

Figura 2.8 - Ábaco para obtenção da descarga sólida não medida por metro de largura do rio a partir da velocidade média. Fonte: Paiva (2001).

2.3 Métodos de estimativa indireta da descarga de fundo

2.3.1 Método de Engelund e Hansen (1967)

A fórmula de Engelund e Hansen (1967) citado por Carvalho (1994) usa o conceito de potência da corrente e o princípio da similaridade. Os autores restringem o uso da equação para materiais de leito que possuam diâmetro médio maior do que 0,15mm.

Para aplicação deste método, é necessário o conhecimento de:

γ_s : peso específico do sedimento (ton/m³);

γ : peso específico da água (ton/m³);

U: velocidade média do escoamento (m/s);

D₅₀: diâmetro da partícula, para o qual 50% do material do leito, são mais finos;

g: aceleração da gravidade (m/s²);

R_h: raio hidráulico (m);

S: declividade da linha d'água (m/m);

B: largura da superfície do canal (m).

Calcula-se a tensão de atrito média da corrente em kgf/m² (τ_0) pela equação:

$$\tau_0 = \gamma \cdot R_h \cdot S \quad (2.32)$$

Calcula-se a descarga sólida total do material transportado em Kgf/m.s (gs) pela equação:

$$gs = 0,05 \cdot \gamma_s \cdot U^2 \left[\frac{D_{50}}{g(\gamma_s / \gamma - 1)} \right]^{\frac{1}{2}} \left[\frac{\tau_0}{(\gamma_s - \gamma) D_{50}} \right]^{\frac{3}{2}} \quad (2.33)$$

A descarga sólida total em ton/dia é dada por:

$$Qt = gs \cdot B \cdot 86400 / 1000 \quad (2.34)$$

2.3.2 Método de Yang (1973)

Yang (1973) analisou dados de laboratório e de campo e observou que a maioria dos dados analisados mostram que a potência unitária do escoamento é um fator dominante na determinação da concentração total de sedimentos. A potência

unitária do escoamento é definida como o valor da energia potencial dissipada, por unidade de peso da água, sendo expressa pelo produto da velocidade pela declividade (VS). Suas equações podem ser usadas em canais com materiais não coesivos e para qualquer tipo de forma de fundo. O mecanismo no qual frações de potência unitária do escoamento são usados para transportar sedimentos por deslizamento, rolamento, salto e suspensão são muito complexos e dependem das condições de fluxo instantâneo. Por isso é difícil associar potência unitária do escoamento com cada modo de transporte. O fato que em condições de equilíbrio a concentração total de sedimentos é sempre o máximo, e a quantidade efetiva de potência unitária do escoamento é usada transportando este máximo ou equilíbrio da concentração total de sedimentos, capaz de considerar o problema do transporte de sedimentos como um todo sem considerar a diferença entre sedimento de leito e sedimento em suspensão.

Os dados de entrada para a aplicação do Método de Yang (1973) são:

D: diâmetro médio do sedimento (m);

U: velocidade média do escoamento (m/s);

Q: vazão (m³/s);

B: largura da superfície do canal (m);

v: viscosidade cinemática da água (m²/s);

d: profundidade hidráulica (m);

Rh: raio hidráulico (m);

S: declividade da linha d'água (m/m).

O equacionamento do Método de Yang (1973) é descrito em Paiva (2001) conforme segue:

a) Calcula-se a velocidade de atrito relativa aos grãos pela equação:

$$U^* = (9,81 * Rh * S)^{0,5} \quad (2.35)$$

b) Calcula-se a velocidade de queda da partícula de sedimento em suspensão (m/s) pelas equações 2.36 e 2.37:

- Para partículas maiores ou iguais a 0,1 mm, usa-se a equação de Rubey (1933):

$$W = \frac{\left[\frac{2}{3} \cdot g \cdot \left(\frac{\gamma_s}{\gamma} - 1 \right) \cdot D_i^3 + 36 \cdot v^2 \right]^{(1/2)} - 6 \cdot v}{D_i} \quad (2.36)$$

- Para partículas menores do que 0,1 mm usa-se a equação de STOKES:

$$W = \frac{1}{18} \cdot \frac{(s-1) \cdot g \cdot Ds^2}{\nu} \quad (2.37)$$

c) Calcula-se a relação entre a velocidade crítica do escoamento no movimento incipiente e a velocidade de queda, pela equação:

$$\frac{U_c}{w} = \frac{2,5}{\log\left(\frac{U_* \cdot D}{\nu}\right) - 0,06} + 0,66 \text{ para } 1,2 \leq \frac{U_* \cdot D}{\nu} < 70 \quad (2.38)$$

e:

$$\frac{U_c}{W} = 2,05 \text{ para } 70 < \frac{U_* \cdot D}{\nu} \quad (2.39)$$

Yang(1973) calcula a concentração total de material de leito no escoamento, para grãos de diâmetro até 2mm, pela equação:

$$\begin{aligned} \log CT = & 5,435 - 0,286 \cdot \log\left(\frac{W \cdot D}{\nu}\right) - 0,457 \cdot \log\left(\frac{U_*}{W}\right) + \\ & + \left(1,799 - 0,409 \cdot \log\left(\frac{W \cdot D}{\nu}\right) - 0,314 \cdot \log\left(\frac{U_*}{W}\right)\right) \cdot \log\left(\frac{U \cdot S}{W} - \frac{U_c \cdot S}{W}\right) \end{aligned} \quad (2.40)$$

Para grãos de diâmetro maior que 2mm a concentração total de material de leito no escoamento é dada pela equação:

$$\begin{aligned} \log CT = & 6,681 - 0,633 \cdot \log\left(\frac{W \cdot D}{\nu}\right) - 4,816 \cdot \log\left(\frac{U_*}{W}\right) + \\ & + \left(2,784 - 0,305 \cdot \log\left(\frac{W \cdot D}{\nu}\right) - 0,282 \cdot \log\left(\frac{U_*}{W}\right)\right) \cdot \log\left(\frac{U \cdot S}{W} - \frac{U_c \cdot S}{W}\right) \end{aligned} \quad (2.41)$$

onde:

CT: concentração total em ppm por peso;

Uc: velocidade crítica do escoamento no movimento incipiente;

Depois de se obter a concentração em ppm, calcula-se a descarga sólida (ton/dia) pela equação:

$$Qt = 0,0864 \cdot Q \cdot CT \quad (2.42)$$

2.3.3 Método de Ackers e White (1973)

Ackers e White obtiveram uma função para cálculo da descarga sólida do material do leito em termos de três grupos adimensionais: um diâmetro adimensional da partícula, um parâmetro referente à mobilidade da partícula e uma taxa adimensional do transporte de sedimentos. Esta função foi obtida com base em quase mil experimentos em calhas com movimentos uniformes e aproximadamente uniformes e com profundidades de escoamento de até 0,4 m.

Para aplicar o método de Ackers e White, são usados os seguintes dados de entrada:

Q: vazão (m³/s);

D₃₅: diâmetro do grão, para o qual 35% do material do leito são mais finos (m);

γ : peso específico do sedimento (t/m³);

U: velocidade média do escoamento (m/s);

d: profundidade do escoamento (m);

S: declividade da linha d'água (m/m);

ν : viscosidade cinemática da água (m²/s);

g: aceleração da gravidade.

O equacionamento do Método de Ackers e White é descrito em Paiva (1988) conforme segue:

a) Calcula-se a velocidade de atrito conforme a equação:

$$U^* = (9,81 * Rh * S)^{0,5} \quad (2.43)$$

b) Calcula-se o diâmetro adimensional do grão pela equação:

$$D_{gr} = D_{35} \left[\frac{g(s-1)}{\nu^2} \right]^{\frac{1}{3}} \quad (2.44)$$

c) Calcula-se a grandeza adimensional de mobilidade pela equação:

$$F_{gr} = \frac{U_*^n}{\sqrt{g D_{35} (s-1)}} \left[\frac{U}{5,657 \cdot \log\left(\frac{\alpha \cdot d}{D_{35}}\right)} \right]^{1-n} \quad (2.45)$$

d) Calcula-se a descarga sólida adimensional:

$$G_{gr} = C_A \left(\frac{F_{gr}}{A} - 1 \right)^m \quad (2.46)$$

sendo:

α : coeficiente, que no regime turbulento, devido a rugosidade tem valor igual a 10;

n: expoente de transição que depende da granulometria do sedimento;

A: valor do número de Froude em movimento inicial;

m: expoente da função de transporte de sedimento;

CA: coeficiente da função de transporte de sedimento.

Determina-se os valores de n, A, m e CA pelas equações a seguir:

- Para $1 \leq D_{gr} \leq 60$:

$$n = 1 - 0,56 \cdot \log D_{gr} \quad (2.47)$$

$$A = \frac{0,23}{(D_{gr})^{0,5}} + 0,14 \quad (2.48)$$

- Para $D_{gr} > 60$:

$$n = 0$$

$$A = 0,17$$

- Para $1 \leq D_{gr} \leq 60$:

$$m = \frac{9,66}{D_{gr}} + 1,34 \quad (2.49)$$

$$\log CA = 2,86 \cdot \log D_{gr} - (\log D_{gr})^2 - 3,53 \quad (2.50)$$

- Para $D_{gr} > 60$:

$$m = 1,5$$

$$CA = 0,025$$

- Para $D_{gr} < 1$ o método não se aplica.

Calcula-se então, a concentração da descarga sólida expressa como fluxo de sedimentos por unidade de peso de fluxo fluido, pela equação:

$$C = \frac{G_{gr} \cdot s \cdot D_{35}}{d} \cdot \frac{1}{\left(\frac{U_*}{U} \right)^n} \quad (2.51)$$

A descarga sólida total pela equação:

$$Q_t = 0,0864 \cdot Q \cdot C \quad (2.52)$$

Para materiais finos, com $D_{gr} < 1$, os quais apresentam propriedades coesivas, as equações de transporte não se aplicam. Os autores afirmam que as equações não são sensíveis às formas de fundo, podendo ser aplicadas a fundos planos, com rugas e com dunas.

2.3.4 Método de Van Rijn (1984):

De acordo com Van Rijn (1984) o transporte de sedimentos através do escoamento da água pode se dar na forma de transporte da carga de fundo ou transporte da carga em suspensão, dependendo do tamanho e composição das partículas do leito e das condições do escoamento. Em condições naturais não há uma divisão fixa entre transporte em suspensão e transporte de fundo, então é necessário definir uma camada para representação matemática do transporte da carga de fundo.

Basicamente, se distinguem entre si, três modos de movimentos de partículas de sedimentos: (1) rolamento e deslizamento, (2) saltos, (3) movimento em suspensão. Os movimentos de rolamento e ou saltos se dão quando o valor da velocidade de atrito supera o valor crítico do início do movimento. Van Rijn segue as definições de Bagnold (1966), onde o movimento das partículas do leito é dominado pelas forças gravitacionais, enquanto os movimentos de turbulência são considerados de menor importância. Calcula a máxima altura teórica do salto da partícula e assume que todas as partículas no escoamento, com altura maior que a do máximo salto teórico são transportadas em suspensão. Segundo Van Rijn, de acordo com Bagnold, uma partícula é suspensa quando a velocidade de atrito (u^*) excede a velocidade de queda (W_b). Conseqüentemente, o modo de transporte através de saltos é dominante quando a velocidade de atrito é menor do que a velocidade de queda ($u^*/W_b < 1$).

Segundo Van Rijn (1984) a taxa de sedimentos pode ser descrita por dois parâmetros adimensionais: o diâmetro adimensional da partícula (D^*) e um parâmetro de transporte (T) que expressa a mobilidade da partícula em termos de estágio de movimento relativo ao estágio crítico do início do movimento, descritos por Ackers e White (1973).

Dentre as conclusões, Van Rijn (1984) salienta que suas equações apresentaram uma estimativa confiável do transporte de fundo de partículas na faixa de 200 – 2000 microns, as quais foram baseadas em um estudo de verificação utilizando dados de campo de 580 canais. A análise mostrou que 77% dos resultados dos valores estimados estão entre 0,5 a 2 vezes os valores medidos.

A concentração no nível de referência (C_a), abaixo do qual o transporte é considerado de fundo, pode ser usada para estimar a concentração de sedimentos em suspensão. Estudos sugerem que para o início da suspensão, o máximo valor da intensidade vertical da turbulência é da mesma ordem da velocidade de atrito no fundo.

A seguir é feito o equacionamento, apresentado em Paiva (2001), da aplicação do método de Van Rijn, visando uma melhor compreensão da sua aplicabilidade.

- Cálculo do número de Reynolds (Rey):

$$\text{Rey} = \frac{4.R_h.U}{\nu}; \text{Rey}_b = \frac{4.R_b.U}{\nu}; \text{Rey}_w = \frac{4.R_w.U}{\nu} \quad (2.53)$$

onde:

U: velocidade média do escoamento (m/s);

ν : viscosidade cinemática da água (m²/s);

Rey: parâmetro adimensional dado pela relação entre a força de inércia e a força viscosa;

R_h: raio hidráulico da seção (m);

Rey_b: número de Reynolds relativo ao fundo;

R_b: raio hidráulico relativo ao fundo (m);

Rey_w: número de Reynolds relativo às paredes;

R_w: raio hidráulico relativo às paredes (m).

Experimentos feitos por Van Rijn (1984) mostraram valores de K_s (altura da rugosidade equivalente de NIKURADSE) entre 1D₉₀ a 10D₉₀ com valor médio de 3D₉₀. K_s é dado pela equação:

$$K_s = 3.D_{90} \quad (2.54)$$

- Cálculo do fator de atrito (f) por iteração, dado pela fórmula de Colebrook (1939):

$$\frac{1}{f^{0,5}} = -0,86 \cdot \ln \left[\frac{\left(\frac{K}{4 \cdot Rh} \right)}{3,7} + \frac{2,51}{Rey \cdot f^{0,5}} \right] \quad (2.55)$$

- Determinação do fator de atrito relativo às paredes (f_w), definido como o fator de atrito em função de Rey/f , usado nos cálculos de correção das paredes laterais pelo procedimento de Vanoni e Brooks (1957):

$$\text{para } Rey/f < 5,4 \cdot 10^5 \rightarrow f_w = 0,476 \cdot (Rey/f)^{-0,215} \quad (2.56)$$

$$5,4 \cdot 10^5 < Rey/f < 8 \cdot 10^6 \rightarrow f_w = 0,315 \cdot (Rey/f)^{-0,185} \quad (2.57)$$

$$Rey/f > 8 \cdot 10^6 \rightarrow f_w = 0,197 \cdot (Rey/f)^{-0,155} \quad (2.58)$$

- Cálculo do fator de atrito relativo ao fundo (f_b):

$$f_b = f + \frac{2 \cdot d}{B} (f - f_w) \quad (2.59)$$

- Cálculo do raio hidráulico relativo ao fundo (R_b):

$$R_b = \frac{A_b}{P_b} = \frac{f_b \cdot U^2}{8 \cdot g \cdot s} \quad (2.60)$$

- Cálculo do diâmetro adimensional da partícula:

$$D_* = D_{50} \cdot \left(\frac{(s-1) \cdot g}{v^2} \right)^{1/3} \quad (2.61)$$

- Coeficiente de Chézy relativo aos grãos (aspereza dos grãos):

$$C = 18 \cdot \log \left(\frac{12 \cdot R_b}{3 \cdot D_{90}} \right) \quad (2.62)$$

- Cálculo da velocidade de atrito relativa aos grãos:

$$u_*' = \left[\frac{g^{0,5}}{C'} \right] \cdot U \quad (2.63)$$

- Cálculo do parâmetro de mobilidade crítica (Θ_{cr}): início do movimento e suspensão das partículas:

$$\text{para } D^* \leq 4 \rightarrow \Theta_{cr} = 0,24 \cdot D^{*-1} \quad (2.64)$$

$$4 < D^* \leq 10 \rightarrow \Theta_{cr} = 0,14 \cdot D^{*-0,54} \quad (2.65)$$

$$10 < D^* \leq 20 \rightarrow \Theta_{cr} = 0,04 \cdot D^{*-0,10} \quad (2.66)$$

$$20 < D^* \leq 150 \rightarrow \Theta_{cr} = 0,013 \cdot D^{*0,29} \quad (2.67)$$

$$D^* > 150 \rightarrow \Theta_{cr} = 0,055 \quad (2.68)$$

- Cálculo da velocidade de atrito crítica (u_{cr}): valor crítico para o início da suspensão das partículas:

$$\theta_{cr} = \frac{(u_{cr})^2}{(s-1)gD_{50}} \quad (2.69)$$

- Cálculo do parâmetro de transporte que expressa a mobilidade da partícula em termos de estágio de movimento relativo ao estágio crítico do início do movimento:

$$T = \frac{(u_*')^2 - (u_{*cr}')^2}{(u_{*cr}')^2} \quad (2.70)$$

- Cálculo da descarga de fundo, em $m^3/s.m$, para partículas na faixa de 200 a 2000 μm :

$$\frac{qb}{[(s-1).g]^{0,5} \cdot D_{50}^{1,5}} = 0,053 \cdot \frac{T^{2,1}}{D_*^{0,3}} \quad (2.71)$$

- Determinação do nível de referência (a), abaixo do qual, o transporte é considerado de fundo:

$$\text{se } K_s \geq 0,01.d, \text{ então } a = K_s, \text{ senão } a = 0,01.d \quad (2.72)$$

- A concentração de referência (Ca), é calculada pela equação:

$$Ca = 0,015 \cdot \frac{D_{50}}{a} \cdot \frac{T^{1,5}}{D_*^{0,3}} \quad (2.73)$$

- Desvio padrão geométrico do material de fundo, dado pela equação:

$$\sigma_s = 0,5 \cdot \left[\frac{D_{84}}{D_{50}} + \frac{D_{16}}{D_{50}} \right] \quad (2.74)$$

- Cálculo do diâmetro das partículas em suspensão (D_s): partícula representativa do diâmetro em suspensão a qual pode ser $\leq D_{50}$ do diâmetro do material do leito:

$$\frac{D_s}{D_{50}} = 1 + 0,011 \cdot (\sigma_s - 1) \cdot (T - 25) \quad (2.75)$$

- Calcula-se a velocidade de queda do sedimento em suspensão pelas equações:

a) Para partículas com diâmetro menor que 100 μm , usa-se a equação de STOKES:

$$W = \frac{1}{18} \cdot \frac{(s-1) \cdot g \cdot D_s^2}{\nu} \quad (2.76)$$

b) Para partículas na faixa de 100 a 1000 μm , usa-se a equação de ZANKE (1977):

$$W = 10 \cdot \frac{\nu}{D_s} \left[\left(1 + \frac{0,01 \cdot (s-1) \cdot g \cdot D_s^3}{\nu^2} \right)^{0,5} - 1 \right] \quad (2.77)$$

c) Para partículas maiores que 1000 μm , usa-se a equação proposta por Van Rijn (1982):

$$W = 1,1 \cdot [(s-1) \cdot g \cdot D_s]^{0,5} \quad (2.78)$$

- Velocidade de atrito no fundo:

$$u^* = [g \cdot d \cdot S]^{0,5} \quad (2.79)$$

O fator β é definido como um coeficiente relacionado à difusão das partículas de sedimento. β maior do que a unidade indica um domínio da influência das forças centrífugas. β é menor do que a unidade porque as partículas de sedimento não podem responder completamente às flutuações turbulentas da velocidade. O fator β é definido pela equação:

$$\beta = 1 + 2 \cdot \left(\frac{W}{u_*} \right)^2, \text{ para } 0,1 < \frac{W}{u_*} < 1 \quad (2.80)$$

O fator φ é definido como um fator de influência das partículas na estrutura do fluido turbulento. Fator de correção representando efeitos adicionais para cada condição hidráulica, Ca , W , u^* . O fator φ é definido pela equação:

$$\varphi = 2,5 \cdot \left(\frac{W}{u_*} \right)^{0,8} \cdot \left(\frac{Ca}{Co} \right)^{0,4} \text{ para } 0,01 \leq \frac{W}{u_*} \leq 1 \quad (2.81)$$

- Cálculo do parâmetro de suspensão (Z): expressa a influência das forças ascendentes do fluido turbulento e as forças gravitacionais descendentes.

$$Z = \frac{W}{\beta \cdot K \cdot u_*} \quad (2.82)$$

- O parâmetro, Z' é então calculado pela equação: (valor de suspensão modificado).

$$Z' = Z + \varphi \quad (2.83)$$

- a/d

$$\text{se } a/d \leq 0,01, \text{ então } a/d = 0,01, \text{ senão } a/d \quad (2.84)$$

- Fator de correção da carga de sedimento em suspensão (F):

$$F = \frac{\left[\frac{a}{d}\right]^Z - \left[\frac{a}{d}\right]^{1,2}}{\left[1 - \frac{a}{d}\right]^Z \cdot [1,2 - Z]} \quad (2.85)$$

- Descarga de sedimentos em suspensão:

$$q_s = F \cdot U \cdot d \cdot c_a \quad (2.86)$$

- A descarga total de sedimentos é calculada por:

$$q_T = q_b + q_s \quad (2.87)$$

- Q_t (ton/dia)

$$Q_t = 2,65 \cdot B \cdot q_t \cdot 86400 \quad (2.88)$$

Classificação das formas de fundo:

Van Rijn (1984), classifica as formas de fundo em função do parâmetro de transporte T e do diâmetro característico D_{50} do material de fundo, como segue:

a) Ripples: para $D_{50} < 0,45$ mm e $T < 3,0$;

b) Dunas: para $D_{50} < 0,45$ mm e $3,0 < T < 15,0$ e, para $D_{50} > 0,45$ mm e $0,4 < T < 15,0$

c) Transição para: $15,0 < T < 25$

d) Fundo plano para: $T > 25$

e) Sem movimento para: $D_{50} > 0,45$ mm e $T < 0,40$

2.3.5 Método de Karim (1998)

Karim (1998) desenvolveu uma equação para obtenção da descarga total de sedimentos por unidade de largura, tendo como princípio que a velocidade média do escoamento (m/s), a velocidade de atrito no fundo (m/s) e a velocidade de queda

das partículas (m/s) são as variáveis mais importantes.

D50 é usado na equação para representar a granulometria do material de leito, quando esta, apresenta uma graduação uniforme.

Nos experimentos de Karim, D50 variou entre 0,137 e 28,65 mm, e a concentração média de sedimentos variou entre 20 e 49,3 ppm.

Para a aplicação do método é preciso conhecer os seguintes dados:

B: largura da superfície do canal (m);

D50: diâmetro da partícula, para o qual 50% do material do leito, são mais finos (m);

d: profundidade hidráulica (m);

S: declividade da linha d'água (m/m);

ν : viscosidade cinemática da água (m²/s);

A descarga total de sedimentos por unidade de largura (q_s) é dada por:

$$\frac{q_s}{\sqrt{g \cdot \Delta \cdot D_{50}^3}} = 0,00139 \left(\frac{V}{\sqrt{g \cdot \Delta \cdot D_{50}}} \right)^{2,97} \left(\frac{u^*}{W} \right)^{1,47} \quad (2.89)$$

onde:

Δ é igual a 1,65;

W: velocidade de queda das partículas (m/s):

$$W = \left(\sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{g \cdot \Delta \cdot D_{50}^3}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{g \cdot \Delta \cdot D_{50}^3}} \right) \sqrt{g \cdot \Delta \cdot D_{50}} \quad (2.90)$$

2.3.6 Método de Cheng (2002)

O estudo de Cheng (2002) visa a possibilidade de estender algumas fórmulas de transporte de sedimentos de leito, as quais se adaptam bem para condições de atrito moderadas e altas, para situações onde ocorrem transportes mais fracos. Cheng (2002) calcula taxas de transporte de leito considerando condições de baixas a altas tensões de atrito. O autor do método faz uma comparação com outros métodos, os quais não levam em consideração esta condição. Para moderadas tensões de atrito, a fórmula é muito próxima àquela proposta por Einstein (1950) e Meyer-Peter e Muller (1984), respectivamente. Em condições onde ocorrem transportes mais fracos, a fórmula se adapta melhor às relações propostas por Einstein (1942) e Paintal (1971), respectivamente.

Calcula-se a descarga total de sedimentos por unidade de largura (qb) pela equação:

$$\Phi = \frac{qb}{D_{50} \sqrt{\Delta \cdot g \cdot D_{50}}} \quad (2.91)$$

onde:

- O parâmetro adimensional da tensão de atrito é dado pela equação:

$$\Theta = \frac{u_*^2}{\Delta \cdot g \cdot D_{50}} \quad (2.92)$$

e o parâmetro adimensional de transporte de Einstein é dado pela equação:

$$\Phi = 13\Theta^{1.5} \exp\left(-\frac{0,05}{\Theta^{1.5}}\right) \quad (2.93)$$

Para aplicação do método é necessário o conhecimento dos seguintes dados:

d: profundidade hidráulica (m);

S: declividade da linha d'água (m/m);

D50: diâmetro da partícula, para o qual 50% do material do leito, são mais finos (m);

B: largura da superfície do canal (m).

No Anexo B está apresentado um exemplo de cálculo para cada método.

2.4 Trabalhos Realizados

Paiva (1988) realizou vinte e três experimentos no Rio Mogi-Guaçú em São Carlos, estado de São Paulo. Nas campanhas, foram realizadas coletas de amostras para determinação da concentração de sedimentos em suspensão, granulometria do material de fundo e em suspensão, descarga de fundo, declividade da linha d'água e descarga líquida. Os dados medidos no Rio Mogi-Guaçú juntamente com 328 séries de dados obtidos pelo ACOP (Alluvial Channels Observation Project), do Canal do Pasquistão, foram utilizados para aplicação dos seguintes métodos de cálculo do transporte de sedimentos: Meyer-Peter e Muller (1948), Einstein (1950), Einstein e Brown (1950), Einstein Modificado por Colby e Hembree (1955), Colby (1957), Laursen (1958), Colby (1964), Bishop (1965), Engelund e Hansen (1967), Toffaleti (1969), Shen e Hung (1971), Einstein e Abdel Aal (1972), Yang (1973), Ackers e White (1973), Ranga Raju (1983) e Van Rijn (1984).

Os resultados das aplicações levaram às seguintes conclusões, para o caso do estudo:

- os métodos de Einstein Modificado por Colby e Hembree (1955) e o método de Toffaleti (1969), apresentaram os melhores resultados da relação entre os valores da descarga de fundo calculados e os medidos;
- o método de Einstein (1950) mostrou inviável sua aplicação em rios e grandes canais;
- o método de Toffaleti Simplificado (1969), que incorpora dados medidos de sedimentos em suspensão, mostrou os melhores resultados;
- os métodos de Van Rijn (1984) e Toffaleti (1969) apresentaram os melhores resultados para estimativa indireta da descarga em suspensão;
- para estimativa indireta da descarga total de material de fundo, os métodos de Ackers e White (1973) e Yang (1973) apresentaram os melhores resultados.

Ponce (1990) realizou trinta e seis coletas de campo, no período entre Dezembro de 1988 e Novembro de 1989, nas quais foram feitas medições de transporte de sedimentos por arraste de fundo, caracterizando os parâmetros hidráulicos do Rio Mogi-Guaçú, em Santa Eudóxia, na cidade de São Carlos, estado de São Paulo.

Além das trinta e seis coletas de campo, Ponce (1990) utilizou também vinte e um experimentos de campo de transporte de sedimentos por arraste de fundo realizados por Paiva (1988), no mesmo local e cento e onze dados de coletas realizadas pelo Departamento Nacional de Águas e Energia Elétrica (DNEE, 1970) no Posto Bairro Rio Comprido, no Rio Paraíba do Sul. Com estes dados, Ponce (1990) testou os dez modelos seguintes para o cálculo de sedimentos por arraste de fundo: Meyer-Peter e Muller (1948), Einstein (1950), Einstein-Brown (1950), Einstein Modificado por Colby e Hembree (1955), Yalin (1963), Bagnold (1966), Toffaleti (1969), Einstein e Abdel Aal (1972) e Van Rijn (1984).

Os resultados da pesquisa, apresentados por Ponce (1990) mostraram que tanto para o Rio Mogi-Guaçú quanto para o Rio Paraíba do Sul nenhum dos métodos de estimativa indireta do transporte de sedimentos por arraste de fundo apresentou bons resultados quando comparados com os resultados medidos. Em condições de campo, a realização de medições de sedimentos em suspensão é mais fácil quando comparada à realização de medições de sedimentos por arraste de fundo, por isso os modelos usados para estimar os sedimentos em suspensão

apresentam melhores resultados que os modelos usados para estimar os sedimentos por arraste de fundo.

Paiva (1995) realizou vinte e quatro campanhas no Rio Atibaia em São Paulo, e aplicou os seguintes métodos de cálculo para a determinação da carga sólida total transportada em canais naturais:

Laursen (1958), Garde e Dattatri (1963), Bagnold (1963), Bishop-Simons e Richardson (1965), Shen e Hungs (1972), Maddock (1976), Karim-Kennedy (1985), Ackers-White (1973), Engelund-Hansen (1967) e Yang (1973, 1976, 1979). Para avaliar os resultados deste trabalho, foi utilizado o cálculo da diferença percentual relativa dada pela equação:

$$DIF(\%) = \sum \sqrt{\frac{(Q_{med} - Q_{cal})^2}{Q_{med}}} \quad (2.94)$$

onde:

DIF(%): diferença percentual relativa;

Q_{med}: carga total de sedimentos medida;

Q_{cal}: carga total de sedimentos calculada;

n: número de amostragens.

Como conclusões, o autor apresentou os resultados dos métodos em ordem crescente das diferenças percentuais relativas para as cargas de sedimentos calculadas com o diâmetro médio (D50): Engelund e Hansen (52,99%), Bagnold (53,71%), Karim e Kennedy (57,46%), Yang (63,18%), Ackers e White (86,32%), Shen e Hungs (92,74%), Garde e Dattatri (94,14%), Maddock (99,77%), Laursen (133,43%), Bis. Sim. Richardson (475,03%). Destacando então, que os métodos de Engelund e Hansen e Bagnold, apresentaram os melhores resultados neste caso.

De acordo com Molinas et al. (2001) dados reais e completos obtidos de medições no campo são muito limitados. Devido às dificuldades de realizar tais medições os dados de transporte de sedimentos disponíveis na literatura são limitados, na sua maioria, aos dados de medições realizadas em calhas de laboratório. Molinas et al. (2001) desenvolveu um trabalho de aplicação de equações para o cálculo do transporte de sedimentos em grandes rios, usando o conceito de potência da corrente em medições de campo.

$$C = \frac{1430(0.86 + \sqrt{\Psi})\Psi^{1.5}}{0.016 + \Psi} \quad (2.95)$$

onde:

Ψ = potência da corrente

W = velocidade de queda da partícula.

$$\Psi = \frac{V^3}{(S_g - 1)g.d.W_{50} \left[\log \left(\frac{d}{D_{50}} \right) \right]^2} \quad (2.96)$$

Em seu trabalho, Molinas et al. (2001) usou dados coletados de grandes e médios rios. Para os grandes rios considerou aqueles no qual a média anual da profundidade do fluxo é maior do que quatro metros, e para os rios de médio porte considerou aqueles em que a média anual da profundidade do fluxo varia entre dois e quatro metros. Os dados dos grandes rios foram usados no desenvolvimento de sua equação proposta e os dados dos rios de médio porte foram utilizados a título de comparação. Os dados dos grandes rios utilizados foram obtidos de: Amazon and Orinoco River Systems (Posada, 1995), Mississippi River System (Posada, 1995), Atchafalaya River at Simmesport, Louisiana (Toffaleti, 1968), Mississippi River at Tarbert Landing, Mississippi (Toffaleti, 1968), Mississippi River at St. Louis, Mississippi (Toffaleti, 1968) e Red River at Alexandria, Louisiana (Toffaleti, 1968). Os dados dos rios de médio porte foram obtidos de: ACOP Canal Data of Mahmood et al. (1979), Chop Canal Data of Chaudhry et al. (1970), Canal Data of Chitale et al. (1966), Colorado River (US Bureau of Reclamation, 1958), River Data of Leopold (1969), South American River and Canal Data of NEDCO (1973), Portugal River Data of Peterson and Howells (1973) e Rio Grande River Data of Nordin and Beverage (1965).

O total de número de dados utilizados foi de 414 para grandes rios e 535 para rios de médio porte. Neste estudo as equações de Engelund e Hansen (1967), Ackers e White (1973) e Yang (1973) foram comparadas com a equação proposta para grandes rios. O método de Toffaleti (1968) também foi incluído na comparação devido a sua aplicação, sugerido por outros autores, para grandes rios.

Molinas et al. (2001) usou uma relação de discrepância para cada equação, definida como a relação entre os valores calculados e os valores medidos da carga total de sedimentos transportados. Para indicar a precisão de cada equação,

considerou que a média dos valores da relação de discrepância para cada método é tanto melhor quanto mais próxima de um.

Para os dados de grandes rios, a equação proposta e o método de Toffaleti (1968) apresentaram uma média da relação de discrepância de 1.14 e 1.20, respectivamente. As fórmulas de Engelund e Hansen e Ackers e White apresentaram uma média da relação de discrepância de 2.21 e 1.65, respectivamente. A média da relação de discrepância para o método de Yang foi de 0.63. Para os rios de médio porte a média da relação de discrepância da equação proposta foi de 1.19, Engelund e Hansen 1.21, Ackers e Withe 4.50, Yang 0.89 e Toffaleti 0.60.

Molinas et al. (2001) concluiu que:

- as fórmulas de Engelund e Hansen, Ackers e White e Yang, desenvolvidas em calhas de laboratório, não se aplicam para grandes rios, enquanto o método de Toffaleti, desenvolvido para grandes rios, apresentou boas estimativas para a taxa de transporte de sedimentos;
- para rios de médio porte a equação de Engelund e Hansen apresentou boas estimativas para a taxa de transporte de sedimentos. A equação de Ackers e White superestimou a taxa de transporte de sedimentos, enquanto as equações de Yang e Toffaleti subestimaram a taxa de transporte de sedimentos.

Aguirre et al. (2004) usou quinze equações, entre as mais usadas na literatura, para estimar o transporte de sedimentos em rios e canais. Os canais de laboratório, segundo Aguirre (2004) obedecem a determinações prévias, tais como características hidráulicas e geométricas, enquanto os rios, sem determinações prévias, obedecem aos parâmetros da hidrologia, da geomorfologia e da hidráulica fluvial. A vazão em um canal de laboratório é geralmente constante, enquanto nos rios varia em função de parâmetros hidrológicos da bacia. O aumento da vazão nos rios pode alterar tanto o curso do rio, quanto sua seção transversal característica. O transporte de sedimentos é função de três grupos de propriedades: a. material de leito (granulometria, densidade e forma do fundo), b. fluxo (vazão, profundidade, forma do canal, velocidade), c. taxa de transporte de sedimentos (granulometria, carga em suspensão e carga de fundo).

As quinze equações empregadas por Aguirre (2004) foram: Meyer-Peter e Muller (1984); Einstein e Brown (1950); Sato, Kikkawa e Ashida (1958); Frijlink apresentado por Maza e García (1996); Yalin (1963); Engelund e Hansen (1967);

Ackers e White (1973); Smart e Jaeggi (1983); Mizuyama e Shimohigashi (1985); Bathurst et al. (1987); Pacheco-Ceballos (1989); Parker (1990); Karim (1998); Aguirre-Pe et al. (2000a, 2000b e 2003); Cheng (2002).

Os dados para aplicação das equações foram obtidos de Brownlie (1981) e da base de dados Hydrau-Tech. Inc. (1998), os quais compreendem dez canais de laboratório e dez rios. Aguirre (2004) fez uso de um índice de dispersão (ID), que é um parâmetro proposto para quantificar a estimativa de sedimentos de um rio ou canal, proporcional a dispersão experimental. O ID é dado como:

$$ID = \frac{MNE}{100} MPF \quad (2.97)$$

$$MNE = \frac{100}{n} \sum_{i=1}^n \left| \frac{x_{mi} - x_{ci}}{x_{mi}} \right| \quad (2.98)$$

$$MPF = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \text{maior de} \left(\frac{x_{mi}}{x_{ci}}, \frac{x_{ci}}{x_{mi}} \right) \quad (2.99)$$

onde:

MNE: erro médio normalizado;

MPF: fator médio de estimativa;

x_{mi} : valores medidos das variáveis hidráulicas;

x_{ci} : valores calculados das variáveis hidráulicas.

Aguirre et al. (2004) propõe que se empregue uma equação para estimar o transporte de sedimentos somente se seu ID for menor ou igual a dez. Verifica então, que os canais apresentam um menor índice de dispersão do que os rios, o que se explica pelo fato de os rios possuírem maiores irregularidades na seção transversal. Depois de obter o ID para cada uma das quinze equações para estimar o transporte de sedimentos Aguirre (2004) conclui que os melhores índices de dispersão, isto é, os que mais se aproximaram de zero, foram obtidos pelos métodos de: Aguirre-Pe et al. (2000a, 2000b e 2003), Engelund e Hansen (1967) e Pacheco-Ceballos (1989) para os canais de laboratório; Engelund e Hansen (1967), Aguirre-Pe et al. (2000a, 2000b e 2003) e Karim (1998) para os rios.

Rivas et al. (2004) a partir de dados, de descargas líquida e sólida, do rio Orinoco avaliou algumas equações para estimar o transporte de sedimentos com o objetivo de determinar as que melhor se ajustam para este rio. Vinte e sete

medições em diferentes seções do rio Orinoco foram realizadas entre 1982 e 1985. No rio Orinoco são encontrados sedimentos de leito formados por areias finas e médias com um diâmetro médio de 0.4 mm, e com concentrações variando entre 46 ppm e 299 ppm.

O autor utilizou o Método Modificado de Einstein como padrão, conforme proposto por Colby e Hembree (1955) para calcular a carga total de sedimentos. Os métodos de Van Rijn (1984), Engelund e Hansen (1967), Ackers e White (1973), Bagnold (1966) e Yang (1973) foram aplicados para estimar a produção total de sedimentos e seus resultados foram comparados com os resultados do método considerado padrão.

Os resultados da carga de sedimentos estimada pelas equações quando comparados com os resultados da carga de sedimentos em suspensão calculada e totalizada pelo Método Modificado de Einstein mostram que quando utilizados na estimativa da produção de sedimentos superestimam os valores das medições. A fórmula estimativa que apresenta maior porcentagem dentro de uma taxa de confiança é a de Engelund e Hansen com 33%, a qual é muito baixa para se recomendar a aplicação no rio Orinoco, terceiro maior rio em vazão do mundo. As fórmulas utilizadas na estimativa da produção de sedimentos não forneceram bons resultados pois foram desenvolvidas com dados de laboratório e de pequenos rios. Rivas et al. (2004) recomenda a coleta de uma maior quantidade de dados para se fazer uma melhor verificação já que a base de dados para este estudo é bastante limitada.

3. METODOLOGIA

A descrição da metodologia aplicada é dividida em: localização e descrição do trecho do rio, medidas hidráulicas, medidas sedimentométricas, análises de laboratório e aplicação dos métodos de cálculo para estimativa do transporte de sedimentos. Para a avaliação dos métodos de cálculo usados para estimar a descarga de sedimentos em rios foram realizadas medições in loco na seção do trecho considerado. Os Métodos de cálculo aplicados foram: Método de Einstein Modificado por Colby e Hembree (1955), Colby (1957), Engelund e Hansen (1967), Yang (1973), Ackers e White (1973), Van Rijn (1984), Karim (1998) e Cheng (2002).

Foram realizadas 13 campanhas de medições nos períodos de Novembro de 2003 a Novembro de 2004. As análises sedimentométricas foram desenvolvidas no Laboratório de Sedimentos (LASED) da UFSM e as análises granulométricas no Laboratório de Materiais de Construção Civil (LMCC) da UFSM.

3.1. Localização e descrição da bacia

O trabalho foi desenvolvido no Arroio Cancela, afluente do Arroio Cadena, na cidade de Santa Maria-RS, que drena uma área de 4,92 km² com perímetro de 9,52km e possui declividade com diferenças de cotas entre nascente e exutório de 161m e declividade média da bacia de 9,91%. O curso d'água principal possui 3,44 km de extensão e declividade média de 0,020m/m. O uso do solo predominante é a ocupação urbana com alto grau de urbanização.

A estação do Arroio Cancela situa-se na BR-392, entre a Avenida Nossa Senhora Medianeira e a BR-158, nas coordenadas 29°42'27,03" S e 53°48'46,35" W.

A Figura 3.1 localiza a Bacia do Cancela na cidade de Santa Maria, Estado do Rio Grande do Sul, Brasil.

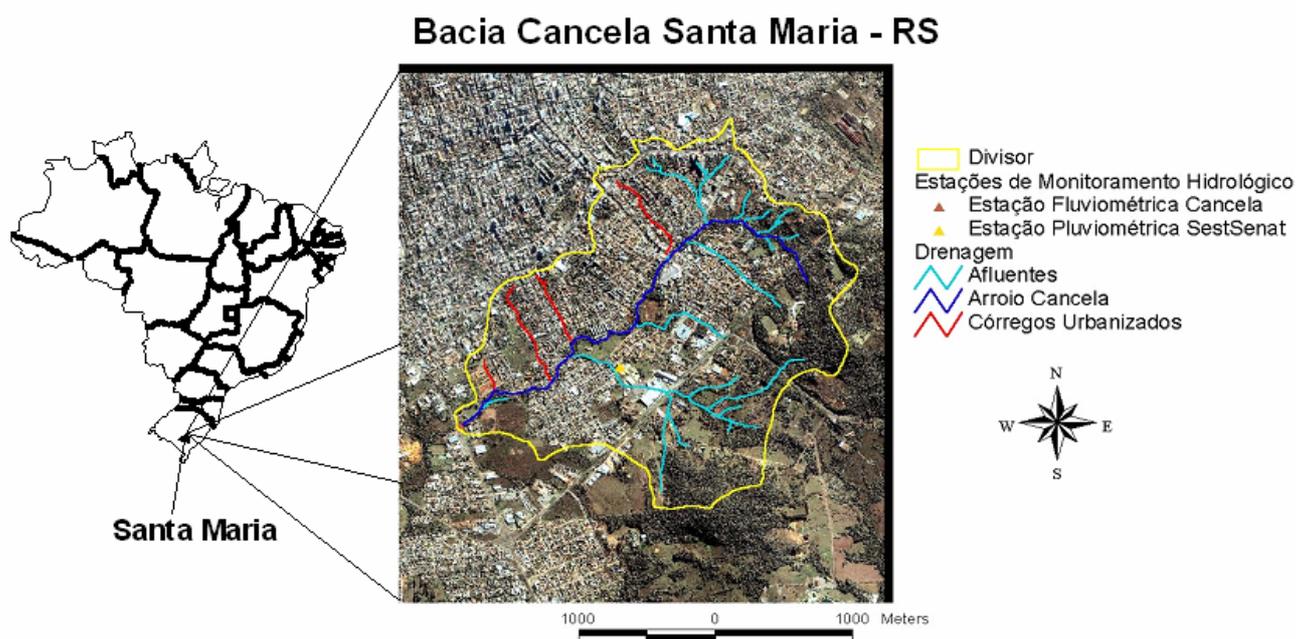


Figura 3.1 - Localização da Bacia do Cancela.

3.2. Monitoramento Hidrológico e Sedimentológico

O monitoramento foi feito em um trecho do rio utilizando-se métodos tradicionais de medição de vazões líquidas e sólidas. Foi instalada uma estação fluviométrica no arroio Cancela composta de ponte hidrométrica, referência de nível e limnógrafo eletrônico para o registro de níveis d'água. A Figura 3.2 mostra a seção transversal da estação de medições no Arroio Cancela.



Figura 3.2 - Estação fluviométrica do Arroio Cancela.

A Figura 3.3 ilustra o evento que ocorreu no dia 15/12/2003 e mostra o transbordamento da calha.



Figura 3.3 - Estação fluviométrica do Arroio Cancela mostrando o transbordamento da calha.

3.2.1 Dados Fluviométricos

Na estação está instalado um limnígrafo eletrônico de pressão com datalogger mostrado na Figura 3.4, que é um dispositivo que permite o registro discreto do nível de água em intervalos de tempo pré-determinados. No caso em estudo, o limnígrafo foi configurado para fazer registros em intervalos de 5 minutos, sempre que o nível d'água sofrer variação de 5 milímetros. As coordenadas geográficas do limnígrafo na seção são 29°42'27,03"S e 53°48'46,35" W.



Figura 3.4 - Limnígrafo eletrônico de pressão com datalogger.

3.2.2. Medidas de descarga líquida

A medição de vazão consiste em determinar a área da seção de medição e a velocidade em vários pontos distribuídos em verticais desta mesma seção para posterior obtenção da velocidade média em cada vertical. A área da seção é determinada por medição da largura da seção e da profundidade em vários pontos da mesma, verticais onde também são realizadas medições de velocidade com molinete em um ou mais pontos. O número de verticais é determinado em função da largura da seção, e o número de medições de velocidade em cada vertical é função da profundidade da mesma (método detalhado, DNAEE, 1977). Para lâminas de água com até um metro de altura a velocidade foi medida a 60% da profundidade a partir da superfície, e para lâminas de água com mais de um metro de altura a velocidade média na vertical foi obtida pela média das velocidades a 20% e 80% da profundidade a partir da superfície. A distância entre verticais foi de 50 centímetros.

Com as velocidades médias calculadas para cada vertical, a profundidade de cada vertical e a distância entre verticais é possível calcular a vazão da seção utilizando métodos numéricos aproximados. Entre os métodos utilizados destacam-se o método da seção média (ou método de Simpson simplificado) e o método da meia seção.

As medições de velocidade para a obtenção da vazão foram feitas utilizando Molinete Fluviométrico Universal, nas cheias, mostrado na Figura 3.5 e sensor de velocidades mostrado na Figura 3.6, nas águas baixas. Através da batimetria na seção do trecho do rio, pode-se determinar a área de escoamento e o perímetro molhado para cada evento de chuva.



Figura 3.5 - Molinete Fluviométrico Universal.



Figura 3.6 - Sensor de velocidades.

3.2.3. Medidas de sedimento em suspensão

As medidas de sedimentos em suspensão objetivaram a determinação da concentração de sedimentos em suspensão na seção, a descarga sólida em suspensão e a distribuição granulométrica dos sedimentos em suspensão.

As amostragens de concentração de sedimentos em suspensão foram feitas com amostrador de sedimentos em suspensão USDH-48 (AMS-1) com o objetivo de coletar amostras integradas na profundidade durante as medições de descargas líquidas e sólidas.

3.2.3.1 Amostrador USDH-48 (AMS-1)

Com o amostrador do tipo USDH-48 (AMS-1) foram feitas coletas de sedimentos em suspensão em dez verticais na seção do rio. Segundo Carvalho (2000) esse procedimento é necessário para obtenção de valores médios da concentração de sedimentos em suspensão em toda a seção, uma vez que a distribuição de sedimentos é variável em toda largura do rio e em profundidade. A Figura 3.7 ilustrada por Carvalho (2000) apresenta os perfis de distribuição da velocidade da corrente, concentração de sedimentos e da descarga sólida em uma seção transversal perpendicular ao escoamento.

As distâncias entre as verticais foram de cinquenta centímetros, aproximadamente.

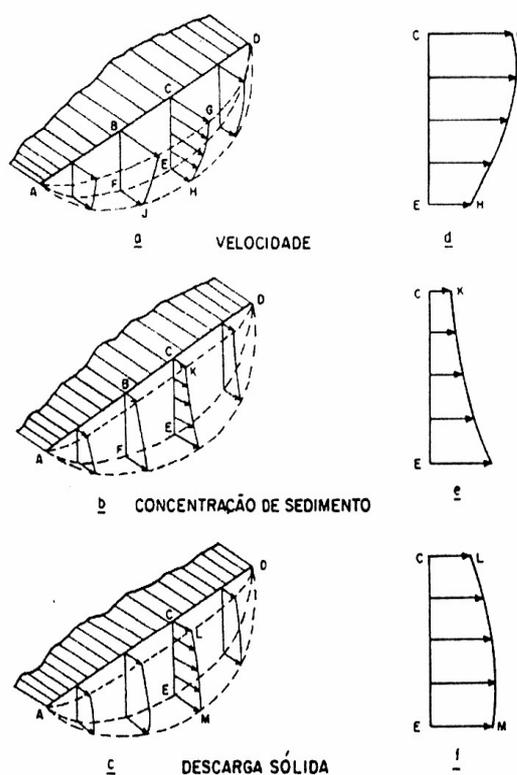


Figura 3.7 - Distribuição da velocidade da corrente, concentração de sedimentos e da descarga. Fonte: Carvalho (2000).

Tal amostrador é construído de alumínio com corpo de forma hidrodinâmica, é constituído por uma haste para realizar a coleta, possui um bocal para a coleta do material e no seu interior é colocada uma garrafa com capacidade de 500 mL. A amostragem é feita com o enchimento de aproximadamente dois terços da garrafa, o qual ocorre durante a movimentação vertical do amostrador em velocidade de trânsito constante entre a superfície e um ponto poucos centímetros acima do leito. Segundo Carvalho (2000), esse procedimento é conhecido como IVT, Igual Velocidade de Trânsito (do inglês, ETR, *equal transit rate*). Normalmente, o amostrador não deve tocar o leito para não correr o risco de coletar sedimento de arrasto, e também para que a velocidade de entrada da amostra seja igual ou quase igual à velocidade instantânea da corrente, é necessário que o bico fique na horizontal, isto é o amostrador deve se movimentar sem haver inclinação. Os bicos utilizados foram de 1/8", 3/16" e 1/4", a escolha para o adequado uso no devido tempo de trânsito é feita de acordo com a velocidade média no trecho. O amostrador do tipo USDH-48 (AMS-1) utilizado para coleta de sedimentos em suspensão é

mostrado na Figura 3.8.

Para se obter uma comparação desses resultados, foram feitas coletas também em dois conjuntos de três amostras cada um, em um dos conjuntos se retirou amostras a $1/6$, $1/2$ e $5/6$ da largura da seção, no outro conjunto foram retiradas amostras a $1/4$, $1/2$ e $3/4$ da largura da seção. Essas amostras podem ser usadas quando da ocorrência das cheias, onde a subida da onda da cheia se dá muito rápido, dificultando a coleta nas dez seções.



Figura 3.8 - Amostrador USDH-48 (AMS-1).

3.2.4. Medidas de sedimento de arraste de fundo

Para as medições de descarga de fundo foi utilizado amostrador modelo Helley Smith, este amostrador possui um bocal quadrado divergente, um saco de amostragem e uma armação para dar peso e equilíbrio ao amostrador. Neste estudo o amostrador era suspenso por um cabo preso na ponte hidrométrica da seção. As medidas diretas da descarga de fundo foram feitas nas verticais localizadas a $1/4$, $1/2$ e $3/4$ da largura da seção. Em cada um destes pontos da seção, o amostrador ficou apoiado no leito e permaneceu em repouso durante aproximadamente quinze minutos. A Figura 3.9 mostra o amostrador Helley Smith em operação.

3.2.5. Amostragem de material de leito

A coleta de amostras para a caracterização do material de leito foi feita com um amostrador tipo pistão manual de penetração vertical, construído em PVC, para uso em cursos d'água rasos. A Figura 3.10 mostra o amostrador US-BMH-53

modificado em operação.



Figura 3.9 - Amostrador Helley Smith.



Figura 3.10 - Amostrador US-BMH-53 modificado em operação.

3.3. Análises de laboratório

As análises de laboratório compreenderam a determinação da concentração de sedimentos em suspensão, determinação de granulometrias do material em suspensão e de leito, quantificação e granulometrias do material por arraste de fundo.

A determinação da concentração de sedimentos em suspensão, bem como a sua granulometria foi realizada pelo método do tubo de retirada pelo fundo e pelo método de pipetagem.

Para a determinação da granulometria dos materiais coletados por arraste de fundo com o Amostrador Helley Smith já descrito, foram realizados ensaios de peneiramento e sedimentação.

O cuidado com a conservação das amostras coletadas em campo é de fundamental importância para a realização dos ensaios. As garrafas com a mistura água-sedimento devem ser pesadas logo que chegam ao laboratório evitando assim, redução do seu peso por evaporação.

As amostras devem ser conservadas ao abrigo da luz, com temperatura amena para evitar a proliferação de algas, bem como a floculação de partículas finas, o que causa alteração na análise granulométrica. Para evitar que isto ocorra, foi utilizado 1mL para cada litro de amostra da solução de Sulfato de Cobre.

As amostras, após serem decantadas, devem ser reduzidas (retirado o sobrenadante) até uma quantidade em que sua redução não interfira nos sólidos depositados no fundo. Após esta redução transfere-se a amostra remanescente dos recipientes para um bécker de 1000mL passando por uma peneira nº 230. O material retido nesta peneira é seco em estufa para posterior peneiramento na série de peneiras, como ilustrado na Figura 3.11; o material que passa pela peneira 230 é utilizado para a definição do método de análise. O método de análise consiste da retirada de uma amostra de 25 mL, da amostra homogeneizada para a obtenção da concentração proporcional.



Figura 3.11 - Série de Peneiras em processo de pesagem.

A concentração proporcional indica se o ensaio realizado será de Tubo de Retirada pelo Fundo (concentração proporcional menor ou igual a 2000 mg/L), ou o ensaio de Pipetagem (concentração proporcional acima de 2000 mg/L) descrito posteriormente.

3.3.1 Tubo de retirada pelo fundo

Primeiramente, transfere-se duas amostras de 50mL cada uma, da parte sobrenadante, de cada amostra para um bécker visando à determinação do teor de sais solúveis na água natural.

O método do tubo de retirada pelo fundo consiste em inserir a amostra em um tubo até a graduação de 100 centímetros e agitar durante cinco minutos para que se tenha uma boa homogeneização. As amostras são retiradas de dez em dez graduações em intervalos de tempo determinados de acordo com o diâmetro de precipitação das partículas. Os tempos para retirada de cada amostra são em: 0,5; 1; 2; 5; 13; 32; 80; 160; 450 e 451 minutos após o início do ensaio. Para cada retirada de amostra é importante se medir a temperatura da água. A Figura 3.12 mostra o ensaio do tubo de retirada pelo fundo.

As amostras retiradas são levadas para a secagem em estufa a 105°C durante 24h. O peso total da amostra se dá pela diferença entre o peso seco e a tara do becker.



Figura 3.12 - Ensaio do Tubo de Retirada pelo Fundo.

3.3.2 Ensaio de pipetagem

Transfere-se duas amostras de 50mL cada uma, da parte sobrenadante, de cada amostra para um bécker visando à determinação do teor de sais solúveis na água natural.

Para a realização deste ensaio é necessário depositar a amostra em uma proveta graduada até atingir 800 mL, após agita-se a amostra durante 1min e 30s e coloca-se a proveta com a amostra em um tanque com água a uma temperatura pré-estabelecida de 27°C.

Em seguida, pipeta-se 25 mL da amostra em horários e profundidades pré-determinadas, sendo as 4 primeiras coletas a 10 cm da superfície e as 2 últimas a 7 cm da superfície nos seguintes horários: 1min, 2min 38s, 7min 31s, 27min, 1h 13min 56s e 4h 52min 33s, então depositam-se separadamente nos tempos enunciados anteriormente as porções das amostras retiradas nos beckers devidamente preparados como ilustrado na Figura 3.13.

As amostras das cápsulas devem ser secas em estufa a uma temperatura de 105°C durante 24h. O peso total da amostra se dá pela diferença entre o peso seco e a tara do becker.

Transfere-se a amostra remanescente da proveta para um becker de 1000mL, deixa decantar, se reduz ao máximo e transfere-se para um bécker devidamente preparado. O bécker é seco em estufa, resfriado no dessecador e pesado posteriormente.



Figura 3.13 - Ensaio de pipetagem

3.3.3 Ensaio de filtração

Este ensaio foi realizado para obtenção dos valores de concentração das amostras quando ainda não se tinha informações suficientes para a realização dos demais ensaios.

A cápsula+filtro foram colocados na mufla e queimados por 15 minutos a uma temperatura de 550°C; após o resfriamento, pesou-se a cápsula +filtro (P) e foi anotado o peso em uma planilha, então se despejou 100 mL de água da amostra homogeneizada no cadinho com filtro, já instalados no kitazato para se fazer a filtração; em seguida a cápsula+filtro+sedimento foram levados para estufa a 105° C durante 24h.

Depois de pesados cápsula+filtro+sedimento (Ps) foram colocados na mufla por aproximadamente 45 minutos para atingir 550° C então pesou-se novamente a cápsula+filtro+sedimento(Psf) para então calcular: concentração de sedimentos totais (mg/L) = $(Ps - P) \times 1000 / Va$; concentração de sedimentos voláteis (mg/L) = $(Ps - Psf) \times 1000 / Va$; concentração de sedimentos fixos em suspensão (mg/L) = $(Psf - P) \times 1000 / Va$.

A Figura 3.14 mostra o ensaio de filtração.



Figura 3.14 - Ensaio de filtração.

3.3.4 Ensaio de evaporação

Para a obtenção das concentrações totais das amostras em estudo, é necessário realizar a evaporação de toda a amostra em questão. É importante quantificar a amostra em partes (volume para obtenção da concentração dos sólidos dissolvidos, volume retirado de sobrenadante, volume remanescente na garrafa e volume gasto para lavagem) a fim de se obter o volume total da amostra.

O ensaio de evaporação fornece apenas a concentração total da amostra sendo a granulometria da amostra obtida através dos ensaios de peneiramento e

sedimentação, os quais estão descritos posteriormente.

3.3.5 Ensaio de Peneiramento e Sedimentação

A distribuição granulométrica, do material de leito, é a determinação do tamanho das partículas e suas respectivas porcentagens de ocorrência. A distribuição granulométrica é obtida através de ensaios de sedimentação e peneiramento. O ensaio de sedimentação determina a curva granulométrica para a porção de finos do material (silte e argila), enquanto o ensaio de peneiramento determina a curva granulométrica da porção granular do material (areias e pedregulhos).

A determinação da granulometria por peneiramento requer os seguintes procedimentos: deixa-se secar a amostra ao ar livre ou em estufa, em seguida pesa-se 1200g da amostra e peneira-se na peneira número 10. O material, nesta retido passa por um novo peneiramento nas peneiras 19; 12,5; 9,5 e 4. Deste material passante pela peneira 10 são retiradas amostras para verificar o teor de umidade.

Para realização do ensaio de sedimentação usa-se 120g de material seco + 125mL de defloculante, deixando-se em repouso por 24h. Em seguida coloca-se esta amostra no dispersor por 15 minutos, transfere-se para uma proveta completando com água destilada até atingir 1 litro. Agita-se durante 1min30s, realiza-se, então as leituras de densidade e temperatura durante os tempos: 30", 1', 2', 4', 8', 15', 30', 1h, 2h, 4h, 8h, 24h. Após 24h o material é peneirado e lavado com uso da peneira 200, o que fica retido permanece em estufa durante 24 h, depois este material é peneirado na seqüência de peneiras de números: 16, 30, 40, 60, 100, 200.

A partir dos resultados dos dois ensaios acima descritos é obtida uma única curva granulométrica, a qual fornece os diâmetros característicos necessários para aplicação das equações para estimativa de sedimentos. No eixo das abscissas são representados os diâmetros equivalentes e no eixo das ordenadas estão representados as porcentagens acumuladas retidas, à esquerda do gráfico e as porcentagens passantes, à direita do gráfico.

Os procedimentos de cálculo dos ensaios estão descritos no Anexo C.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Resultados de Campo

Foram realizadas, no Arroio Cancela, treze campanhas de medições de descarga sólida total e de parâmetros para a aplicação dos Métodos de Estimativa da Produção de Sedimentos, os quais foram descritos anteriormente na Revisão Bibliográfica. Por isso, foram necessários levantamentos hidráulicos, sedimentométricos, granulométricos e geométricos da seção transversal. O valor da viscosidade da água adotado em todos os experimentos, para uma temperatura de 20°C, foi de 0,00000102 m²/s, o valor do coeficiente da rugosidade, da fórmula de Manning usado foi de 0,07 e a declividade da linha d'água foi obtida pela equação 4.1:

$$\frac{n.Q}{\sqrt{S}} = A.Rh^{\frac{2}{3}} \quad (4.1)$$

onde:

n: n de Manning;

Q: vazão;

S: declividade da linha d'água;

A: área da seção transversal;

Rh: raio hidráulico da seção.

A Tabela 4.1 apresenta o resumo dos dados hidráulicos e geométricos da seção transversal que foram obtidos durante as medições de campo, onde:

A: área da seção transversal;

P: perímetro da seção;

Rh: raio hidráulico da seção;

S: declividade da linha d'água;

B: largura da seção;

U: velocidade média do escoamento;

d: profundidade média do escoamento;

Q: descarga líquida.

Tabela 4.1 - Características hidráulicas e geométricas da seção transversal para o Arroio Cancela.

Data	A (m ²)	P (m)	Rh (m)	S (m/m)	B (m)	U (m/s)	d (m)	Q (m ³ /s)
15/12/03	11,41	6,67	1,71	0,00316	5,35	1,15	2,22	13,10
23/6/04	4,02	6,12	0,66	0,00315	5,20	0,61	0,75	2,44
13/7/04	2,78	5,34	0,52	0,00110	4,60	0,31	0,58	0,85
29/7/04	2,06	5,33	0,39	0,00187	5,00	0,33	0,43	0,67
6/8/04	4,20	5,95	0,71	0,00310	4,80	0,63	0,86	2,64
17/8/04	1,80	5,07	0,35	0,00192	4,65	0,31	0,37	0,56
10/9/04	3,07	5,70	0,54	0,00252	4,50	0,48	0,62	1,46
1-20/09/04	3,03	5,65	0,54	0,00154	4,85	0,37	0,62	1,12
2-20/09/04	2,78	5,55	0,50	0,00124	4,85	0,32	0,57	0,88
3-20/09/04	5,67	7,02	0,81	0,00374	6,00	0,76	1,02	4,30
16/10/2004	2,46	5,66	0,43	0,00324	4,89	0,46	0,54	1,14
1-09/11/04	4,18	5,54	0,75	0,00866	4,30	1,10	0,91	4,59
2-09/11/04	5,93	6,54	0,91	0,01096	4,95	1,40	1,19	8,31

Os índices (1,2 e 3) que precedem algumas datas indicam o número da medição realizada no mesmo dia, para diferentes descargas líquidas.

Na Tabela 4.1 foi possível observar as seguintes faixas de variação para cada evento de chuva: área da seção transversal (1,8 a 11,41m²), perímetro (5,07 a 7,02m), raio hidráulico (0,35 a 1,71m), declividade da linha d'água (0,00110 a 0,01096m/m), largura da seção transversal (4,30 a 6m), velocidade média (0,31 a 1,40m/s), profundidade média (0,37 a 2,22m) e vazão (0,56 a 13,10 m³/s).

As grandes variações nas declividades das linhas d'água, se devem ao fato de que a jusante da seção de medição existe um bueiro celular de concreto que atua como seção de controle, fazendo com que a declividade da linha d'água aumente com a vazão até o ponto em que o nível da água atinge a geratriz superior do bueiro. A partir deste ponto o bueiro opera afogado e há o represamento do escoamento, acarretando em uma diminuição da declividade. A figura 4.1 registra essa variação.

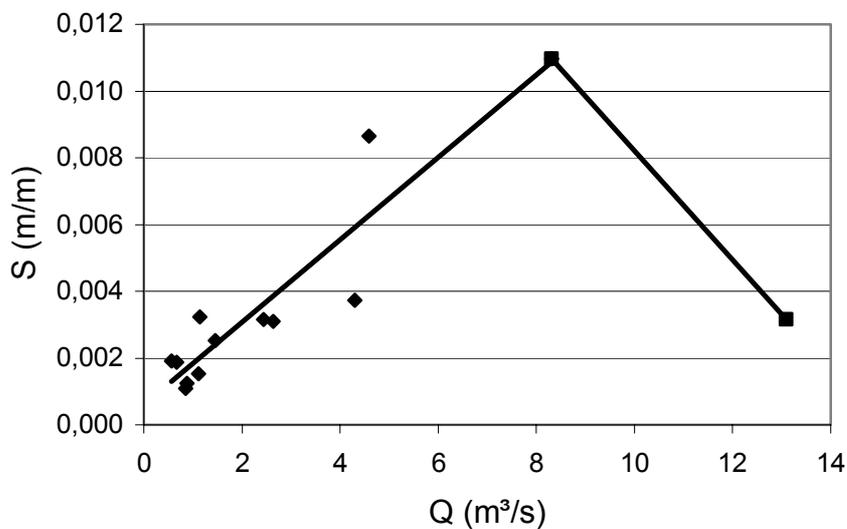


Figura 4.1 – Variação da declividade da linha d'água com a vazão.

A Tabela 4.2 representa a distribuição granulométrica do material de leito coletado no Arroio Cancela, fornecida a partir de ensaios de sedimentação e peneiramento descritos na metodologia, onde:

D: diâmetro da partícula;

(%) Amost. Total < Diam: porcentagem total da amostra menor do que o diâmetro (material passante);

Dinf: diâmetro inferior da faixa de diâmetros;

Dsup: diâmetro superior da faixa de diâmetros;

Dm: diâmetro médio da faixa de diâmetros;

Ib(%): porcentagem do material no leito;

DM: diâmetro médio do material de fundo, calculado pela equação 4.2.

$$DM = \frac{\sum D \cdot ib}{100} \quad (4.2)$$

**Tabela 4.2 - Distribuição granulométrica do material do leito do Arroio
Cancela referente ao dia 13/11/2003.**

Diâmetro D(mm)	(%) Amost Tot. < Diâm..	D _{inf} (mm)	D _{sup} (mm)	D _m (mm)	ib (%)	D _{ib}
25	100,00	19	25	21,79449	0	0
19	100,00	12,5	19	15,41104	0,8044	12,3959
12,5	99,20	9,5	12,5	10,89725	0,8586	9,3568
9,5	98,34	4,8	9,5	6,752777	2,7321	18,4494
4,8	95,60	2,00	4,8	3,098387	7,0537	21,8552
2,00	88,55	1,20	2,00	1,549193	2,7070	4,19374
1,20	85,84	0,60	1,20	0,848528	22,574	19,1542
0,60	63,27	0,42	0,60	0,501996	23,912	12,0038
0,42	39,36	0,25	0,42	0,324037	20,821	6,7466
0,25	18,54	0,15	0,25	0,193649	6,7602	1,3091
0,15	11,78	0,075	0,15	0,106066	1,4127	0,14983
0,075	10,36	0,05612	0,075	0,064878	2,2852	0,1482
0,05612	8,08	0,03979	0,05612	0,047254	0,5939	0,0280
0,03979	7,49	0,02733	0,03979	0,032977	0,5939	0,0195
0,02733	6,89	0,01933	0,02733	0,022984	0	0
0,01933	6,89	0,01415	0,01933	0,016539	0,5939	0,0098
0,01415	6,30	0,01001	0,01415	0,011901	0	0
0,01001	6,30	0,00710	0,01001	0,008427	0,5939	0,0050
0,00710	5,70	0,00506	0,00710	0,005991	1,7818	0,0106
0,00506	3,92	0,00357	0,00506	0,004248	0	0
0,00357	3,97	0,00152	0,00357	0,002326	0,4764	0,0011
0,00152	3,49	0,00153	0,00152	0,001524	1,5412	0,0023
0,00153	1,95				1,9519	0
				soma=	100	105,8396
				DM=		1,058396

A Figura 4.2 ilustra a distribuição granulométrica de material de leito. No eixo das abscissas são representados os diâmetros equivalentes e no eixo das ordenadas estão representados as porcentagens acumuladas retidas, à esquerda do gráfico e as porcentagens passantes, à direita do gráfico.

A Tabela 4.3 apresenta os diâmetros característicos do material de leito, obtidos da curva granulométrica mostrada anteriormente.

Tabela 4.3 - Diâmetros característicos médios do material do leito do Arroio Cancela referente ao dia 13/11/2003.

D90 =	2.40 mm
D84 =	1.20 mm
D65 =	0.65 mm
D50 =	0.50 mm
D35 =	0.35 mm
D16 =	0.20 mm

onde:

D90 – diâmetro da partícula para o qual 90% do material do leito são mais finos;

D84 – diâmetro da partícula para o qual 84% do material do leito são mais finos;

D65 – diâmetro da partícula para o qual 65% do material do leito são mais finos;

D50 – diâmetro da partícula para o qual 50% do material do leito são mais finos;

D35 – diâmetro da partícula para o qual 35% do material do leito são mais finos;

D16 – diâmetro da partícula para o qual 16% do material do leito são mais finos;

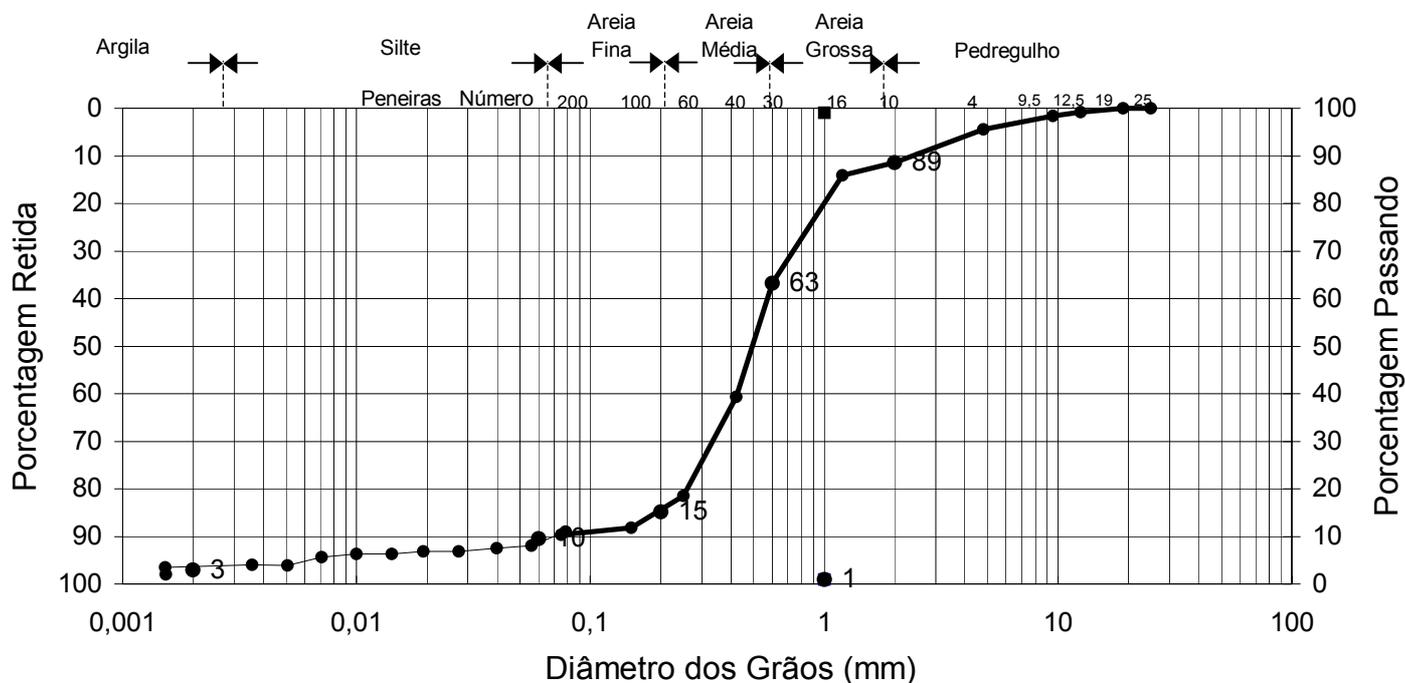


Figura 4.2 - Curva Granulométrica por peneiramento e sedimentação do material do leito do Arroio Cancela referente ao dia 13/11/2003.

No Anexo A encontram-se as distribuições granulométricas do material em suspensão coletado no Arroio Cancela, fornecidas a partir de ensaios de pipetagem e do tubo de retirada pelo fundo.

A Tabela 4.4 apresenta os valores medidos das descargas de sedimentos em suspensão (Q_s), arraste de fundo (Q_f) e descarga total (Q_t) em ton/dia, bem como a descarga líquida (Q) em m^3/s e o valor medido da concentração de sedimentos em suspensão (C) em mg/L para cada evento de chuva.

Tabela 4.4 - Valores de descargas e concentrações medidas.

DATAS	Q_s (ton/dia)	Q_f (ton/dia)	Q_t (ton/dia)	Q (m^3/s)	C (mg/L)
15/12/03	1339,34	26,48	1365,82	13,10	1183,33
23/06/04	178,69	2,00	180,69	2,44	847,6
13/07/04	100,05	0,01	100,06	0,85	1354,4
29/07/04	25,20	0,07	25,27	0,67	432,20
06/08/04	320,59	0,37	320,96	2,64	1405,50
17/08/04	17,96	0,02	17,98	0,56	371,23
10/09/04	103,18	0,21	103,40	1,46	818,00
1-20/09/04	32,41	4,00	36,41	1,12	334,91
2-20/09/04	11,49	1,22	12,71	0,88	151,14
3-20/09/04	549,44	5,80	555,24	4,30	1478,90
16/10/04	27,29	1,22	28,52	1,14	277,10
1-09/11/04	622,07	19,55	641,62	4,59	1568,60
2-09/11/04	1162,70	43,90	1206,60	8,31	1619,40

A Tabela 4.5 apresenta os valores de raio hidráulico da seção em m (R_h), declividade em m/m (S), tensão média de cisalhamento no leito em kgf/m^2 (τ_0), velocidade média do escoamento em m/s (U) e a potência do escoamento em $kgf/m.s$ (Pot:).

Tabela 4.5 - Valores de raio hidráulico, declividade, tensão de cisalhamento, velocidade e potência.

DATAS	Rh	S	τ_0	U	Pot
15/12/03	1,71	0,00316	5,4036	1,15	6,21414
23/06/04	0,66	0,00315	2,079	0,61	1,259874
13/07/04	0,52	0,00110	0,572	0,31	0,17732
29/07/04	0,39	0,00187	0,7293	0,33	0,240669
06/08/04	0,71	0,00310	2,201	0,63	1,38663
17/08/04	0,35	0,00192	0,672	0,31	0,209664
10/09/04	0,54	0,00252	1,3608	0,48	0,653184
1-20/09/04	0,54	0,00154	0,8316	0,37	0,307692
2-20/09/04	0,50	0,00124	0,62	0,32	0,1984
3-20/09/04	0,81	0,00374	3,0294	0,76	2,302344
16/10/04	0,43	0,00324	1,3932	0,46	0,640872
1-09/11/04	0,75	0,00866	6,495	1,10	7,1445
2-09/11/04	0,91	0,01096	9,9736	1,40	13,96304

A Figura 4.3 apresenta a curva de regressão entre as vazões e as profundidades hidráulicas médias do escoamento. A equação obtida foi:

$$Q = 3,7462 d^{2,0405} \quad (4.3)$$

Sendo:

d = profundidade hidráulica em m;

Q = vazão estimada em m³/s.

A equação 4.3 apresentou um coeficiente de correlação de 0,9301.

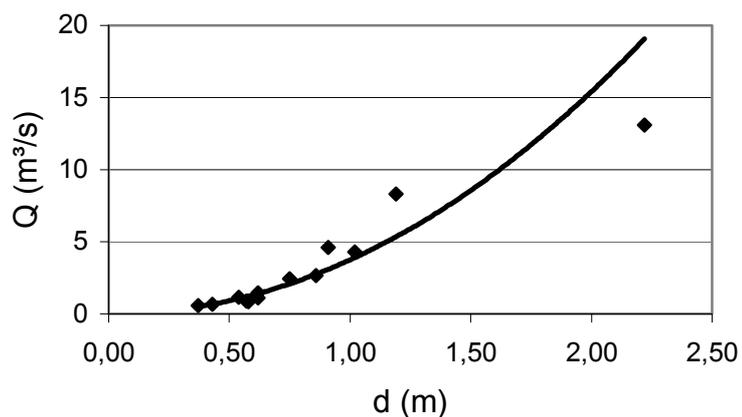


Figura 4.3 - Curva de regressão entre a vazão (m³/s) e a profundidade hidráulica (m) do escoamento.

A Figura 4.4 apresenta a curva de regressão entre a concentração de sedimentos em suspensão e a vazão, sendo a concentração ajustada pela equação:

$$C = 491,44 Q^{0,5523} \quad (4.4)$$

Sendo:

Q = vazão em m³/s;

C = concentração estimada em mg/L.

A equação 4.4 apresentou um coeficiente de correlação de 0,4817.

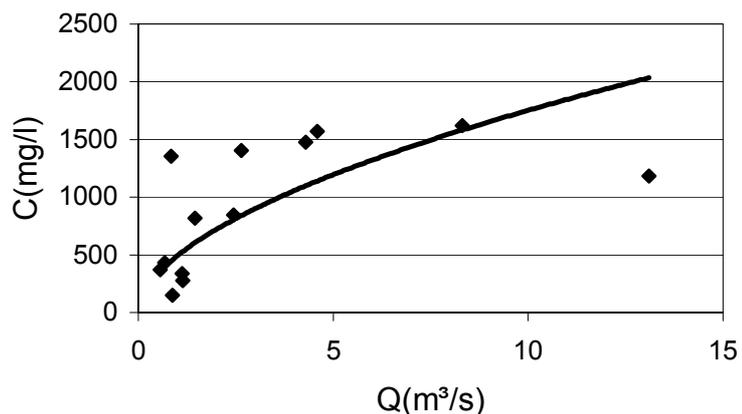


Figura 4.4 - Curva de regressão entre a concentração de sedimentos em suspensão (mg/L) e a vazão (m³/s).

As Figuras 4.5, 4.6, 4.7, 4.8 e 4.9 apresentam as curvas de regressão entre a descarga de sedimentos em suspensão (Q_s) e as demais grandezas características do escoamento.

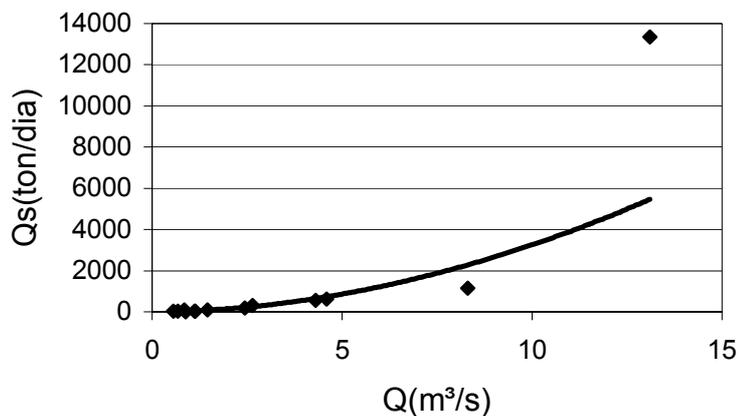


Figura 4.5 - Curva de regressão entre descarga de sedimentos em suspensão (ton/dia) e a vazão (m^3/s).

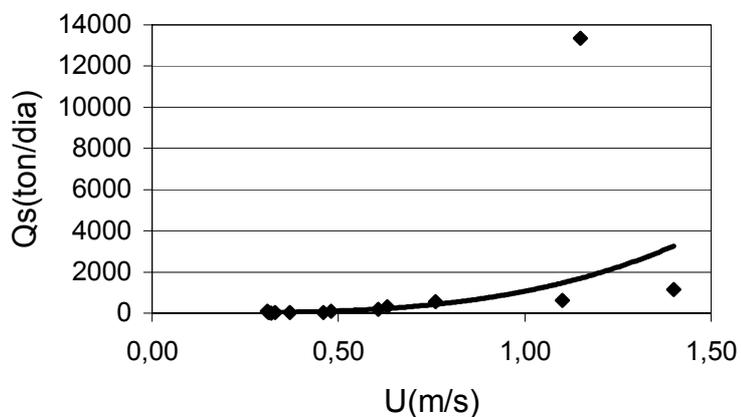


Figura 4.6 - Curva de regressão entre descarga de sedimentos em suspensão (ton/dia) e a velocidade do escoamento (m/s).

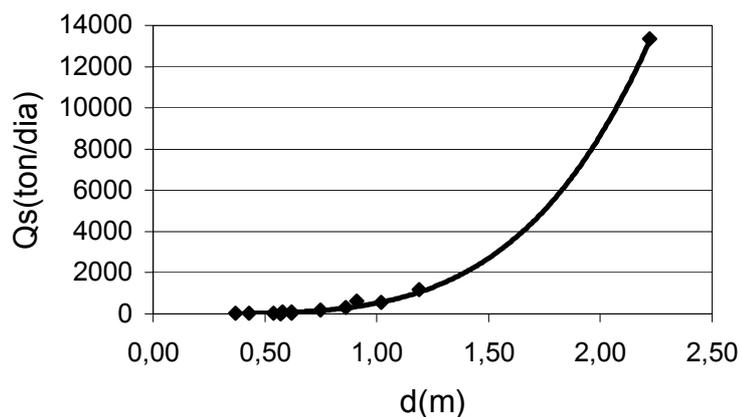
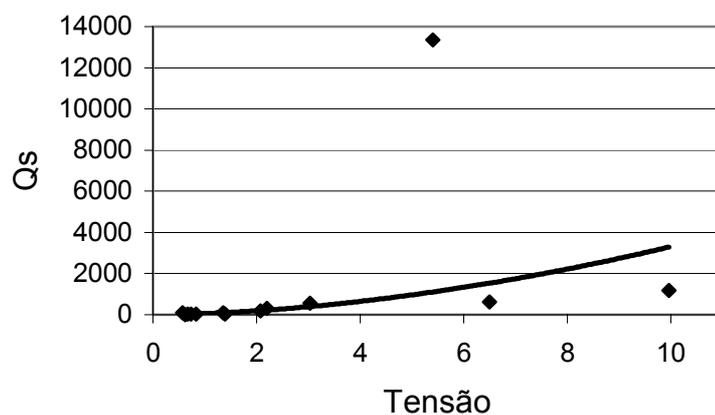


Figura 4.7 - Curva de regressão entre descarga de sedimentos em suspensão (ton/dia) e a profundidade hidráulica do escoamento (m).



A Tabela 4.6 mostra um resumo dos coeficientes das equações de regressão e dos coeficientes de correlação entre a descarga de sedimentos em suspensão e as demais grandezas características do escoamento. Foi adotado o seguinte modelo de equação:

$$y = a.x^b \quad (4.5)$$

Sendo:

y = descarga de sedimento em suspensão em ton/dia;

x = grandeza considerada.

Tabela 4.6 - Coeficientes da equação de regressão (a e b) e coeficientes de correlação (R^2), entre a descarga de sedimentos em suspensão e as demais grandezas características do escoamento.

Grandeza	a	b	R^2
Q	39,5750	1,9153	0,9023
U	1066,5000	3,3269	0,7857
d	520,3500	4,0578	0,9047
τ	54,7080	1,7813	0,7251
Pot	154,1300	1,1624	0,7477

onde:

Q: vazão em m^3/s ;

U: velocidade média do escoamento em m/s ;

d: profundidade média do escoamento em m ;

τ : tensão média de cisalhamento no leito em kgf/m^2 , dada pela equação 4.6.

$$\tau = \gamma \cdot R_h \cdot S \quad (4.6)$$

γ : peso específico da água em ton/m^3

R_h : raio hidráulico da seção em m ;

S: declividade em m/m ;

Pot: potência do escoamento em $kgf/m.s$, dada pelo produto da tensão de cisalhamento pela velocidade média do escoamento.

As Figuras 4.10, 4.11, 4.12, 4.13 e 4.14 apresentam as curvas de regressão entre a descarga de sedimentos de arraste de fundo (Q_f) e as demais grandezas características do escoamento.

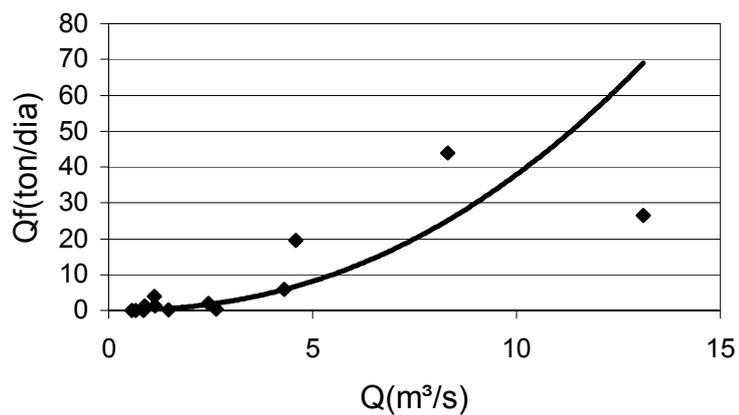


Figura 4.10 - Curva de regressão entre descarga de sedimentos de arraste de fundo (ton/dia) e a vazão (m³/s).

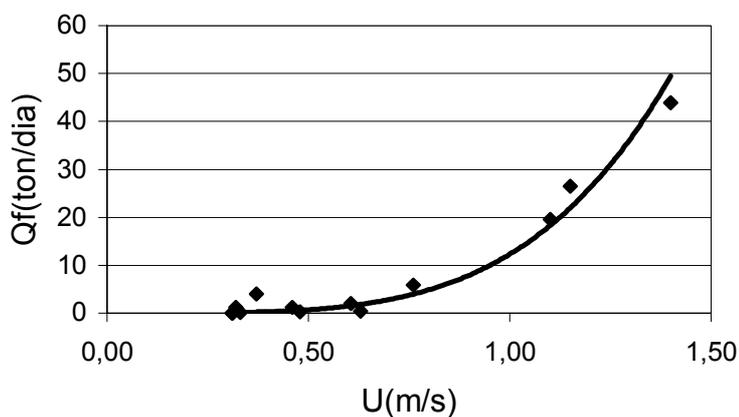


Figura 4.11 - Curva de regressão entre descarga de sedimentos de arraste de fundo (ton/dia) e a velocidade do escoamento (m/s).

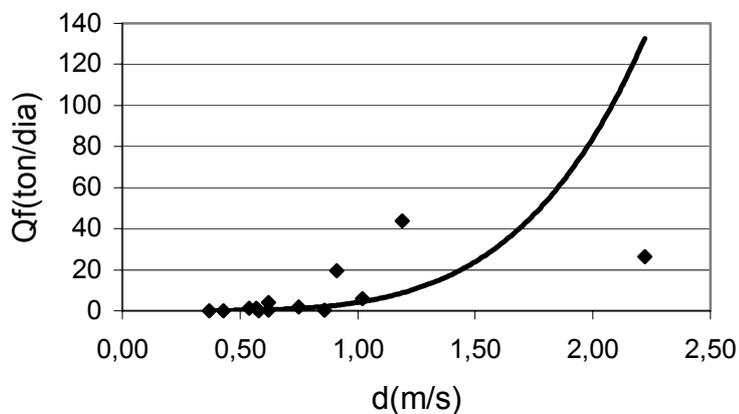


Figura 4.12 - Curva de regressão entre descarga de sedimentos de arraste de fundo (ton/dia) e a profundidade hidráulica do escoamento (m).

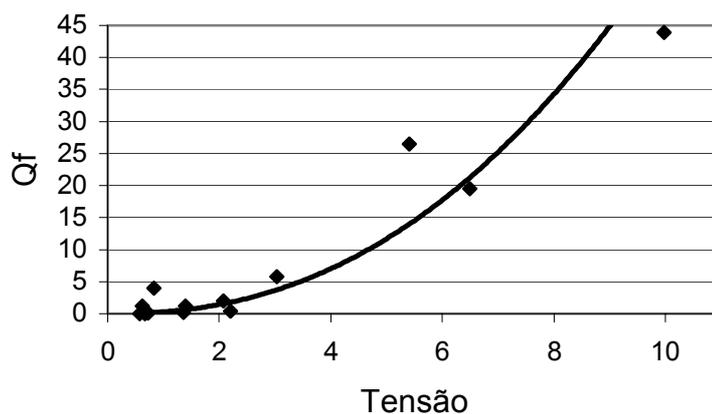


Figura 4.13 - Curva de regressão entre descarga de sedimentos de arraste de fundo (ton/dia) e a tensão média de cisalhamento no leito (kgf/m²).

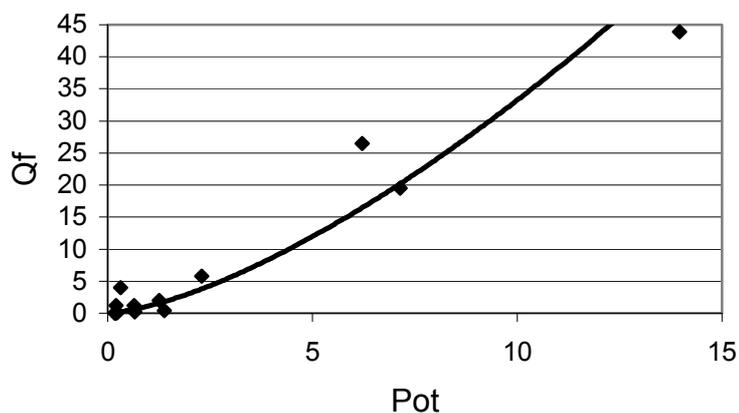


Figura 4.14 - Curva de regressão entre descarga de sedimentos de arraste de fundo (ton/dia) e a potência do escoamento (kgf/m.s).

A Tabela 4.7 mostra um resumo dos coeficientes das equações de regressão e dos coeficientes de correlação entre a descarga de sedimentos de arraste de fundo e as demais grandezas características do escoamento.

Tabela 4.7 - Coeficientes da equação de regressão (a e b) e coeficientes de correlação (R^2), entre a descarga de sedimentos de arraste de fundo e as demais grandezas características do escoamento.

Grandeza	a	b	R^2
Q	0,2285	2,2192	0,6796
U	12,3090	4,1394	0,6823
d	4,0741	4,3671	0,5878
$\sigma\tau$	0,2936	2,2891	0,6718
Pot	1,1107	1,4763	0,6766

onde:

Q: vazão em m^3/s ;

U: velocidade média do escoamento em m/s ;

d: profundidade média do escoamento em m ;

$\sigma\tau$: tensão média de cisalhamento no leito em kgf/m^2 , dada pela equação 4.6.

γ : peso específico da água em ton

Rh: raio hidráulico da seção em m ;

S: declividade em m/m ;

Pot: potência do escoamento em $kgf/m.s$, dada pelo produto da tensão de cisalhamento pela velocidade média do escoamento.

As Figuras 4.15, 4.16, 4.17, 4.18 e 4.19 apresentam as curvas de regressão entre a descarga total de sedimentos (Q_t) e as demais grandezas características do escoamento.

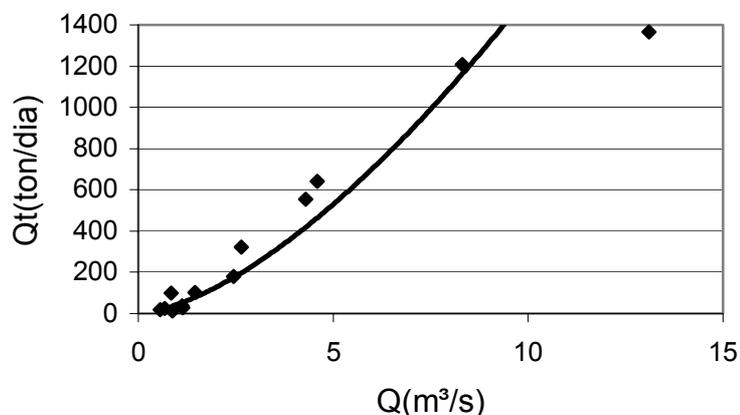


Figura 4.15 - Curva de regressão entre descarga total de sedimentos (ton/dia) e a vazão (m^3/s).

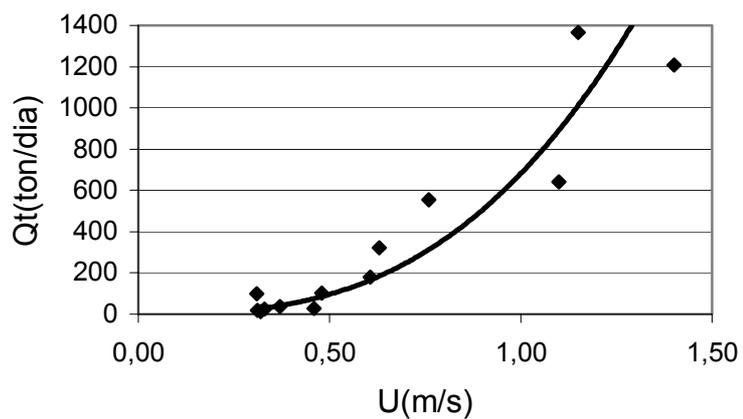


Figura 4.16 - Curva de regressão entre descarga total de sedimentos (ton/dia) e a velocidade do escoamento (m/s).

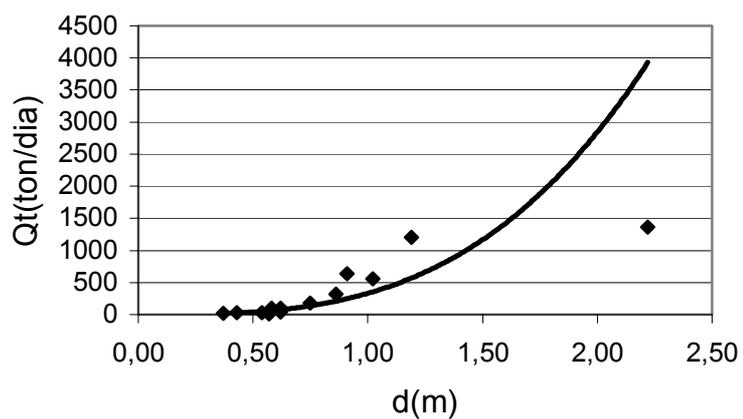


Figura 4.17 - Curva de regressão entre descarga total de sedimentos (ton/dia) e a profundidade hidráulica do escoamento (m).

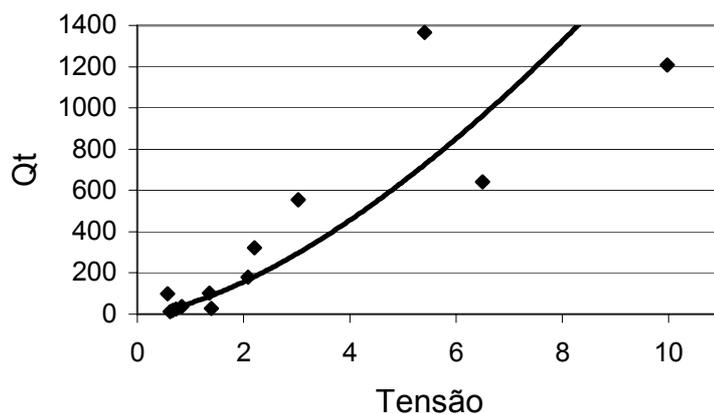


Figura 4.18 - Curva de regressão entre descarga total de sedimentos (ton/dia) e a tensão média de cisalhamento no leito (kgf/m²).

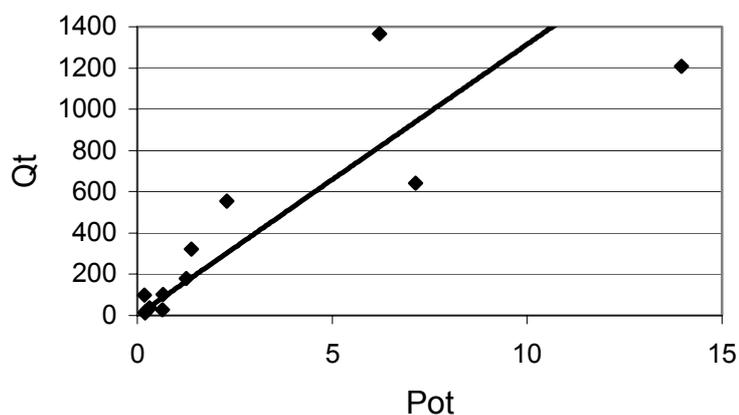


Figura 4.19 - Curva de regressão entre descarga total de sedimentos (ton/dia) e a potência do escoamento (kgf/m.s).

A Tabela 4.8 mostra um resumo dos coeficientes das equações de regressão e dos coeficientes de correlação entre a descarga total de sedimentos e as demais grandezas características do escoamento.

Tabela 4.8 - Coeficientes da equação de regressão (a e b) e coeficientes de correlação (R^2), entre a descarga total de sedimentos e as demais grandezas características do escoamento.

Grandeza	a	b	R^2
Q	43,9150	1,5469	0,8888
U	681,8000	2,8247	0,8552
d	332,5000	3,0965	0,7955
τ	53,9350	1,5400	0,8183
Pot	132,02	0,9983	0,8327

onde:

Q: vazão em m^3/s ;

U: velocidade média do escoamento em m/s ;

d: profundidade média do escoamento em m ;

τ : tensão média de cisalhamento no leito em kgf/m^2 , dada pela equação 4.6.

γ : peso específico da água em ton

Rh: raio hidráulico da seção em m ;

S: declividade em m/m ;

Pot: potência do escoamento em $kgf/m.s$, dada pelo produto da tensão de cisalhamento pela velocidade média do escoamento.

Os resultados acima apresentados, referentes ao Arroio Cancela, mostraram que:

- a vazão apresentou um bom ajuste quando relacionada com a profundidade hidráulica, resultando em um coeficiente de correlação de 0,9301;
- a concentração de sedimentos não apresentou um bom ajuste quando relacionada com a vazão, resultando em um coeficiente de correlação de 0,4817;
- a descarga de sedimentos em suspensão apresentou um bom ajuste quando relacionada com a vazão, com a velocidade, com a profundidade hidráulica, com a tensão de cisalhamento no leito e com a potência do escoamento resultando em coeficientes de correlação de 0,9023, 0,7857, 0,9047, 0,7251 e 0,7477, respectivamente;
- a descarga de sedimentos de arraste de fundo apresentou bons ajustes quando relacionadas com a vazão, velocidade, profundidade hidráulica, com a tensão de cisalhamento no leito e com a potência do escoamento resultando em coeficientes

de correlação de 0,6796, 0,6823, 0,5878, 0,6718 e 0,6766, respectivamente.

- a descarga total de sedimentos apresentou um bom ajuste quando relacionada com a vazão, velocidade, profundidade hidráulica, com a tensão de cisalhamento no leito e com a potência do escoamento resultando em coeficientes de correlação de 0,8888, 0,8552, 0,7955, 0,8133 e 0,8327, respectivamente.

4.2 Resultados da Aplicação dos Métodos de Cálculo da Descarga Total de Sedimentos

A Tabela 4.9 apresenta os resultados das 13 medições da descarga total de sedimentos (Q_{tm}) e dos cálculos para estimativa da descarga total de sedimentos (Q_{tc}) usando os Métodos de cálculo de: Einstein Modificado por Colby e Hembree (1955), Colby (1957), Engelund e Hansen (1967), Yang (1973), Ackers e White (1973), Van Rijn (1984), Karim (1998) e Cheng (2002).

A Tabela 4.10 apresenta a relação entre a vazão por unidade de largura do canal (Q/B) e a razão (r) entre os valores da descarga de sedimentos total calculados e os medidos.

Tabela 4.9 - Resultados das descargas medidas e calculadas.

	Einstein Mod.	Colby	Engelund Hansen	Yang	Ackers e White	Van Rijn	Karim	Cheng	
Data	Qtm (ton/dia)	Qtc (ton/dia)	Qtc (ton/dia)	Qtc (ton/dia)	Qtc (ton/dia)	Qtc (ton/dia)	Qtc (ton/dia)	Qtc (ton/dia)	
15/12/03	1365,82	-	1826,43	7541,53	2692,82	975,03	4593,68	1226,64	17665,25
23/06/04	180,68	204,20	242,65	482,75	222,83	94,35	457,04	80,20	3352,64
13/07/04	100,06	102,97	111,87	15,93	6,01	2,86	21,28	3,59	389,15
29/07/04	25,27	28,49	32,76	28,01	10,31	5,07	45,82	5,63	611,54
06/08/04	320,96	323,49	408,30	520,99	251,15	101,59	478,33	89,89	3365,22
17/08/04	17,98	23,74	23,71	21,17	7,51	3,91	37,46	4,15	467,29
10/09/04	103,40	103,44	131,13	139,75	72,78	31,94	160,52	25,58	1540,36
1-20/09/04	36,41	33,47	42,75	42,51	19,58	8,81	53,72	8,89	768,84
2-20/09/04	12,71	10,91	16,27	20,20	7,84	3,71	27,47	4,46	476,71
3-20/09/04	555,24	302,37	728,07	1537,69	629,62	245,44	1312,83	255,89	7982,73
16/10/04	28,52	29,28	42,96	144,49	67,31	28,55	196,80	26,62	1989,48
1-09/11/04	641,62	681,93	968,55	7286,17	2117,46	909,31	4836,35	937,56	16967,79
2-09/11/04	1206,60	1285,25	1932,28	25819,35	5772,33	2427,54	14998,41	3224,31	41834,76

Tabela 4.10 - Relação entre a vazão por unidade de largura do canal (Q/B) e a razão (r) entre os valores da descarga de sedimentos total calculados e os medidos.

Data	Q/B	r							
		Einstein Mod.	Colby	Engelund e Hansen	Yang	Ackers e White	Van Rijn	Karim	Cheng
15/12/03	2,45	-	1,34	5,52	1,97	0,71	3,36	0,90	12,93
23/06/04	0,47	1,13	1,34	2,67	1,23	0,52	2,53	0,44	18,56
13/07/04	0,18	1,03	1,12	0,16	0,06	0,03	0,21	0,04	3,89
29/07/04	0,13	1,13	1,30	1,11	0,41	0,20	1,81	0,22	24,20
06/08/04	0,55	1,01	1,27	1,62	0,78	0,32	1,49	0,28	10,48
17/08/04	0,12	1,32	1,32	1,18	0,42	0,22	2,08	0,23	25,99
10/09/04	0,32	1,00	1,27	1,35	0,70	0,31	1,55	0,25	14,90
1-20/09/04	0,23	0,92	1,17	1,17	0,54	0,24	1,48	0,24	21,12
2-20/09/04	0,18	0,86	1,28	1,59	0,62	0,29	2,16	0,35	37,51
3-20/09/04	0,72	0,54	1,31	2,77	1,13	0,44	2,36	0,46	14,38
16/10/04	0,23	1,03	1,51	5,07	2,36	1,00	6,90	0,93	69,76
1-09/11/04	1,07	1,06	1,51	11,36	3,30	1,42	7,54	1,46	26,45
2-09/11/04	1,68	1,07	1,60	21,40	4,78	2,01	12,43	2,67	34,67

As figuras 4.20, 4.21, 4.22, 4.23, 4.24, 4.25, 4.26 e 4.27 apresentam os gráficos da variação da razão (r) com a vazão por unidade de largura do canal (Q/B).

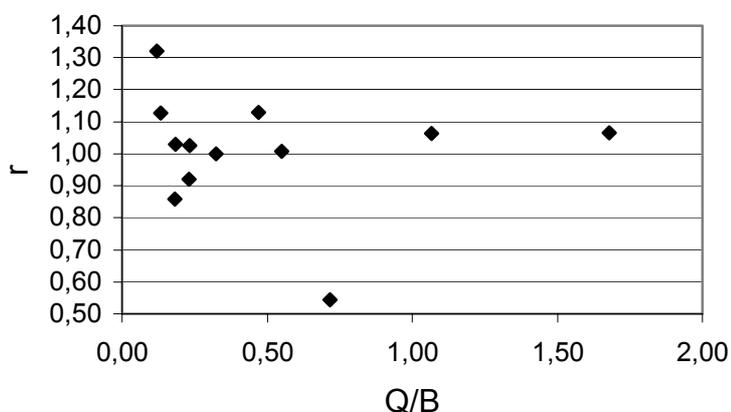


Figura 4.20 - Gráfico da variação da razão (r) para o Método de Einstein Modificado (1955) com a vazão por unidade de largura do canal (Q/B).

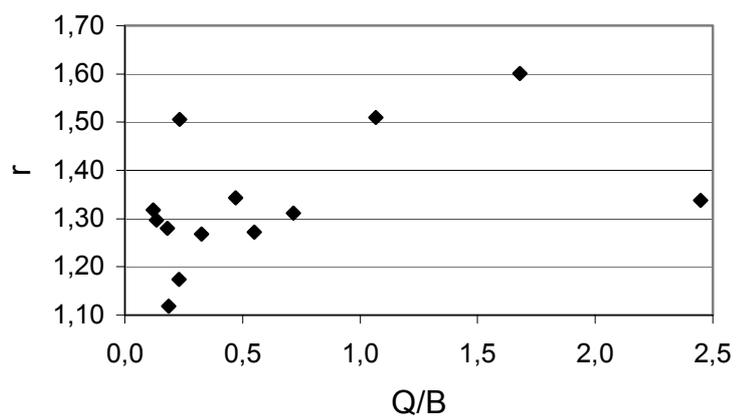


Figura 4.21 - Gráfico da variação da razão (r) para o Método de Colby (1957) com a vazão por unidade de largura do canal (Q/B).

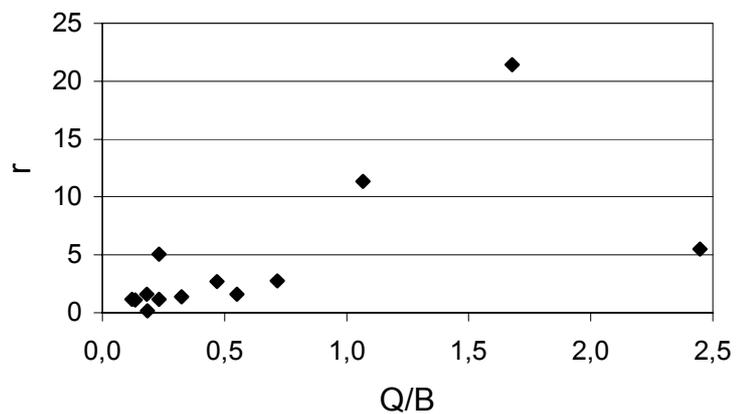


Figura 4.22 - Gráfico da variação da razão (r) para o Método de Engelund e Hansen (1967) com a vazão por unidade de largura do canal (Q/B).

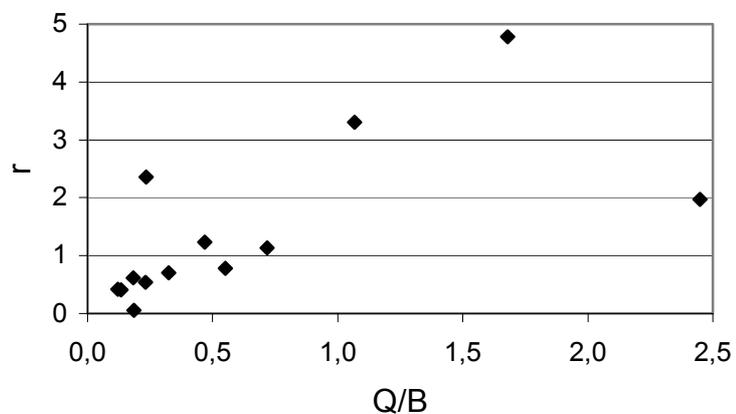


Figura 4.23 - Gráfico da variação da razão (r) para o Método de Yang (1973) com a vazão por unidade de largura do canal (Q/B).

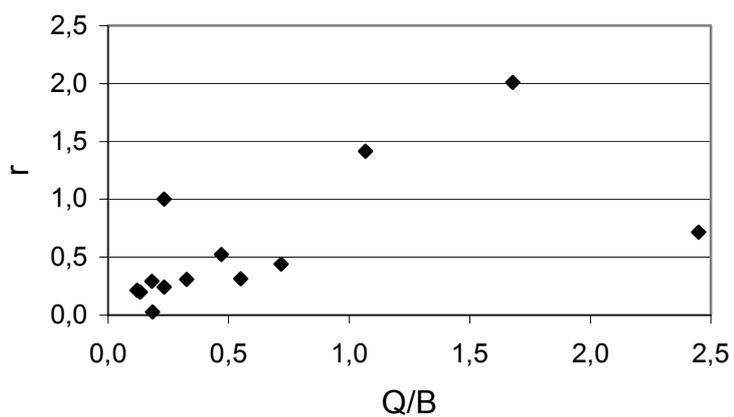


Figura 4.24 - Gráfico da variação da razão (r) para o Método de Ackers e White (1973) com a vazão por unidade de largura do canal (Q/B).

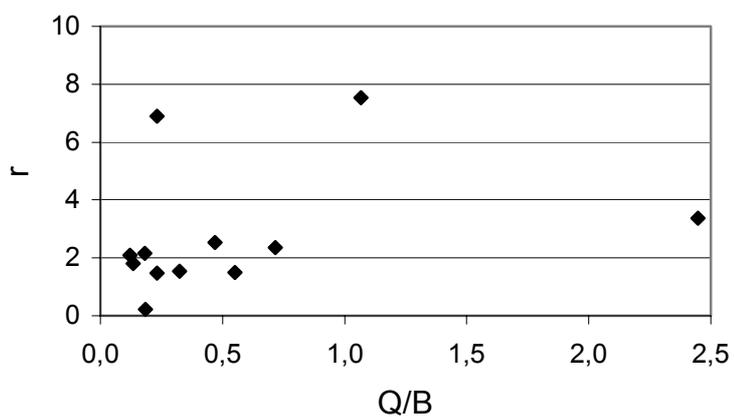


Figura 4.25 - Gráfico da variação da razão (r) para o Método de Van Rijn (1984) com a vazão por unidade de largura do canal (Q/B).

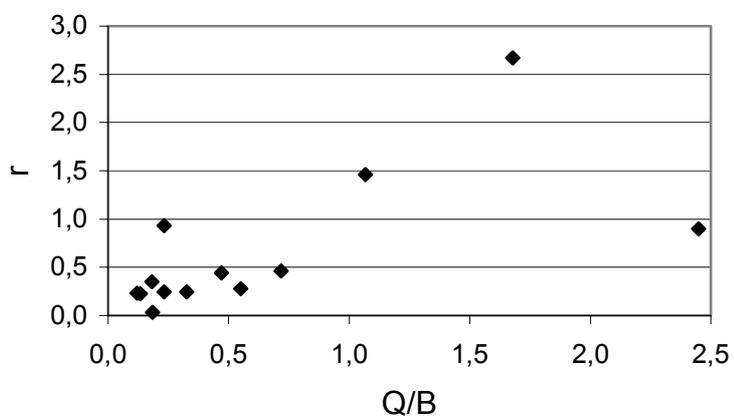


Figura 4.26 - Gráfico da variação da razão (r) para o Método de Karim (1998) com a vazão por unidade de largura do canal (Q/B).

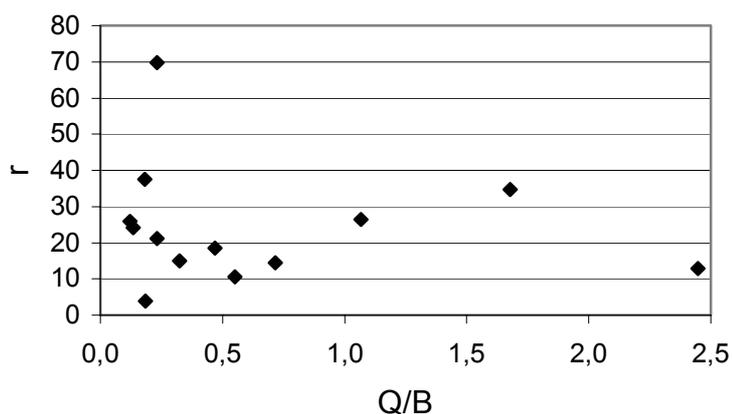


Figura 4.27 - Gráfico da variação da razão (r) para o Método de Cheng (2002) com a vazão por unidade de largura do canal (Q/B).

Os resultados da descarga total de sedimentos calculada pelos métodos são comparados com os resultados da descarga total de sedimentos medida. Os melhores resultados apresentados pelos métodos são os resultados iguais ou mais próximos dos resultados obtidos das medições. Para uma análise mais precisa na escolha do método que apresentou os melhores resultados foram feitos cálculos do índice de dispersão (ID), conforme proposto por Aguirre et al. (2004) dado pela equação 2.97. São aceitáveis os métodos que apresentam ID com valores menores ou iguais a dez. Os métodos serão tanto melhores, quanto mais próximo de zero for o ID. A Tabela 4.11 apresenta os valores de ID.

Tabela 4.11 - Índice de dispersão (ID) para quantificar a estimativa de sedimentos de um rio ou canal, proporcional a dispersão experimental.

	MNE (%)	MPF	ID
Einstein Modif. (1955)	11,14	0,96	0,11
Colby (1957)	33,36	1,33	0,44
Engelund e Hansen (1967)	351,09	4,38	15,38
Yang (1973)	94,28	2,37	2,23
Ackers e White (1973)	62,66	5,10	3,2
Van Rijn (1984)	265,3	3,53	9,37
Karim (1998)	67,58	4,53	3,06
Cheng (2002)	2321,73	24,22	562,26

onde:

MNE (%): erro médio normalizado;

MPF: fator médio de estimativa;

ID: índice de dispersão dado pela equação 2.5.

As amostras para a determinação da descarga total de sedimentos foram coletadas no Arroio Cancela e analisadas em laboratório entre Dezembro de 2003 e Novembro de 2004. Foram feitas estimativas da descarga total de sedimentos usando os Métodos de: Einstein Modificado por Colby e Hembree (1955), Colby (1957), Engelund e Hansen (1967), Yang (1973), Ackers e White (1973), Van Rijn (1984), Karim (1998) e Cheng (2002). As Tabelas 4.10 e 4.11, anteriormente apresentadas, mostraram que:

- o método de Einstein Modificado por Colby e Hembree apresentou os melhores resultados em todos os casos, com r variando entre 0,54 a 1,32, média de 1,01 e ID igual a 0,11;
- o Método de Colby apresentou o segundo melhor resultado, com r variando entre 1,12 a 1,60, média de 1,33 e ID igual a 0,44;
- no Método de Engelund e Hansen r variou de 0,16 a 21,40, média de 4,38 e ID igual a 15,38;
- no Método de Yang r variou entre 0,06 a 4,78, média de 1,41 e ID igual a 2,23;
- no Método de Ackers e White r variou de 0,03 a 2,01, média de 0,59 e ID igual a 3,2;
- no Método de Van Rijn r variou de 0,21 a 12,43, média de 3,53 e ID igual a 9,37;
- no Método de Karim r variou de 0,04 a 2,67, média de 0,65 e ID igual a 3,06;
- no Método de Cheng r variou de 3,89 a 69,76, média de 24,22 e ID igual a 562,26.

Os métodos de Einstein Modificado por Colby e Hembree (1955) e Colby (1957), apresentaram os melhores resultados porque são métodos que usam dados medidos de concentração de sedimentos em suspensão, ao contrário dos demais. Por isso, seus resultados podem ser comparados entre si, na escolha do melhor deles, mas não podem ser comparados com resultados obtidos pelos métodos de estimativas.

As Figuras 4.20 até 4.27 mostraram que:

- em todos os métodos observou-se uma tendência crescente de r com o aumento da vazão por unidade de largura do canal;
- em todas as figuras, com exceção da Figura 4.20, aparece um ponto isolado dos

demais, onde a vazão por unidade de largura é de 2,45. Esse ponto difere-se dos demais, pois representa um evento de cheia ocorrido no dia 15/12/2003 onde se deu o transbordamento da calha, a vazão medida neste dia foi de 13,10 m³/s. Os dados desse evento não foram aplicados no método de Einstein Modificado por Colby e Hembree (1955), pois os ensaios de concentração de sedimentos em suspensão foram realizados pelo método de filtração, o qual não fornece a distribuição granulométrica dos sedimentos em suspensão necessária à aplicação de tal método.

A classificação das formas de fundo foi apresentada no item 2.3.4, de acordo com Van Rijn (1984). Em todos os eventos as formas de fundo foram do tipo dunas, com exceção dos eventos dos dias 15/12/03, 3_20/09/04, 1_09/11/04 e 2_09/11/04, onde as formas de fundo foram do tipo fundo plano, transição, fundo plano e fundo plano, respectivamente.

Tabela 4.12 – ID (índice de dispersão) calculados e ID apresentados por Aguirre-Pe.

Métodos em comum	ID calculado	ID Aguirre-Pe
1.Engelund e Hansen	15.38	15.333
2.Ackers e White	3.2	31.015
3.Karim	3.06	38.560
4.Cheng	562.26	247.910

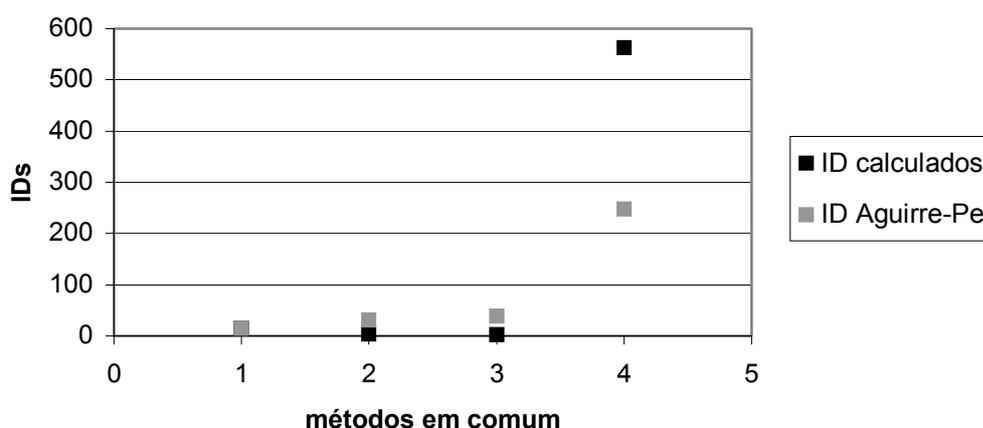


Figura 4.28 - Gráfico comparativo dos valores de ID calculados com os valores de ID apresentados por Aguirre-Pe.

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Os resultados obtidos das treze campanhas realizadas entre Dezembro de 2003 a Novembro de 2004 no Arroio Cancela em Santa Maria, RS, permitiram comparar os valores medidos da descarga total de sedimentos com os valores calculados pelos métodos de Einstein Modificado por Colby e Hembree (1955), Colby (1957), Engelund e Hansen (1967), Yang (1973), Ackers e White (1973), Van Rijn (1984), Karim (1998) e Cheng (2002).

Os dois métodos que incorporam dados medidos de concentração de sedimentos em suspensão: Einstein Modificado por Colby e Hembree (1955) e Colby (1957) obtiveram os melhores resultados. O melhor deles foi o de Einstein Modificado por Colby e Hembree com a relação entre a descarga calculada e a descarga medida de 1,01 e índice de dispersão de 0,11. Em seguida o método de Colby mostrou que a relação entre a descarga calculada e a medida foi de 1,33 e índice de dispersão de 0,44.

Dos métodos da estimativa indireta da descarga total de sedimentos, o método de Yang foi o que apresentou os melhores resultados com a relação entre a descarga calculada e a descarga medida de 1,41 e índice de dispersão de 2,23. Os métodos de Karim (1998) e Ackers e White (1973) apresentaram bons resultados, com as relações entre as descargas calculadas e as descargas medidas de 0,65 e 0,59 e índices de dispersão de 3,06 e 3,20, respectivamente. O método de Van Rijn (1984) apresentou relação entre a descarga calculada e a descarga medida de 3,53 e índice de dispersão de 9,37. Considerando que os índices de dispersão são aceitáveis até 10, o método de Van Rijn pode ser considerado, porém comparado com os demais, apresentou resultados ruins.

Os piores resultados de todos os métodos aplicados foram apresentados pelos métodos de Engelund e Hansen (1967) e pelo método de Cheng (2002). O método de Engelund e Hansen mostrou uma relação entre a descarga calculada e a descarga medida de 4,35 e índice de dispersão de 15,38. O método de Cheng foi o pior deles, com relação entre a descarga calculada e a descarga medida de 24,22 e índice de dispersão de 562,26.

Com base nas conclusões pode-se recomendar que sejam feitas medidas da concentração de sedimentos em suspensão para posterior aplicação dos métodos

de Einstein Modificado por Colby e Hembree (1955) e Colby (1957), com o objetivo de caracterizar o transporte de sedimentos na seção em estudo . No caso da ausência de medidas da concentração de sedimentos em suspensão pode-se aplicar o método de Yang (1973) que apresentou o melhor resultado, em relação aos demais, quando comparado com dados medidos.

Os métodos de Karim (1998) e Ackers e White (1973) subestimaram a descarga total de sedimentos, enquanto os métodos de Van Rijn (1984), Engelund e Hansen (1967) e Cheng (2002) superestimaram essa carga.

As medições e coletas no campo são de fundamental importância para se obter dados reais da seção ou trecho do rio que se quer analisar. O trabalho de campo é árduo e às vezes passa por situações inesperadas. As possíveis falhas nos cálculos da descarga total de sedimentos podem estar nas medições, nas coletas, nas análises de laboratório e, talvez, em alguns métodos de cálculo. Por isso é importante que os métodos de cálculo, sejam aprimorados e adaptados para diferentes condições de campo e que se desenvolvam também novos métodos aplicáveis a estas condições, já que a maioria deles usa dados medidos em calhas de laboratório. Com objetivo de facilitar e minimizar os erros das coletas de sedimentos de arraste de fundo e suspensão, o desenvolvimento de novos equipamentos de medições deve ser incentivado.

6. REFERÊNCIAS

- ACKERS, P. & WHITE, W.R. Sediment Transport: New Approach and Analysis. **Journal of the Hydraulics Division**, ASCE, vol. 99, No.HY 11, Nov., pp.2041-2060. 1973.
- AGUIRRE-PE, J.; MONCADA, A.T. e OLIVERO, M.L. Transporte de Sedimentos en Rios y Canales. In: **XXI CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA**, IAHR, Oct., 2004, São Pedro, SP. 10p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Solo - Análise Granulométrica - Análise de Ensaio : **NBR 7181**. São Paulo, 1984. 13p.
- CARVALHO, N. O. Guia de Práticas Sedimentométricas. **Agência Nacional de Energia Elétrica, Superintendência de Estudos e Informações Hidrológicas**, 2000. 154p.
- CARVALHO, N. O. **Hidrossedimentologia Prática**. CPRM: ELETROBRÁS, 1994. 372p.
- CHENG, N. S. Exponential Formula for Bedload Transport. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, Vol. 128, n.10, Oct., pp.942-946. 2002.
- KARIM, F. Bed Material Discharge Prediction for Nonuniform Bed Sediments. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, Vol. 124, n. 6, Jun., pp.597-604. 1998.
- LABORATÓRIO CESP DE ENGENHARIA CIVIL (LCEC)**, Ensaios Sedimentométricos - Companhia Energética de São Paulo (CESP), Ilha Solteira, SP, 2004.
- MENDES, A. B. **Einstein.xls**, Modelo matemático para cálculo da descarga sólida total pelo método modificado de Einstein. Monografia de final de Curso de Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.
- MOLINAS, A.; WU, B. Transport of Sediment in Large Sand-Bed Rivers. **Journal of Hydraulic Research**, Vol. 39, n. 2, Oct., pp. 135-146. 2001.
- PAIVA, J. B. D. **Avaliação dos Modelos Matemáticos de Cálculo do Transporte de Sedimentos em Rios**. 1988. 315p. Tese (Doutorado em Hidráulica e Saneamento). Universidade de São Carlos, São Paulo, 1988.
- PAIVA, J. B. D. Métodos de Cálculo do Transporte de Sedimentos em Rios. **Hidrologia Aplicada a Gestão de Pequenas Bacias Hidrográficas**. Porto Alegre. ABRH, 2001. cap. 12, p. 313-364.

- PAIVA, J. B. D. Quantidade dos Recursos Hídricos. **Hidrologia Aplicada a Gestão de Pequenas Bacias Hidrográficas**. Porto Alegre. ABRH, 2001. cap. 19, p. 539-540.
- PAIVA, L. E. D. **Aplicação de Métodos Macroscópicos na Determinação da Carga Sólida Total Transportada em Rios**. 1995. 186f. Tese (Doutorado em Recursos Hídricos e Saneamento). Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, 1995.
- PONCE, R. J. C. **Análise da Aplicabilidade e Modificações de Modelos de Cálculo do Transporte de Sedimento por Arraste de Fundo em Rios de Médio Porte**. 1990. 373p. Tese (Doutorado em Hidráulica e Saneamento). Universidade de São Carlos, São Paulo, 1990.
- RIVAS, S. A. M.; SÁNCHEZ, J. L. L. Transporte de Sedimentos en el Río Orinoco. In: **XXI CONGRESO LATINOAMERICANO DE HIDRÁULICA**, IAHR, Oct., 2004, São Pedro, SP. 7p.
- SIMÕES, S. J. C.; COIADO, E. M. Processos Erosivos. **Hidrologia Aplicada a Gestão de Pequenas Bacias Hidrográficas**. Porto Alegre. ABRH, 2001. cap. 10, p. 283-293.
- VAN RIJN, L. C. Sediment Transport, Part I: Bed Load Transport. **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, Vol. 110, n.10, Oct., pp.1431-1456. 1984.
- VAN RIJN, L. C. Sediment Transport, Part II: Suspended Load Transport . **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, Vol. 110, n.11, Nov., pp.1613-1641. 1984.
- VAN RIJN, L. C. Sediment Transport, Part III: Bed Forms and Alluvial Roughness . **Journal of Hydraulic Engineering**, ASCE, Vol. 110, n.12, Dec., pp.1733-1754. 1984.
- YANG, C.T. Incipient Motion and Sediment Transport. **Journal of the Hydraulics Division**, ASCE, Vol.99, n. HY10, Oct., pp.1679-1701. 1973.

ANEXOS

ANEXO A – DISTRIBUIÇÕES GRANULOMÉTRICAS DOS SEDIMENTOS EM SUSPENSÃO FORNECIDAS A PARTIR DE ENSAIOS DE PIPETAGEM E DO TUBO DE RETIRADA PELO FUNDO.

Tabela A1 - Faixa Granulométrica 23/06/04

ϕ mm	% < ϕ
2	99,4
1	97,1
0,5	77,4
0,25	48,7
0,125	39,5
0,062	28,3
0,031	19,5
0,016	13,1
0,008	6,1
0,004	4,0
0,002	1,8

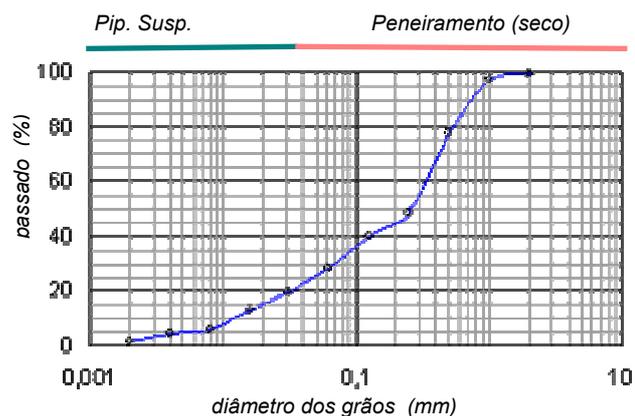


Figura A1 - Curva Granulométrica 23/06/04

Tabela A2 - Faixa Granulométrica 13/07/04

ϕ mm	% < ϕ
2	100,0
1	100,0
0,5	100,0
0,25	96,1
0,125	92,0
0,062	85,1
0,031	55,9
0,016	25,6
0,008	10,1
0,004	6,3
0,002	0

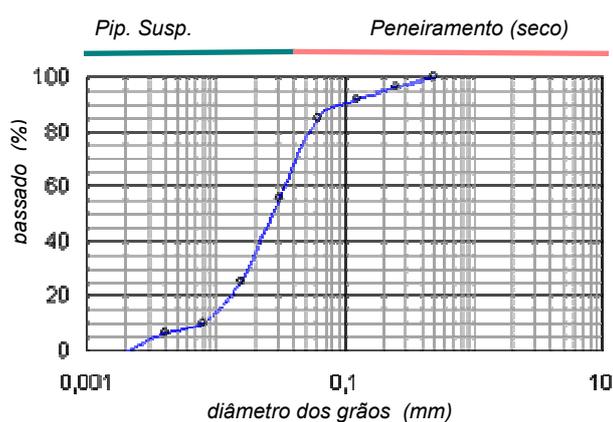


Figura A2 - Curva Granulométrica 13/07/04

**Tabela A3 - Faixa
Granulométrica 29/07/04**

ϕ mm	% < ϕ
2	100,0
1	100,0
0,5	100,0
0,25	97,7
0,125	93,9
0,062	87,6
0,031	43,5
0,016	12,9
0,008	2,9
0,004	2,9
0,002	0,6

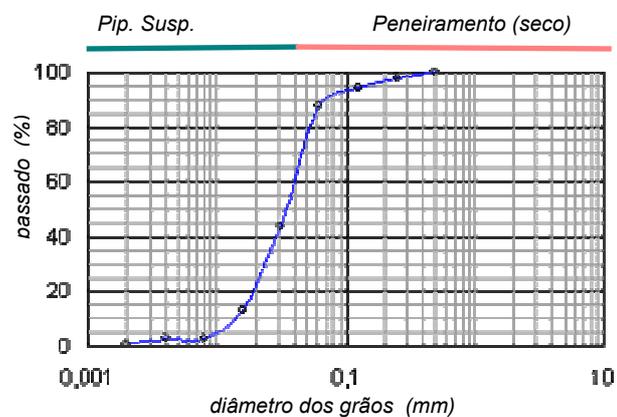


Figura A3 - Curva Granulométrica 29/07/04

**Tabela A4 - Faixa
Granulométrica 06/08/04**

ϕ mm	% < ϕ
2	100,0
1	100,0
0,5	100,0
0,25	93,5
0,125	85,6
0,062	70,0
0,031	44,1
0,016	26,1
0,008	12,9
0,004	8,2
0,002	0,4

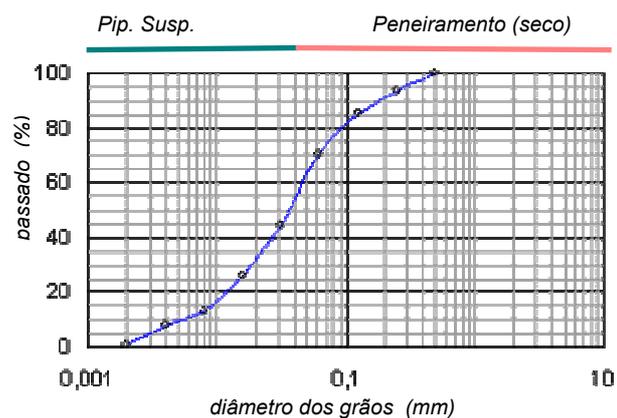


Figura A4 - Curva Granulométrica 06/08/04

**Tabela A5 - Faixa
Granulométrica 17/08/04**

ϕ mm	% < ϕ
2	100,0
1	100,0
0,5	100,0
0,25	89,8
0,125	77,8
0,062	72,1
0,0442	59,0
0,0312	48,2
0,0221	36,4
0,0156	25,8
0,0110	17,5
0,0078	11,7
0,0055	7,7
0,0039	5,0

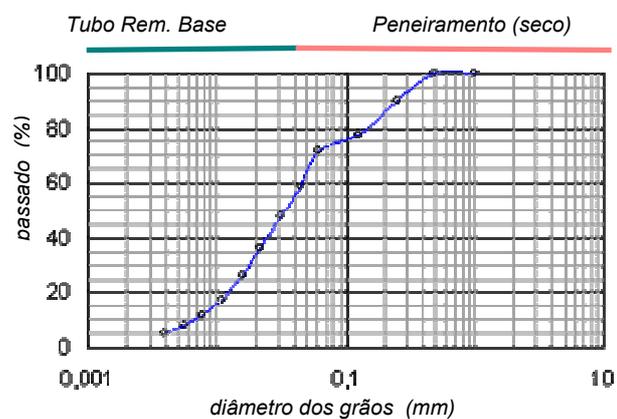


Figura A5 - Curva Granulométrica 17/08/04

**Tabela A6 - Faixa
Granulométrica 10/09/04**

ϕ mm	% < ϕ
2	100,0
1	100,0
0,5	100,0
0,25	91,6
0,125	82,1
0,062	64,5
0,031	32,7
0,016	13,3
0,008	6,8
0,004	2,1
0,002	0

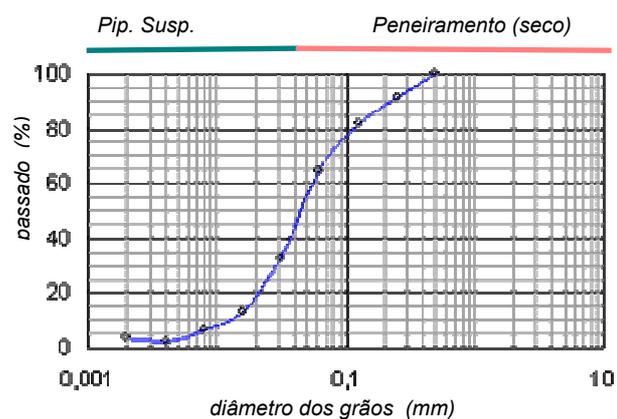
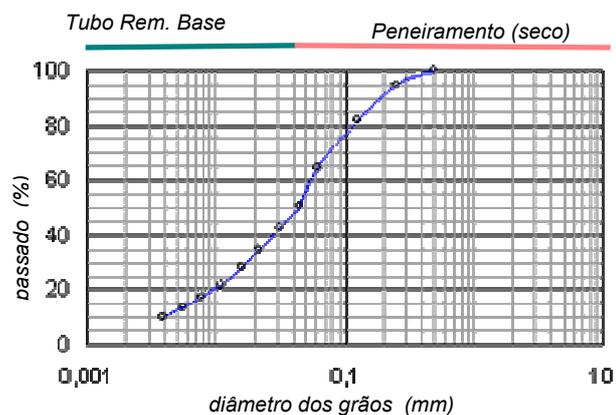


Figura A6 - Curva Granulométrica 10/09/04

**Tabela A7 - Faixa
Granulométrica 20/09/04
(1ºEvento)**

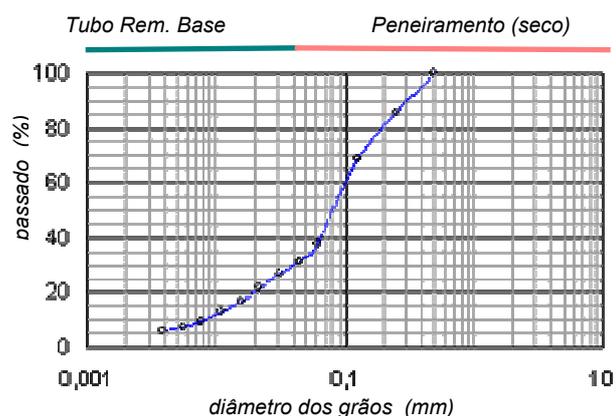
ϕ mm	% < ϕ
2	100,0
1	100,0
0,5	100,0
0,25	94,8
0,125	81,9
0,062	64,5
0,0442	50,7
0,0312	42,8
0,0221	35,0
0,0156	27,9
0,0110	22,0
0,0078	17,2
0,0055	13,4
0,0039	10,5



**Figura A7 - Curva Granulométrica 20/09/04
(1ºEvento)**

**Tabela A8 - Faixa
Granulométrica 20/09/04
(2ºEvento)**

ϕ mm	% < ϕ
2	100,0
1	100,0
0,5	100,0
0,25	85,2
0,125	68,6
0,062	37,6
0,0442	31,4
0,0312	26,7
0,0221	21,7
0,0156	16,9
0,0110	12,9
0,0078	9,7
0,0055	7,3
0,0039	5,5



**Figura A8 - Curva Granulométrica 20/09/04
(2ºEvento)**