apresenta-se na Tabela (6.9) os valores para os sedimentos afluentes e defluentes ao Reservatório de Cariobinha. A partir deles calculou-se os volumes de sedimentos retidos pela barragem.

A partir das concentrações de sedimentos em suspensão,  $C_{ss}$ , e das vazões, do mesmo modo que anteriormente, calculou-se uma equação de correlação entre as duas taxas. Em ambos valores, afluentes e efluentes, mais uma vez a correlação com uma curva potencial não teve o menor coeficiente. A curva que melhor se ajusta nos dois casos é linear. Apresenta-se as equações de correlação potencial e linear com seus respectivos coeficientes.

Sedimentos afluentes:

$$C_{ss} = 0,05560Q + 1,39312 \quad (6.11)$$

$$r^2 = 0,854$$

$$C_{ss} = 0,64620Q^{0,49046} \quad (6.12)$$

$$r^2 = 0,430$$

Sedimentos efluentes:

$$C_{ss} = 0,03943Q - 3,84003 \quad (6.13)$$

$$r^2 = 0,601$$

$$C_{ss} = 1,79663Q^{0,30574} \quad (6.14)$$

$$r^2 = 0,350$$

Também foi calculada uma correlação entre o aflúvio,  $C_{sa}$ , e o eflúvio,  $C_{se}$ , de sedimentos ao reservatórios. A equação (6.15) com coeficiente de correlação,  $r^2 = 0,852$  é a de melhor ajuste. De igual modo foi feito um ajuste dos dados a uma curva potencial, eq. (6.16), dando como de praxe, um coeficiente de correlação inferior ao da curva linear. Nesta equação,  $r^2 = 0,452$ .

$$C_{se} = 0,725C_{sa} - 2,079 \quad (6.15)$$

$$C_{se} = 1,020C_{sa}^{0,852} \quad (6.16)$$

Seguindo, procurou-se achar um valor médio para as taxas de sedimentos em suspensão no período da pesquisa. Utilizou-se dois métodos a ver. O primeiro, a média aritmética dos dados quando encontrou-se os seguintes valores:

$$\bar{C}_{sa} = 83 \times 10^{-3} Kg/m^3$$

$$\sigma = 110 \times 10^{-3} Kg/m^3$$

$$\bar{C}_{se} = 60 \times 10^{-3} Kg/m^3$$

$$\sigma = 83 \times 10^{-3} Kg/m^3$$

Tabela 6.4: Ribeirão do Quilombo - Classificação dos Dados de Vazão, Área da Seção, Velocidade Média e Largura - Seção de Montante

Intervalo	$\bar{Q}$	$\sigma$	$\bar{p}$	$\sigma$	$\bar{v}$	$\sigma$	$\bar{A}$	$\sigma$	$\bar{b}$	$\sigma$
	$(m^3/s)$		$(m)$		$(m/s)$		$(m^2)$		$(m)$	
1,74 + 4,78	2,82	0,89	0,75	0,09	0,77	0,18	3,73	0,66	6,22	0,59
4,78 + 7,83	5,80	0,09	0,96	0,11	0,95	0,12	6,18	0,82	7,33	1,17
7,83 + 10,87	8,67	0,08	1,10	0,15	1,10	0,04	7,90	0,35	8,67	0,57
13,91 + 16,95	14,57	0,00	1,45	0,00	1,26	0,00	11,53	0,00	10,30	0,00
16,95 + 19,99	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
19,99 + 23,04	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
23,04 + 26,08	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
26,08 + 29,13	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
29,13 + 32,17	32,17	0,00	2,01	0,00	1,77	0,00	18,16	0,00	10,00	0,00

Tabela 6.5: Ribeirão do Quilombo - Classificação dos Dados de Vazão, Área da Seção, Velocidade Média e Largura - Seção de Jusante

Intervalo	$\bar{Q}(m^3/s)$	$\sigma$	$\bar{p}(m)$	$\sigma$	$\bar{v}(m/s)$	$\sigma$	$\bar{A}(m^2)$	$\sigma$
1,51 + 3,28	2,25	0,61	1,03	0,01	0,20	0,05	11,45	1,16
3,28 + 5,06	3,72	0,41	1,03	0,00	0,34	0,04	11,06	0,14
5,06 + 6,83	-	-	-	-	-	-	-	-
6,83 + 8,60	7,97	0,35	1,11	0,05	0,55	0,08	14,54	1,38
8,60 + 10,37	10,03	0,34	1,40	0,20	0,62	0,02	16,07	0,01

Tabela 6.6: Ribeirão do Quilombo - Classificação dos Dados de Vazão do Vertedouro da Barragem de Cariobinha

Intervalo	Vazão ( $m^3/s$ )		$f$	$f\%$
	média	$\sigma$		
2,14 + 5,15	5,63	0,98	7	0,54
5,15 + 8,15	6,09	0,10	3	0,23
8,15 + 11,15	-	-	-	-
11,15 + 14,15	-	-	-	-
14,15 + 17,16	15,69	1,07	3	0,23

Tabela 6.7: Ribeirão do Quilombo - Parâmetros Hidráulicos da Seção de Montante - Valores Médios

Prof. (m)	Vazão (m <sup>3</sup> /s)		Velocidade (m/s)		Área (m <sup>2</sup> )		Largura (m)		f
	média	$\sigma$	média	$\sigma$	média	$\sigma$	média	$\sigma$	
0,75	2,82	0,89	0,77	0,18	3,73	0,66	6,22	0,59	14
0,96	5,80	0,09	0,95	0,12	6,18	0,82	7,33	1,17	03
1,10	8,67	0,08	1,10	0,04	7,90	0,35	8,67	0,57	02
1,25	11,97	0,33	1,19	0,04	10,02	0,08	9,00	1,00	02
1,45	14,57	0,00	1,26	0,00	11,54	0,00	10,30	0,00	01
2,01	32,17	0,00	1,77	0,00	18,16	0,00	10,00	0,00	01

Tabela 6.8: Ribeirão do Quilombo - Parâmetros Hidráulicos da Seção de Jusante - Valores Médios

Profundidade (em metros)	Vazão (m <sup>3</sup> /s)		Velocidade (m/s)		Área (m)		f
	média	$\sigma$	média	$\sigma$	média	$\sigma$	
1,03	2,83	0,72	0,26	0,06	11,30	0,19	5
1,11	7,97	0,05	0,55	0,07	14,54	1,38	2
1,40	10,03	0,20	0,63	0,02	16,07	0,01	2

E o segundo, a média ponderada entre as vazões e concentrações, método que parece mais justo, visto que as concentrações variam severamente com as vazões. Os valores abaixo foram os encontrados para cada taxa. Ocorre uma diferença 43,9% entre os afluentes e efluentes neste método.

$$\begin{aligned}\bar{C}_{s,a} &= 189 \times 10^{-3} \text{Kg/m}^3 \\ \bar{C}_{s,e} &= 110 \times 10^{-3} \text{Kg/m}^3\end{aligned}$$

É sensível a diferença entre as médias aritmética e ponderada para as concentrações. Mas como já dito, a ponderação entre as concentrações e as vazões é o método mais preciso. Por definição a massa de sedimentos suspensos que passam por uma seção é:

$$V_{ss} = \int_{t_1}^{t_2} C dV \cong \sum_{i=1}^n \bar{C}_{ss} \bar{q}_i \Delta t \quad (6.17)$$

onde  $\bar{C}_{ss}$  é a concentração média de sedimentos suspensos da seção, no  $i$ -ésimo período. Com a equação (6.17) foi calculada a carga de sedimentos em suspensão descarregada pelo Ribeirão do Quilombo no Reservatório de Cariobinha, bem como a carga despejada pelo reservatório de volta ao ribeirão. Estes dados também são mostrados pelas tabelas (6.10) e (6.11), têm os seguintes valores:

$$\begin{aligned}\text{Afluentes: } & 33,32 \times 10^6 \text{Kg} \\ \text{Efluentes: } & 19,45 \times 10^6 \text{Kg}\end{aligned}$$

Tabela 6.9: Ribeirão do Quilombo - Concentração dos Sedimentos em Suspensão - Afluentes e Efluentes

Data	Afluentes	Efluentes
	( $\times 10^{-3} Kg/m^3$ )	( $\times 10^{-3} Kg/m^3$ )
22/05/91	18	40
12/06/91	21	7
26/06/91	121	4
14/08/91	115	28
28/08/91	16	3
11/09/91	16	12
09/10/91	110	59
23/10/91	16	58
20/11/91	27	-
04/12/91	32	20
18/12/91	187	83
22/01/92	494	364
11/02/92	38	25
31/02/92	41	26
17/03/92	43	51
27/03/92	86	105
31/03/92	273	263
09/04/92	21	17
14/04/92	43	55
28/04/92	11	3
05/05/92	63	35
12/05/92	42	10

Estes cálculos têm como objetivo conhecer a eficiência de retenção de sedimentos,  $E_r$ , pelo reservatório.

### 6.2.2 Transporte de Sedimentos no Leito

Nos últimos três meses de pesquisa também foram feitas amostras de sedimentos afluentes transportados no leito do ribeirão do Quilombo. Os resultados estão apresentados na tabela (6.12). Esta tabela mostra o tempo de coleta, o peso do material amostrado seco a  $550 \pm ^\circ C$ , e a taxa da descarga do material transportado no leito. A taxa é expressa em unidades de peso por unidade de tempo vezes unidades de comprimento. As unidades de comprimento significam a largura do amostrador, que neste caso foi  $10cm$ . Assim, a taxa de sedimentos no leito é uma taxa específica de transporte no fundo de um escoamento com leito móvel. A fim de verificar a carga de sedimentos transportada por arraste que afluem ao reservatório, calculou-se a sua quantidade em peso como mostra a tabela (6.13). As quantidades foram calculadas segundo a eq. (6.18), equação equivalente à (6.17) para o material em suspensão.

Tabela 6.10: Ribeirão do Quilombo - Cálculo da Quantidade de Sedimentos em Suspensão - Afluentes

MES	$\bar{q}$	Volumes	$\bar{C}_{ss}$	$\bar{C}_{ss}V$	f
	( $m^3/s$ )	( $\times 10^6 m^3$ )	( $\times 10^{-3} Kg/m^3$ )	( $\times 10^3 Kg$ )	
05/91	10,52	27,28	18	491,04	2
06/91	7,21	18,70	80	1496,00	2
07/91	6,30	16,33	83	1355,39	1
08/91	2,28	5,90	64	377,60	2
09/91	3,03	7,85	16	125,60	1
10/91	2,87	7,43	82	609,26	2
11/91	2,15	5,57	27	150,39	1
12/91	6,76	17,53	165	2892,45	2
01/92	18,08	46,87	444	20810,28	2
02/92	3,76	9,74	38	374,12	1
03/92	7,37	19,10	198	3781,80	3
04/92	3,40	8,81	28	246,68	3
05/92	4,11	10,65	57	607,05	2
$\Sigma$	-	201,76	-	$33,32 \times 10^6$	24

Tabela 6.11: Ribeirão do Quilombo - Cálculo da Quantidade de Sedimentos em Suspensão - Efluentes

MES	$\bar{q}$	Volumes	$\bar{C}_{ss}$	$\bar{C}_{ss}V$	f
	( $m^3/s$ )	( $\times 10^6 m^3$ )	( $\times 10^{-3} Kg/m^3$ )	( $\times 10^3 Kg$ )	
05/91	10,03	26,00	40	1040,00	2
06/91	6,22	16,13	5	80,65	2
07/91	6,22	16,13	60	967,80	1
08/91	1,86	4,81	13	62,54	2
09/91	3,03	7,84	12	94,08	1
10/91	5,46	14,16	59	835,44	2
11/91	2,00	5,18	61	316,22	1
12/91	9,41	24,40	71	1732,40	2
01/92	11,06	28,67	331	9489,77	2
02/92	2,14	5,58	25	139,50	1
03/92	8,34	21,62	185	3999,70	3
04/92	4,22	10,95	29	317,55	3
05/92	4,98	12,90	29	374,10	2
$\Sigma$	-	194,37	-	$19,45 \times 10^6$	24

$$V_{sl} = \int_{t_1}^{t_2} \int_0^l C dl dt \cong \sum_{i=1}^n \bar{C}_{sl} \bar{b} \Delta t \quad (6.18)$$

onde  $\bar{C}_{sl}$  é a descarga específica média de sedimentos transportados no leito, amostrada no eixo do rio e  $\bar{b}$  é a largura da seção. O resultado da carga transportada no leito em relação a carga em suspensão, foi: 0,19% em março; 3,67% em abril e 2,39% em maio. Estes valores são as porcentagens das quantidades de sedimentos transportados no leito para sedimentos em suspensão. Isto demonstra a insignificância do transporte no leito do ribeirão do Quilombo. Os resultados confirmam o que diz a literatura, que considera apenas o transporte em suspensão para o cálculo da  $E_r$ .

As equações (6.19) e (6.20) relacionam os sedimentos transportados no leito com os sedimentos em suspensão. Estas equações têm  $r^2 = 0,044$  e  $r^2 = 0,030$ , respectivamente.

$$C_{sl} = 2,346e^{0,00224C_{ss}} \quad (6.19)$$

$$C_{sl} = 1,462C_{ss}^{0,165} \quad (6.20)$$

O emprego dessas equações é totalmente desaconselhado devido aos baixíssimos coeficientes de correlação. Igualmente foram calculadas correlações entre as vazões e o transporte no leito. Eqs. (6.21) e (6.22). Os respectivos coeficientes de correlação:  $r^2 = 0,154$  e  $r^2 = 0,116$ .

$$C_{sl} = 1,201 + 1,874 \ln Q \quad (6.21)$$

$$C_{sl} = 1,439Q^{0,464} \quad (6.22)$$

Novamente não se aconselha o uso dessas eqs. pelos mesmos motivos supra-citados. A ocorrência de baixos coeficientes de correlação deveu-se a pequena quantidade de dados somada à extrema variabilidade do parâmetro.

Como feito nas demais apresentações de resultados através de equações ao longo deste trabalho, procurou-se apresentar a curva que melhor se ajustasse aos dados entre aquelas já apresentadas na seção relativa ao transporte em suspensão. E uma outra curva, obrigatoriamente a potencial, porque é a curva mais usada na descrição de fenômenos hidráulicos.

A taxa média do transporte de sedimentos no leito foi calculada de duas formas como para o transporte em suspensão. A média aritmética e a média ponderada com as vazões. Os valores são  $\bar{C}_{sl} = 3,83 \times 10^{-4} \text{Kg/m} \times \text{seg}$ ,  $\sigma = 2,97$  para a média aritmética e  $\bar{C}_{sl} = 4,40 \times 10^{-4} \text{kg/m} \times \text{seg}$ ,  $\sigma = 2,97$  para a média ponderada.

### 6.2.3 A Distribuição dos Sedimentos no Reservatório

Em outubro de 1990 quando o reservatório foi esvaziado, tomou-se oito amostras do material de fundo. Procedeu-se análises granulométricas deste material cujos resultados estão na tabela (6.14), a qual mostra os valores do  $d_{50}$  encontrados nos dois laboratórios utilizados. As análises foram realizadas em dois laboratórios da Faculdade de Engenharia Agrícola. O lab. 1 é do Dpto. de Construções Agrícolas, e o lab. 2 é do Dpto. de Solos.

Tabela 6.12: Ribeirão do Quilombo - Material de Fundo - 1992

Data	Tempo	Peso	Concentração
	(m)	(g)	( $\times 10^{-4} \text{kg/m} \times \text{seg}$ )
17/03	23	9.36	0,67
27/03	20	23.42	1,95
31/03	20	51.45	4,28
09/04	20	28.01	2,33
14/04	20	96.99	8,08
28/04	20	36.39	3,03
05/05	20	110.23	9,18
12/05	20	13.94	1,16

Tabela 6.13: Ribeirão do Quilombo - Cálculo das Quantidades de Sedimentos Transportados no Leito - 1992

Mês	$\bar{C}_{st}$	$b$	$\bar{C}_{st} b \Delta t$
	( $\times 10^{-4} \text{kg/m} \times \text{seg}$ )	(m)	(Kg)
Março	3,16	8,90	$7,29 \times 10^3$
Abril	5,10	6,85	$9,05 \times 10^3$
Maio	6,90	8,10	$14,49 \times 10^3$
$\Sigma$			$30,83 \times 10^3$

A tabela mostra boa concordância entre os resultados dos dois laboratórios para o  $d_{50}$ . Mostra também que o valor adotado para o  $d_{50}$  foi de um modo geral a média entre os dois resultados, exceto para a amostra 1, quando o método usado pelo lab. 2 não possibilitou a sua caracterização. O mesmo ocorrendo para a amostra 3 quando o  $d_{50}$  do lab. 1 está muito fora do esperado. Isto obrigou a adotar-se o  $d_{50}$  do lab. 2. A Tabela (6.15) mostra uma melhor caracterização das amostras com o diâmetro médio aritmético, o diâmetro médio geométrico e o desvio padrão.

A fig. (6.4) mostra a variação do  $d_{50}$  em relação a distância à montante da barragem. Note-se que ao contrário do que se poderia esperar, o  $d_{50}$  aumenta com a distância apenas até certo ponto dentro do reservatório. A partir deste ponto ( $\sim 300\text{m}$ ), o  $d_{50}$  cai. Outro fato que chama atenção é o de haver no pé da barragem sedimentos mais grossos (amostras 5 e 6) quando comparados com outros mais distantes da barragem (amostra 1). Isto demonstra que sedimentos de granulometria mais graduada (areia fina) conseguem vencer o reservatório e chegar até a barragem. Desta forma pode-se perceber que não somente os materiais finos é que conseguem passar pela barragem e ser descarregados.

Com respeito à sedimentação de partículas, a fig. 6.4 mostra o curioso perfil de distribuição do  $d_{50}$  ao longo do reservatório. O  $d_{50}$  aumenta somente até uma certa distância dentro do reservatório. Distribuições semelhantes à encontrada em Cariobinha é conhecida em pelo menos um grande reservatório. FAN & MORRIS (1992), mostram a irregularidade

Tabela 6.14:  $d_{50}$  em mm das amostras para cada laboratório

Amostra	Lab. 1	Lab.2	$d_{50}$ adotado	Tipo de material
1	0,04	n. caract.	0,04	silte
2	0,24	0,26	0,25	areia
3	0,23	0,08	0,08	silte
4	0,21	0,19	0,20	areia
5	0,18	0,18	0,18	silte
6	0,075	0,066	0,07	silte
7	0,28	0,27	0,27	areia
8	0,17	0,20	0,18	silte
9	0,30	0,34	0,32	areia

Tabela 6.15: Caracterização as Amostras

Amostra	$d_a(mm)$	$d_g(mm)$	$\sigma(mm)$	local	Mat. predominante
1	-	-	-	70m	-
2	0,233	0,176	0,261	350m	areia fina
3	0,355	0,333	0,656	100m	silte
4	0,001	0,089	0,040	150m	areia fina
5	0,001	0,098	0,034	10m	areia fina
6	0,043	0,151	0,049	10m	silte
7	0,323	0,210	0,448	300m	areia fina
8	0,158	0,129	0,178	700m	areia fina
9	0,292	0,230	0,216	Fundo do Rio	areia fina

da distribuição do  $d_{50}$  no reservatório chinês Shang Yiu Chiang. Neste reservatório o  $d_{50}$  cresce vagarosamente até próximo aos 25Km a montante da barragem, quando sofre um aumento mais acentuado até os 30Km. A partir desse ponto, o  $d_{50}$  torna-se, na prática, constante com uma leve queda em torno dos 35Km. Os mecanismos que provavelmente são os responsáveis pelo fenômeno que ocorre em Cariobinha, devem ser atribuídos ao comportamento da deposição das correntes de densidade. A experiência mostra que a granulometria do leito de topo dos deltas dos reservatórios é superior àquela do leito frontal. Isto confirma-se ao observar-se a variação do  $d_{50}$  nos primeiros 300m do reservatório. O lago de Cariobinha forma-se em um vale com curvatura de 180°. Este trecho acha-se totalmente após a curva. A próxima amostra, aos 350m, ocorre queda do  $d_{50}$ . Esta amostra foi retirada no ponto final da curva. No trecho dentro da curvatura, não foram feitas amostragens. Para compreensão do que ocorre com o  $d_{50}$  neste trecho, será necessário retirar-se mais amostras. O trecho anterior à curva apresentou, em sua única amostra, um  $d_{50}$  menor ainda que a amostra anterior confirmando-se a tendência de queda para esta medida. Esta amostra foi retirada no ponto inicial da curva. Ainda assim, o  $d_{50}$  desta amostra está longe daquele encontrado no material do leito do rio. Isto significa que o material encontrado naquele ponto já sofreu

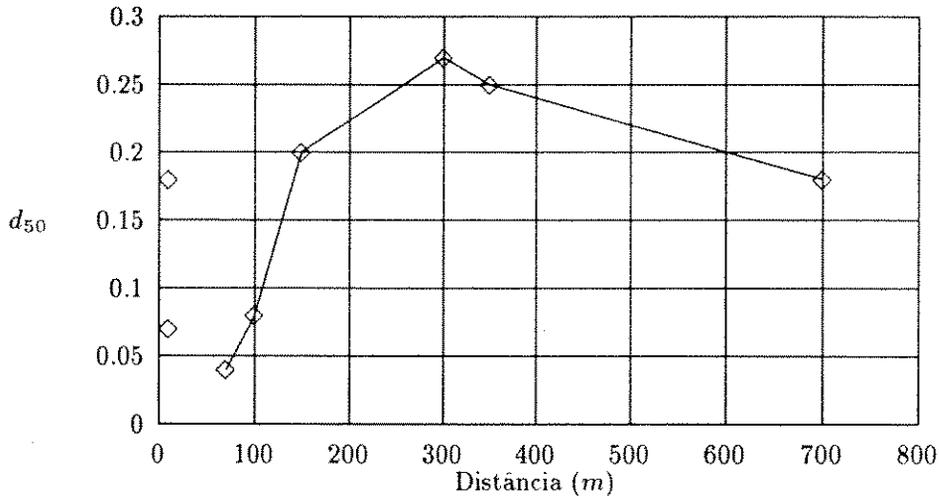


Figura 6.4: Variação do  $d_{50}$  com a distância

deposição. Poderá compreender o fenômeno caso aceitar-se a ocorrência de dois trechos de sedimentação. Um no remanso, e outro no reservatório propriamente dito.

#### 6.2.4 A Descarga Específica de Sedimentos

O Ribeirão do Quilombo, levando em consideração que tenha sua bacia aparentemente muito suscetível à erosão, não apresentou grandes taxas de descarga de sedimentos. Isto leva a concluir que a bacia está com o seu solo relativamente estabilizado. É provável que isto deva-se ao motivo de que ela já tenha sido submetida às grandes obras de terra e loteamentos há algum tempo. A bacia é uma região essencialmente urbana, salvo excessões.

No Brasil, o único registro encontrado de medidas de sedimentos em rios, foi o trabalho realizado na bacia do Rio Una, afluente do Rio Paraíba do Sul, no início dos anos 60, pelo Centro Tecnológico de Hidráulica, Estado de São Paulo. Naquela época a taxa média encontrada para aquele rio foi cerca de 5,7 vezes maior que a do ribeirão do Quilombo, e a descarga específica foi de  $100t/km^2/ano$ . No ribeirão do Quilombo esta taxa é de  $87,68t/km^2/ano$ . Esta taxa comparada às do Lake Barcroft, nos Estados Unidos, são insignificantes. Neste lago, que tem sua bacia extremamente urbanizada, a taxa está na ordem de  $9652t/km^2/ano$ .

#### 6.2.5 A Eficiência de Retenção de Sedimentos

A eficiência de retenção de sedimentos é definida como a porcentagem de sedimentos afluentes em suspensão que ficam retidos pelo reservatório. Matematicamente define-se a

$E_r$ , segundo a equação (6.23).

$$E_r = \frac{A - E}{A} \times 100 \quad (6.23)$$

Com os dados das tabelas (6.10) e (6.11) e a equação (6.23), encontrou-se uma  $E_r = 41,57\%$  para o Reservatório de Cariobinha. Considerando esta eficiência de retenção, a carga de sedimentos retida pelo reservatório é de aproximadamente  $13.851t$ . Se considerar que os depósitos de sedimentos têm uma massa específica de  $1,7t/m^3$ , tem-se um volume de  $8148m^3$  sendo ocupado anualmente somente por sedimentos em suspensão. Isto representa uma perda de mais ou menos  $1,94\%$  ao ano da capacidade máxima de acumulação que é de  $420.000m^3$ . Em 51,5 anos, Cariobinha estará assoreada apenas com os sedimentos em suspensão se as atuais taxas forem mantidas. Também com as tabelas (6.10) e (6.11), procurou-se calcular a eficiência de retenção de sedimentos mensal. Porém, não foi possível calcular todos os meses devido a sazonalidade da operação do reservatório. Mesmo assim, cinco pontos foram obtidos e foram correlacionados com o quociente volume acumulado médio mensal do reservatório - volume afluente médio mensal ( $C/I$ , índice de Brune). Usando-se as mesmas equações e metodologia apresentadas na seção que trata do transporte em suspensão, a equação de melhor ajuste foi a eq. (6.24), com  $r^2 = 0,846$ .

$$E_r = 6,79 + 1076,84 \frac{C}{I} \quad (6.24)$$

Mas devido à não usualidade de curvas lineares para representar a  $E_r$ , ajustou-se os dados à curva logística. A curva logística ou de Verhulst, em homenagem ao matemático holandês que a deduziu em 1837, é uma curva sigmóide assintótica para o eixo- $x$  e outro eixo paralelo ao eixo- $x$ . Por isso é também conhecida como "lei do crescimento limitado". As curvas empíricas para a  $E_r$  apresentam características semelhantes a ela, especialmente a de Dendy. Para o caso da  $E_r$ , o eixo paralelo ao eixo- $x$  que é assíntota, será  $E_r = 100\%$ . A desvantagem da curva logística é a sua simetricidade em relação ao seu ponto de inflexão. A figura (6.5) mostra a curva logística calculada para a  $E_r$  de Cariobinha que tem como equação a eq. (6.25).

$$E_r = \frac{100}{1 + 9e^{-54,76(C/I)}} \quad (6.25)$$

É evidente que a eq. (6.25) apresenta desvios, como todo modelo, devido às suas características já discutidas.

O índice de sedimentação de Churchill ( $IS$ ) para o reservatório é  $1,56 \times 10^6$  e o índice de Brune ( $C/I$ ),  $9,67 \times 10^{-3}$ . Com esses valores procede-se uma comparação entre a  $E_r$  calculada pelos métodos empíricos de diversos autores e a encontrada no trabalho.

Comparando-se às curvas de Churchill, retira-se da curva local uma  $E_r = 64\%$  e da curva para reservatórios em descarga de sedimentos,  $E_r = 40\%$ . Têm-se desta forma um desvio de  $54\%$  para o primeiro valor e de  $4\%$  para o segundo, em relação ao encontrado.

Comparando-se à curva de Brune, obtém-se uma  $E_r = 47\%$ , apresentando um desvio de  $13\%$  em relação ao encontrado.

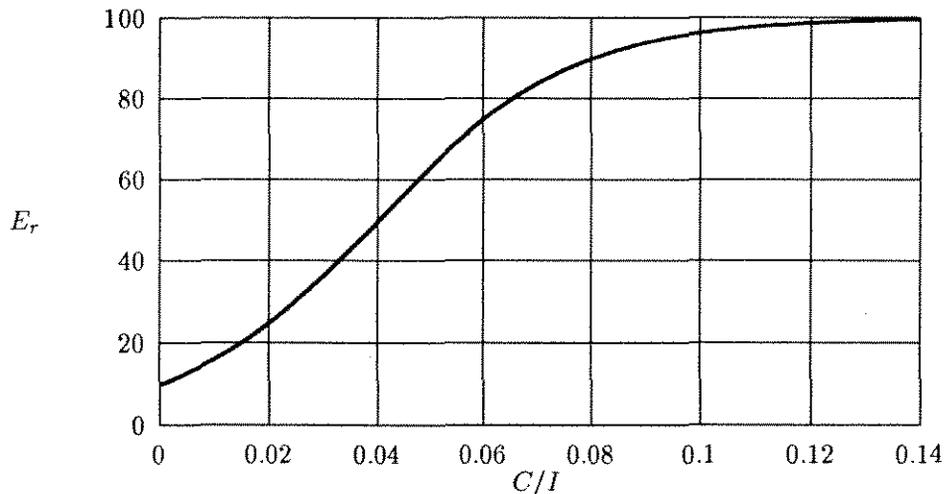


Figura 6.5: Eficiência de Retenção Mensal de Sedimentos pelo Reservatório de Cariobinha

Comparando-se às curvas de DENDY (1974), que apresenta uma curva com a  $E_r$  em função do índice de Churchill e outra função do índice de Brune, têm-se 47% e 42% para cada uma respectivamente. Os desvios em relação ao encontrado são de 13% e 1%.

A aproximação dos dados aos de Dendy são excepcionalmente importantes por causa da especificidade do trabalho daquele autor. As suas curvas tratam exclusivamente da eficiência de retenção de sedimentos em pequenos reservatórios.

## 6.3 Qualidade D'água

### 6.3.1 Resultados e Análise

Os resultados desta parte da pesquisa estão apresentados nas tabelas (6.16), (6.17) e (6.18). Estas tabelas apresentam todos os dados coletados durante o ano de pesquisa.

Todos estes dados apresentados nesta seção, foram realizados no "extinto" laboratório de Saneamento da Companhia Paulista de Força e Luz. Alguns dados, como DBO e Temperatura, têm seqüências de falhas ou mesmo deixaram de ser levantados. Isto deveu-se à gradual desativação daquele laboratório.

Os valores de OD mostraram-se nulos algumas vezes quando ocorreram baixas vazões. Isto deve-se ao fato de que não ocorre a diluição dos poluentes nas partes mais secas do ano. Em todas análises de OD no ribeirão do Quilombo, as taxas foram superiores às encontradas no reservatório. Algumas medidas foram feitas em amostras tomadas no canal de fuga do vertedouro, significando que mesmo com aeração, o OD das águas do reservatório

Tabela 6.16: OD e Temperatura

Data	OD (mg/l)		Temperatura (°C)	
	Montante	Jusante	Montante	Jusante
08/05/91	3,5	2,8	24,5	22,5
15/05/91	4,5	3,9	22,0	22,0
22/05/91	3,6	2,7	25,0	23,0
28/05/91	2,4	1,3	20,5	21,0
06/06/91	1,8	1,9	20,5	20,0
13/06/91	1,6	1,8	21,5	18,5
19/06/91	3,4	2,8	-	-
26/06/91	3,5	2,0	22,0	20,0
03/07/91	2,2	1,1	19,0	19,0
14/08/91	0,4	0,2	20,0	20,5
21/08/91	0,6	0,3	20,0	20,0
27/08/91	0,1	0,2	22,0	22,0
04/09/91	0,0	1,8	20,0	20,0
11/09/91	0,5	1,7	22,0	20,0
18/09/91	0,2	0,7	-	-
02/10/91	2,4	1,6	-	-
09/10/91	1,5	4,1	-	-
16/10/91	0,4	0,0	-	-
23/10/91	0,2	0,4	-	-
13/11/91	0,4	0,5	-	-
20/11/91	0,0	1,0	-	-
27/11/91	0,0	0,0	-	-
04/12/91	0,0	0,0	-	-
11/12/91	1,5	1,1	-	-

apresentam taxas muito críticas. O reservatório consome violentamente o oxigênio dissolvido nas águas que recebe, indicando forte atividade química e biológica. A ausência de oxigênio dissolvido na água, provoca total falta de condições de sobrevivência de espécies aquáticas no manancial e no reservatório.

Observa-se que o parâmetro temperatura, praticamente não é afetado pelo reservatório, sendo as medidas nas duas seções apresentando taxas quase iguais.

Comparando-se as demais taxas das análises entre as seções de montante e jusante, a DQO em 52,63% das análises teve maiores valores a jusante que a montante, em 42,11%, o inverso e em 5,26%, taxas iguais nas duas seções. Houve praticamente empate com leve tendência de aumento das taxas na seção de jusante, significando que a influência do reservatório sobre a DQO é bastante aceitável.

Para a DBO, em apenas uma análise as taxas de jusante foram maiores que as de montante, significando que o reservatório tem grande capacidade de remoção de DBO.

Nas análises da alcalinidade, em 81,82% das análises as taxas de montante foram maiores

Tabela 6.17: Valores DBO e DQO

Data	DBO (mg/l)		DQO (mg/l)	
	Montante	Jusante	Montante	Jusante
29/04/91	9	3	220	330
08/05/91	9	6	270	130
15/05/91	-	-	640	640
25/05/91	17	13	250	280
06/06/91	-	-	50	86
13/06/91	39	32	-	-
19/06/91	36	33	240	208
26/06/91	10	3	76	16
14/08/91	96	144	497	732
21/08/91	-	-	348	144
27/08/91	56	50	203	238
11/09/91	49	34	124	182
02/10/91	-	-	68	58
09/10/91	-	-	23	84
23/10/91	-	-	201	147
30/10/91	-	-	157	172
13/11/91	-	-	79	99
27/11/91	-	-	225	180
04/12/91	-	-	83	130
11/12/91	-	-	43	29

que as de jusante, contra apenas 18,18% em situação contrária. Isto demonstra que o reservatório abaixa firmemente a capacidade de neutralização de ácidos pelas águas do ribeirão do Quilombo.

O pH foi 54,55% das análises maior a montante que a jusante, 40,91% o inverso e 4,54% teve taxas iguais para as duas seções. A tendência deste parâmetro foi para indicar que o reservatório aumenta o pH das águas do ribeirão do Quilombo.

O parâmetro cloretos em 61,90% das análises teve sua taxa de montante maior que a de jusante, 33,34% o contrário e 4,7%, taxas iguais nas duas seções. O reservatório provoca nítida diluição destes elementos, melhorando assim a qualidade das águas do ribeirão do Quilombo.

Considerando os padrões ambientais e de potabilidade de águas, as águas do ribeirão do Quilombo são impréstáveis ao consumo humano, a luz dos parâmetros físico-químicos levantados neste trabalho. Parâmetros biológicos não foram considerados. Água potável é "aquela com qualidade adequada ao consumo humano", segundo a portaria 36/90 do Ministério da Saúde.

A tabela (6.19) mostra os valores médios de cada parâmetro levantado neste trabalho, comparado aos valores admissíveis pela legislação brasileira. Nesta tabela o parâmetro DBO tem a taxa comparada com o Valor Máximo Permissível, VMP, pela legislação ambiental

Tabela 6.18: pH, Alcalinidade a pH 4,50, Cloretos

Data	pH		Alcalinidade		Cloretos	
	Jusante	Montante	(mg de $CaCO_3/l$ )		(mg/l)	
			Jusante	Montante	Jusante	Montante
22/05/91	7,40	7,15	19,25	22,80	7,49	9,96
28/05/91	7,19	6,87	111,50	114,00	69,97	68,97
06/06/91	7,12	7,28	117,50	124,00	49,98	34,98
13/06/91	7,23	7,28	125,50	147,50	74,97	83,46
19/06/91	7,16	7,18	152,00	154,00	13,99	14,99
26/06/91	6,76	6,95	90,00	95,00	22,49	37,48
14/08/91	6,75	7,43	86,25	109,25	49,98	57,50
21/08/91	7,55	7,68	108,75	112,50	47,50	46,50
27/08/91	7,55	7,32	106,25	133,50	70,00	60,00
04/09/91	6,92	7,33	127,50	119,00	58,50	65,00
11/09/91	6,81	8,39	110,00	150,75	61,50	80,00
18/09/91	7,45	7,45	130,10	155,50	-	-
02/10/91	6,71	6,47	35,00	30,00	27,00	31,50
09/10/91	7,09	7,01	48,33	62,49	31,50	31,50
16/10/91	7,05	7,16	115,00	125,00	103,00	46,50
23/10/91	6,92	7,33	100,00	123,33	61,50	111,49
30/10/91	7,58	7,54	161,66	146,66	84,49	24,20
13/11/91	6,69	6,77	51,66	50,00	117,49	106,49
20/11/91	6,57	6,66	83,33	85,00	26,50	30,00
27/11/91	6,87	7,29	96,66	91,66	21,50	31,50
04/12/91	6,62	7,13	66,66	83,33	20,00	35,50
11/12/91	6,48	6,34	55,00	30,00	13,00	19,00

do Conselho Nacional do Meio Ambiente - CONAMA, resolução 20/86, para águas classe I. A abreviatura " N. O. " no parâmetro temperatura, significa " não objetável " no Brasil, segundo a portaria 36/90. Convém esclarecer que aquela portaria indica o VMP de  $500mg$  de  $CaCO_3/l$  para " dureza total ", da qual a alcalinidade é apenas uma parcela. Este valor foi utilizado por causa da falta de um específico. Ainda sobre alcalinidade e os cloretos, a resolução 20/86 diz que as " substâncias que comuniquem gosto ou odor ", devem estar " virtualmente ausentes ". Isto significa teores nulos para esses dois parâmetros. Na legislação brasileira não foram encontrados valores permitidos para a DQO. Então o valor que aparece na tabela refere-se a legislação alemã.

Tabela 6.19: Ribeirão do Quilombo - Valores Médios dos Parâmetros Comparados com o VMP

Parâmetro	Seção		VMP
	Jusante	Montante	
OD ( <i>mg/l</i> )	1,41	1,44	$\geq 6$
DBO ( <i>mg/l</i> )	35	36	$\leq 3$
DQO ( <i>mg/l</i> )	204	200	$\leq 20$
Alc. ( <i>mg CaCO<sub>3</sub>/l</i> )	95,38	102,97	500
Cloretos ( <i>mg/l</i> )	49,16	48,88	250
<i>pH</i>	7,02	7,18	6,5 - 8,5
Temp. ( $^{\circ}C$ )	20,6	21,4	N.O.

## Capítulo 7

# Conclusões e Recomendações

### 7.1 Conclusões

A contribuição de sedimentos pela bacia do ribeirão do Quilombo, foi baixa comparada com aquelas apresentadas por outras pesquisas. Isto deveu-se ao estado atual de cobertura da bacia do Quilombo e ao ano de poucas chuvas intensas.

A eficiência de retenção de sedimentos pelo reservatório calculada neste trabalho foi 41,6%.

A distribuição dos sedimentos no reservatório difere um pouco da preconizada pela literatura. Grãos grandes podem alcançar a barragem, pelo menos nos pequenos reservatórios, e passar através de comportas de fundo e vertedores.

Em relação à qualidade d'água do ribeirão do Quilombo, verifica-se que de um modo geral, o reservatório piora a qualidade das águas que recebe. Mas, é verdade que já recebe águas de péssima qualidade, sendo ele próprio apenas acumulador. Estas águas retidas no lago, sofrem processos internos, químicos e biológicos, resultando nas más condições em que as águas são devolvidas ao ribeirão do Quilombo.

### 7.2 Recomendações

Para aumentar a vida útil do Reservatório de Cariobinha, recomenda-se melhoramentos no seu manejo. Em Cariobinha, deve-se proceder o despejo das cheias o mais rápido possível. Nestas é que veem as grandes cargas de sedimentos. A abertura da descarga de fundo deve ser feita regularmente nos períodos de enchentes. Os extravasores devem ficar permanentemente abertos naqueles períodos. Quanto mais rápido passarem as cheias pelo reservatório, menores serão os problemas com sedimentos. A retenção de cheias representam retenção de sedimentos.

Para evitar problemas de abrasividade nas turbinas e nos condutos, causada por altas concentrações de sedimentos dissolvidos na água, recomenda-se elevar a tomada d'água das turbinas.

O entupimento da tomada d'água por reíduos sólidos, pode ser reduzida ou até mesmo eliminada, pela instalação de uma estrutura com grades no fim do remanso, de forma que possibilite a retenção desses resíduos. Esta estrutura deve ser construída de uma maneira que permita a retirada sistemática do acúmulo dos materiais.

Para solucionar ou diminuir os problemas causados pelo reservatório ao afluente, recomenda-se a coleta e tratamento dos efluentes industriais e domésticos despejados nele, como também o não despejo do lixo doméstico pela população ribeirinha.

Sem estas medidas, não será possível erradicar ou pelo menos reduzir, as taxas de poluição das águas do ribeirão do Quilombo e do Reservatório de Cariobinha.

” Embora isto possa parecer um paradoxo,  
toda a ciência é dominada pela idéia  
de aproximação. ”

Bertrand Russel

# Bibliografia

- [1] ACKERS,P. & WHITE,W.R., *Sediment Transport: a new Approach on Analisis*.JHD,N.York,99(HY11):2041-60,Nov.,1973
- [2] ANDREW,S., *The Discharge of Sediment in Channelized Alluvial Streams*. W.R.Bulletin,25(6):1171-88,Dec.,1989.
- [3] APHA, *Standard Methods for Examination of Water and Wastewaters*.16th ed.,Washington,1985,1268p.
- [4] ATKINSON,E.,*Prediction of Sediment Sampling Error at Nozzle*. JHD,115(HY12):1696-700,Dec.,1989.
- [5] BORLAND,W.M.,*Reservoir Sedimentation*. Cap. 29, *River Mechanics*,Ed. por H.W.Shen,Forth Collins,Colorado,2 vols.,1971.
- [6] CARVALHO, N. O., *Vida útil dos Reservatórios*, DNAE, Rio de Janeiro, 1970, 78 págs.
- [7] CHANG,H.H.,*Fluvial Processes in River Engineering*. N.York,John Wiley,1988,431p.
- [8] CHAKRAPANI,G.J. & SUBRAMANIAN,V.,*Factors Controlling Sediment Discharge in the Mahanadi River Basin*. India.J of Hydrology,Amsterdam, 117:169-85,Dec.,1990
- [9] DENDY,F.E., *Sediment Trap Efficiency of Small Reservoirs*. Trans. of ASAE, 17(5):898-988,May,1974.
- [10] DEVOL,A.H. et alii,*Water Discharge and Suspended Sediment Concentrations in the Amazon River: 1982-1984*. W.R.Research, Washington,22(5): 756-64,May.,1986.
- [11] FERGUSON,G.E., & GUY,H.P., *Sediment in Small Reservoir due Urbanization*. JHD,ASCE,N. York(HY2):27-37,July,1982.
- [12] GARDE,R.J., & RAJU,K.G.R., *Mechanics of Sediment Transportation and Alluvial Stream Problems*.2th ed.New Delhi, Halsted Press,1985.618p.
- [13] GOURLAY,M.R., et alii, *Sediment Transport in an Inland River in North Queensland*.Hydrobiologia,the Hague,176/77:77-92,July,1989.
- [14] GRAF.W.H., *Hydraulics of Sediment Transport*.N. York, McGraw-Hill, 1971,513p.

- [15] GRISHIN, M.M. ed., *Hydraulic Structures*. Moscow, Mir Pub., 1982, 2vs.
- [16] HOLTORFF, G. *Steady Bed Material Transport in Alluvial Channels*. JHD, ASCE, N. York, 109(HY3):368-384, Mar., 1983
- [17] HAMMER, M.J. & VIESSMAM Jr, W., *Water Supply and Pollution Control*. N. York, Harper & Row, 1985, 797p.
- [18] HOWARD, A.D., & McLANE III, C.F., *Erosion of Cohesionless Sediment by Groundwater Seepage*. W.R. Reserch, Washington, 24(10):1659-74, Oct., 1988.
- [19] ISAAC, P.C.G. ed., *River Management*. London, McLaren & Sons, 1967, 258p.
- [20] KOHLER, M.A., et alii, *Hydrology for Engineers*. 2th ed., N. York, McGraw-Hill, 1978, 532p.
- [21] KURATA, A., *The Effect of Low Water Levels on the Water Quality of Lake Biwa*. Hydrobiologia, the Hague, 176/177:29-38, July, 1989.
- [22] LOPES, V.L., *Estudo da Erosão e da Produção de Sedimentos Pelas Chuvas*. Tese de Mestrado, UFPb, 1980. 70p.
- [23] Mins. da Saúde. *Portaria 36/GM*, Diário Oficial da União, 23/01/1990.
- [24] McCARTY, P.L. & SAWYER, C.N. *Chemistry for Environmental Engineering*. 3th ed., N. York, McGraw-Hill, 1978, 532p.
- [25] MELO, U.S., *Biomatemática: Métodos e Objetivos*. Revista de Tecnologia, Univ. de Fortaleza, Ceará, 11(11):9-17, Out., 1990.
- [26] MOOREHEAD, P.W. & WALLING, D.E., *The Particle Size Characteristics of Fluvial Suspended Sediment: an Overview*. Hydrobiologia, the Hague, 176/177: 125-49, July, 1989.
- [27] MORRIS, G.L. & FAN, J., *Reservoir Sedimentation. I: Delta and Density Current Deposits*. JHE, ASCE, 108(HY3):354-369, Mar., 1992.
- [28] MORRIS, G.L. & FAN, J., *Reservoir Sedimentation. II: Reservoir Desiltation and Long-Term Storage Capacity*. JHE, ASCE, 108(HY3):370-384, Mar., 1992.
- [29] NAKATO, T., *Tests of Selected Sediment-transport Formulas* JHD, ASCE, N. York, 116(HY3):362-379, Mar., 1990.
- [30] NORDIN Jr., C.F., *The Sediment Discharge of Rivers - a review* Proceedings of Erosion and Sediment Transport Measurements, Florence, IAHS, pp. 4-47, vol. 2, June, 1981.
- [31] NORDIN Jr., C.F., *The Sediment Loads of Rivers*. Cap. 7, Facets of Hydrology, Ed. por J.C. Rodda, John Willey & Sons, N. York, 1985, 2 vols.
- [32] NORDIN Jr., C.F., *J. C. Stevens and the Silt problem - a review* International Journal of Sediment Research, 3(6):1-18, Dec., 1991.

- [33] PHILLIPS, J., *Fluvial Sediment Storage in Wetlands*. W.R. Bulletin, Bethesda, 25(4):867-73, Aug., 1989.
- [34] RAUSCH, D.L. & HEINEMANN, H.G., *Controlling Reservoir Trap Efficiency*. Trans. of ASAE, 18(6):1105-1108, 1113, June, 1975.
- [35] RAWDKIWI, A.J., *Loose Boundary Hydraulics*. 2th ed., N. York, Pergamon Press, 1976, 397p.
- [36] ROCHA, J.S., *Assorçamento de Pequenas Albufeiras Associadas a Centrais Elétricas de muito Pequena Potência*. Mins. da Hab. e Obras Públicas, Lab. Nac. de Eng. Civil. Memória n<sup>o</sup> 540, Lisboa, 1980
- [37] RODDA, J.C., ed., *Facets of Hydrology*. John Wiley, N. York, 1985, 2 vols.
- [38] SENTURK, F. & SIMONS, D.B., *Sediment Transportation*. Fort Collins, 1977, 807p.
- [39] SHALASH, S., *Effects of Sedimentation on Storage Capacity of High Aswan Dam Reservoir*. Sediment/Freshwater Interaction, Proceedings of the 2th International held in Kensington, Ontario, Dr. W. Junk Pub., the Hague, 1982.
- [40] SHEN, H.W. ed., *River Mechanics*. Fort Collins, 1971, 2vs.
- [41] STRIEGL, R.G., *Suspended Sediment and Metal Removal from Urban Run-off in a Small Lake*. W.R. Bulletin, Bethesda, 23(6):985-96, Dec., 1987.
- [42] VANONI, V.A., *Sedimentation Engineering*. N. York, ASCE, 1977, 745p.

# APÊNDICE A

Planilhas com as Coletas de Dados no Ribeirão do Quilombo

A velocidade foi calculada com a equação do molinete que é:  $V = 0,02278 + 0,2638N$ ,  $N = 10L - 5/\Delta t$ .  $N$  é a rotação em rps da hélice do molinete,  $\Delta t$  é o tempo de amostragem em segundos e  $L$ , a leitura do contador de giros do molinete.

Tabela com as Medidas do dia 08/05/91 - Montante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
3	5,40	6,64	1,20	60	1,30
4	5,37	6,90	1,60	51	1,13
5	5,30	6,51	1,21	56	1,24

Tabela com as Medidas do dia 08/05/91 - Montante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
1 esq.	5,26	7,05	1,79	49	1,09
2 "	5,26	7,15	1,89	48	1,07
3 "	5,26	7,25	1,99	37	0,82
4 "	5,26	7,20	1,94	31	0,69
5 "	5,24	7,07	1,83	23	0,51
1 "	5,28	6,32	1,04	00	0,00
2 "	5,29	6,45	1,16	00	0,00
3 "	5,36	6,69	1,33	00	0,00
4 "	5,27	6,64	1,37	09	0,21
5 "	5,27	6,96	1,69	15	0,34

Tabela com as Medidas do dia 22/05/91 - Montante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
3	5,50	6,69	1,19	40	0,89
4	5,48	6,94	1,46	46	1,02
5	5,42	6,51	1,09	58	1,28

Tabela com as Medidas do dia 22/05/91 - Jusante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
1 esq.	5,68	7,10	1,42	61	1,35
2 "	5,64	7,21	1,57	51	1,13
3 "	5,61	7,23	1,62	43	0,96
4 "	5,62	7,22	1,60	34	0,76
1 dir.	5,63	6,20	0,57	16	0,36
2 "	5,64	6,31	0,67	09	0,21
3 "	5,71	6,71	1,00	03	0,08
4 "	5,63	6,71	1,08	15	0,34
5 "	5,61	6,88	1,27	24	0,54

Tabela com as Medidas do dia 12/06/91 - Montante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
3	5,76	7,17	1,41	38	0,85
4	5,75	6,89	1,14	40	0,89
5	5,71	6,53	0,82	41	0,91

Tabela com as Medidas do dia 12/06/91 - Jusante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
1 esq.	5,81	7,06	1,25	34	0,76
2 "	5,82	7,18	1,36	28	0,63
3 "	5,80	7,21	1,41	22	0,49
4 "	5,81	7,20	1,39	16	0,36
5 "	5,81	7,00	1,19	10	0,23
1 dir.	5,80	6,26	0,46	00	0,00
2 "	5,80	6,36	0,56	00	0,00
3 "	5,90	6,68	0,78	00	0,00
4 "	5,81	6,61	0,80	10	0,23
5 "	5,80	6,83	1,03	15	0,34

Tabela com as Medidas do dia 26/06/91 - Montante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
2	5,66	6,25	0,59	ñ. med.	-
3	5,61	6,77	1,16	62	1,37
4	5,56	6,90	1,34	44	0,98
5	5,50	6,53	1,30	48	1,07
6	5,45	5,81	0,36	ñ. med.	-

Tabela com as Medidas do dia 26/06/91 - Jusante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
1 esq.	5,71	7,15	1,44	50	1,11
2 "	5,70	7,14	1,44	44	0,98
3 "	5,69	7,21	1,52	34	0,76
4 "	5,69	7,19	1,50	24	0,54
5 "	5,68	7,08	1,40	14	0,32
1 dir.	5,70	6,32	0,62	12	0,27
2 "	5,70	6,43	0,73	08	0,19
3 "	5,78	6,68	0,90	12	0,27
4 "	5,69	6,70	1,01	24	0,54
5 "	5,70	6,81	1,11	28	0,63

Tabela com as Medidas do dia 14/08/91 - Montante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
3	5,91	6,63	0,82	42	0,93
4	5,86	6,79	0,91	36	0,80
5	5,85	6,51	0,66	26	0,58

Tabela com as Medidas do dia 14/08/91 - Jusante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
1 esq.	5,76	7,03	1,27	10	0,23
2 "	5,75	7,15	1,40	10	0,23
3 "	5,75	7,17	1,42	10	0,23
4 "	5,75	7,12	1,36	04	0,10
5 "	5,75	6,94	1,19	00	0,00
1 dir.	6,79	6,27	0,48	00	0,00
2 "	5,78	6,36	0,58	00	0,00
3 "	5,87	6,66	0,79	00	0,00
4 "	5,76	6,66	0,90	06	1,14
5 "	5,75	6,79	1,04	08	0,19

Tabela com as Medidas do dia 28/08/91 - Montante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
2+1m	6,10	6,51	0,41	16	0,36
3+1m	6,04	6,99	0,95	40	0,89
4+1m	5,99	6,66	0,67	32	0,72

Tabela com as Medidas do dia 28/08/91 - Jusante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
1 esq.	5,84	7,03	1,19	20	0,45
2 "	5,84	7,16	1,32	14	0,32
3 "	5,82	7,21	1,39	10	0,23
4 "	5,84	7,17	1,33	06	0,14
5 "	5,82	6,98	1,16	02	0,06
1 dir.	5,87	6,32	0,45	00	0,00
2 "	5,87	6,42	0,55	00	0,00
3 "	5,95	6,71	0,76	01	0,03
4 "	5,84	6,72	0,88	08	0,19
5 "	5,83	6,87	1,04	10	0,23

Tabela com as Medidas do dia 11/09/91 - Montante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
2+1m	6,14	6,52	0,38	40	0,89
3+1m	6,08	6,98	0,90	40	0,89
4+1m	6,01	6,68	0,67	26	0,58

Tabela com as Medidas do dia 11/09/91 - Jusante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
1 esq.	5,84	7,08	1,24	20	0,45
2 "	5,82	7,18	1,36	18	0,41
3 "	5,83	7,22	1,39	12	0,27
4 "	5,80	7,17	1,35	10	0,23
5 "	5,82	6,99	1,17	06	0,14
1 dir.	5,85	6,28	0,43	00	0,00
2 "	5,82	6,41	0,59	00	0,00
3 "	5,87	6,69	0,82	08	0,19
4 "	5,83	6,69	0,83	08	0,19
5 "	5,82	6,88	1,06	16	0,36

Tabela com as Medidas do dia 09/10/91 - Montante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
3	5,80	6,35	0,55	68	1,50
4	5,75	6,89	1,40	24	0,54
5	5,69	6,56	0,87	48	1,07

Tabela com as Medidas do dia 09/10/91 - Jusante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
1 esq.	5,17	7,05	1,88	28	0,63
2 "	5,17	7,17	2,00	28	0,63
3 "	5,17	7,20	2,03	36	0,80
4 "	5,17	7,20	2,03	22	0,49
5 "	5,16	7,05	1,89	12	0,27
1 dir.	5,19	6,20	1,01	00	0,00
2 "	5,19	6,42	1,23	00	0,00
3 "	5,29	6,70	1,52	00	0,00
4 "	5,18	6,70	1,52	10	0,23
5 "	5,17	6,83	1,66	16	0,36

Tabela com as Medidas do dia 23/10/91 - Montante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
3	6,09	6,74	0,65	12	0,19
4	6,07	6,85	0,78	36	0,80
4+1,50m	66,02	6,54	0,52	24	0,54

Tabela com as Medidas do dia 23/10/91 - Jusante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
1 esq.	5,83	7,08	1,25	22	0,49
2 "	5,81	7,18	1,37	20	0,45
3 "	5,81	7,21	1,40	12	0,27
4 "	5,81	7,19	1,38	10	0,23
5 "	5,81	7,01	1,20	06	0,14
1 dir.	5,84	6,22	0,38	08	0,19
2 "	5,83	6,45	0,62	06	0,14
3 "	5,93	6,71	0,78	08	0,19
4 "	5,81	6,72	0,91	12	0,27
5 "	5,81	6,86	1,05	12	0,27

Tabela com as Medidas do dia 20/11/91 - Montante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
2+1m	6,19	6,51	0,32	26	0,58
3+1m	6,12	7,02	0,90	40	0,89
4+1m	6,07	6,76	0,69	30	0,67

Tabela com as Medidas do dia 04/12/91 - Montante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
3	6,03	6,93	0,87	16	0,36
4	6,02	6,87	0,85	24	0,54
5	5,98	6,49	0,51	28	0,63

Tabela com as Medidas do dia 04/12/91 - Jusante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
1 esq.	5,87	7,06	1,19	22	0,49
2 "	5,87	7,17	1,30	20	0,45
3 "	5,87	7,20	1,33	16	0,36
4 "	5,86	7,18	1,32	10	0,23
5 "	5,86	6,97	1,11	06	0,14
1 dir.	5,90	6,36	0,46	00	0,00
2 "	5,88	6,44	0,56	00	0,00
3 "	5,98	6,72	0,74	06	0,14
4 "	5,86	6,77	0,91	04	0,10
5 "	5,85	6,81	0,96	08	0,19

Tabela com as Medidas do dia 12/12/91 - Montante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
2+1m	5,25	6,42	1,17	24	0,54
3+1m	5,20	6,97	1,77	68	1,50
4+1m	5,16	6,62	1,46	56	1,26

Tabela com as Medidas do dia 22/01/92 - Montante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
2+1m	4,38	6,59	2,21	72	1,59
3+1m	4,35	7,25	2,90	84	1,86
4+1m	4,30	6,71	2,41	82	1,81
5+1m	4,25	5,91	1,66	86	1,90
6+1m	4,20	5,11	0,91	72	1,59

Tabela com as Medidas do dia 31/01/92 - Montante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
2+1m	5,95	6,41	0,46	26	0,48
3+1m	5,89	6,97	1,08	46	1,02
4+1m	5,84	6,76	0,92	40	0,89

Tabela com as Medidas do dia 11/02/92 - Montante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
3	5,95	6,97	1,02	30	0,67
4	5,90	6,86	0,96	40	0,89
5	5,84	6,51	0,67	40	0,89

Tabela com as Medidas do dia 17/03/92 - Montante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
2+1m	5,89	6,46	0,57	20	0,45
3+1m	5,82	6,93	1,11	52	1,15
4+1m	5,80	6,73	0,93	42	0,93

Tabela com as Medidas do dia 27/03/92 - Montante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
2+1m	5,75	6,33	0,58	14	0,32
3+1m	5,78	6,84	1,06	50	1,11
4+1m	5,83	6,69	0,86	46	1,02

Tabela com as Medidas do dia 31/03/92 - Montante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
2+1m	4,96	6,15	1,19	48	1,07
3+1m	4,90	6,96	1,93	62	1,37
4+1m	4,85	6,41	1,46	62	1,37
5+1m	4,81	6,12	1,23	52	1,15

Tabela com as Medidas do dia 09/04/92 - Montante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
2+1m	6,05	6,51	0,46	08	0,19
3+1m	6,00	6,95	0,95	42	0,93
4+1m	5,93	6,65	0,72	38	0,85

Tabela com as Medidas do dia 14/04/92 - Montante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
2+1m	5,98	6,40	0,42	22	0,49
3+1m	5,88	6,91	1,03	48	1,07
4+1m	5,84	6,63	0,79	48	1,07
5	5,81	6,47	0,66	40	0,89

Tabela com as Medidas do dia 28/04/92 - Montante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
3	6,04	6,72	0,68	40	0,89
4	6,02	6,86	0,84	24	0,54
5	5,98	6,70	0,72	36	0,80

Tabela com as Medidas do dia 05/05/92 - Montante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
2+1m	5,71	6,51	0,80	18	0,40
3+1m	5,66	6,95	1,29	56	1,24
4+1m	5,61	6,62	1,01	44	0,98
5+1m	5,55	6,04	0,49	12	0,27

Tabela com as Medidas do dia 12/05/92 - Montante

Estaca	Linha d'água	Linha de fundo	Prof. (m)	n	Velocidade m/s
3	6,04	6,79	0,75	40	0,89
4	6,02	6,87	0,85	18	0,40
5	5,96	6,49	0,53	30	0,67